ＩＳＳＮ　１８８０－０１１４
国総研プロジェクト研究報告第　47 号
平 成 ２７ 年　 ２　 月

国土技術政策総合研究所
プロジェクト研究報告

PROJECT RESEARCH REPORT of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.47　　February 2015

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

Development of Building Seismic Performance Evaluation Technologies in Response to the Advance of Earthquake Motion Information

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

国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告　Project Research Report of NILIM
第 47 号　2015 年 02 月　No.47 February 2015

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

西山　功　（2010.4-2012.3）　*
向井　昭義（2012.4-2014.3）　**

Development of Building Seismic Performance Evaluation Technologies in Response to the Advance of Earthquake Motion Information

Isao Nishiyama（2010.4-2012.3）
Akiyoshi Mukai（2012.4-2014.3）

概要

海溝型等の巨大地震に対し、建築物に対する安全確保をより確実なものとするためには、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が必要となる。これらに対し、地盤－構造物の動的相互作用（SSI）が大きく影響することは周知の通りである。本研究では SSI の効果を明らかにするために、超高層建築物を含む建築物とその周辺地盤における強震観測体制を拡充した。2011 年東北地方太平洋沖地震での記録を含む観測記録を使って、SSI の効果を、新しく提案された方法を使って分析した。また、いくつかの既存の実用的耐震設計手法の妥当性が検証した。

ｷｰﾜｰﾄﾞ　：　地震観測、相互作用、設計用地震力

Synopsis

To ensure seismic safety of buildings more certainly against huge earthquakes like subduction one, it is required to evaluate seismic force input to buildings and their responses due to it more accurately. It is well known that dynamic soil-structure interaction（SSI）affects them very largely. To make SSI effects clear, we expanded an observation system of strong motions in buildings, in which high-rise buildings included, and on their surrounding ground surface. Using observation records, some of which were observed in the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, the SSI effects are analyzed with the new proposed method. And validity of some existing practical seismic design methodology is verified.

Key Words :

*	Strong motion observation, Dynamic soil-structure interaction, Seismic design of buildings

---

**	前々建築研究部長	Former Director of Building Department
	前建築研究部長	Former Director of Building Department

担当研究者一覧

＜＞内は執筆担当を表す

◆プロジェクトリーダー

建築研究部長　　西山功（平成 22.4～24.3）

建築研究部長　　向井昭義（平成 24.4～26.3）

◆プロジェクトメンバー

建築研究部構造基準研究室　室長　小豆畑達哉（平成 22.4～26.3）　＜1～5 章,付録 3,別添＞

同室　主任研究官　新井洋（平成 22.4～26.3）

建築研究部基準認証システム研究室　主任研究官　井上波彦（平成 22.4～26.3）　＜1～5 章、付録 1,2＞

同室　主任研究官　石原直（平成 22.4～23.3）

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」
報告書

目次

第 1 章　はじめに　・・・・・・・ 1-1

第 2 章　本研究での建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物　・・・・・・・ 2-1
2.2 整理項目　・・・・・・・ 2-1
2.3 建物区分に応じた地震観測記録の整理結果　・・・・・・・ 2-1

第 3 章　地震観測記録に基づく超高層建物の地震入力・応答評価　・・・・・・・ 3-1
3.1 超高層建物への地震入力に関する分析　・・・・・・・ 3-1
3.2 超高層建物の地震応答に対する長周期地震動の影響　・・・・・・・ 3-23

第 4 章　地震観測記録に基づく中低層建物の地震入力・応答評価　・・・・・・・ 4-1
4.1 はじめに　・・・・・・・ 4-1
4.2 同定に基づく方法による分析　・・・・・・・ 4-2
4.3 シミュレーション解析に基づく分析　・・・・・・・ 4-42
4.4 基礎入力動の簡易評価　・・・・・・・ 4-49

第 5 章　まとめ　・・・・・・・ 5-1

付録 1　観測に用いた地震計
1.1 観測対象建物及び設置地震計一覧　・・・・・・・ 付 1-1
1.2 設置地震計諸元（国総研）　・・・・・・・ 付 1-6

付録 2　震観測建築物 12 棟の地震記録整理結果
2.1　UTM 観測点　・・・・・・・ 付 2-2
2.2　EDG 観測点　・・・・・・・ 付 2-15
2.3　TKS 観測点　・・・・・・・ 付 2-30
2.4　NIT 観測点　・・・・・・・ 付 2-49
2.5　ANX 観測点　・・・・・・・ 付 2-69
2.6　OHJ 観測点　・・・・・・・ 付 2-89
2.7　NRK 観測点　・・・・・・・ 付 2-102
2.8　UKM 観測点　・・・・・・・ 付 2-120
2.9　HMB 観測点　・・・・・・・ 付 2-132

2.10　SN2 観測点　・・・・・・・　付 2-148
2.11　CG7 観測点　・・・・・・・　付 2-166
2.12　URM 観測点　・・・・・・・　付 2-184

付録３　入力地震動の簡易評価　・・・・・・・　付 3-1

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)　・・・・・・・　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
９．建築物 TRZ (33F+B4F, 直接基礎) について　・・・・・・・　別 9-1
10. 建築物 SNN(36F, 杭基礎, 免震)について　・・・・・・・　別 10-1

第１章　はじめに

1.1　研究の背景・目的

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整備していく必要に迫られているところと言える。

近年の地震動情報の高度化の結果、任意地点での地震動の特性がより詳細に明らかにされつつあるが、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、建築基準法のレベルに収まるか否か、疑問を持たざるを得ないものも見られるようになっている。

一方、建築物に作用する地震力は、地表面上の地震動がそのまま建築物に入力すると見なした場合より、地盤 - 構造物の動的相互作用効果によって、かなり低減される場合のあることが知られている。

また、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、深刻な問題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。

以上の状況を鑑みると、建築物の地震入力及び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効果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効果についての理論的、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効果の実態を把握し、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、この種の地震記録は圧倒的に不足している。

そのため、本研究では、建築物での地盤 - 構造物の動的相互作用効果を把握、分析するための地盤 - 建築物の同時地震観測の拡充と、記録の収集、整理、分析に取り組むこととした。ここでの分析結果は建築物の地震入力と応答を評価するための耐震性能評価技術に反映されるものである。ただし、地震観測記録を多種多様な地盤条件と建築物の構造形式において、より幅広い地震入力のレベルで収集するには、限られた研究期間のみではなく継続的な建築物の地震観測が必要である。本研究により構築された地震観測体制と観測記録の分析手法が研究終了後も活用され、新しい情報と知見が得られ次第、耐震性能評価技術は、随時、検証又は改良されていくべきものと考えている

1.2　研究体制

以上に示す背景・目的の認識の下、国土交通省国土技術政策総合研究所では、平成 22 年度より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」（以下「総プロ」と呼ぶ）を実施することとした。また、これと同時に、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」を設置した。

「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

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

以上に示すように、本研究は、建築物の地震観測を研究の主体とするため、国土技術政策総合研究所では、プロジェクトの計画段階から、(独)建築研究所及び(独)都市再生機構に地震観測に係る共同研究実施を依頼した。本研究の成果はこれら 2 機関の建築物地震観測による記録に負う部分が極めて大きい。

なお、(独)都市再生機構の建築物地震観測記録の整理分析は下記の共同研究委員会で行われたものである。

「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

1.3 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、目的、及び、研究体制を示す。

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と地震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、及び、4) 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を整理している。

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程度、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効果の影響を検討する。これら地盤 - 構造物の動的相互作用効果の出現の様相には、建築物階数、基礎形式等の条件に応じていくつかの特徴的なパターンが見出される。

第３章　地震観測記録に基づく超高層建築物の地震入力・応答評価

比較的軟弱な地盤に立地する超高層建築物を対象に、基礎構造形式に応じた地震入力の違いを地震観測記録に基づき分析する。特に、根入れが深い場合には回転入力の発生が予想されるが、通常の設計では無視されるその影響が超高層建築物にどの程度の影響を与えるのか等を検討する。

また、2011 年の東北地方太平洋沖地震では、超高層建築物について広範な地域で地震記録が得られているので、地域による観測記録の比較を行い、長周期地震動の発現の様相等を検討する。

第４章　地震観測記録に基づく中低層建築物の地震入力・応答評価

地盤―構造物の動的相互作用効果が、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、地震記録に現れる動的相互作用効果の様相には、建築物階数、基礎形式等の条件に応じた特徴的なパターンが見出されるので、本章では、これらの条件下にあるものを代表する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、本研究において検討されたものである。また、建築物の地震入力については入力損失効果を考慮に入れた基礎入力動に関する既往の簡易予測法と地震記録とを対比することで、地震入力に対する基礎形式の違い等の影響を検討する。

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効果一般を問題とした場合の課題を述べる。

付録

付録Ⅰでは、国土技術政策総合研究所による地震観測に用いた地震観測機器の仕様等を示す。

付録Ⅱでは、第 2 章第 2 節及び 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本研究で定めた整理項目に従い整理した結果を示す。

付録Ⅲでは、第 4 章第 4 節で取り上げた基礎入力動の簡易評価法を建築物 15 棟に適用した結果を、これらの地盤、基礎構造等の概要とともに示す。

別添

観測建築物９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) 地震観測記録の評価、解釈のための判断材料として用いる。

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。

なお、本報告では建築物名称をアルファベット 3 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、2010 年，B-2 分冊，p.21

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、2011 年，B-2 分冊，p.321

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、2011 年，B-2 分冊，p.323

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、2012 年, B-2 分冊，p.641

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-201 2 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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.1-2.

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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.3-4.

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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.13-14.

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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.17-18

第 3 章に関するもの

10) 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、2012 年，B-2 分冊、p.633

11) 古山田耕司、小豆畑達哉、井上波彦、新井洋、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 2　直接基礎建築物のシミュレーションと入力評価、2012 年，B-2 分冊，p.635

12) 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、2012 年、B-2 分冊、p.637

13) 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、2012 年、B-2 分冊、p.639

14) 猿田正明、山本祥江、森川和彦、中西啓二、飯場正紀、小豆畑達哉、井上波彦：東北地方太平洋沖地震における超高層免震建物の挙動、日本建築学会技術報告集第１９巻、第４２号、pp.477-480、2013 年６月

第 4 章に関するもの

15) 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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.5-6.

16) 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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.15-16

17) 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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.29-30

18) 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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.31-32

19) 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、2013 年、日本建築学会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.33-34

20) 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.

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呼称している。

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。

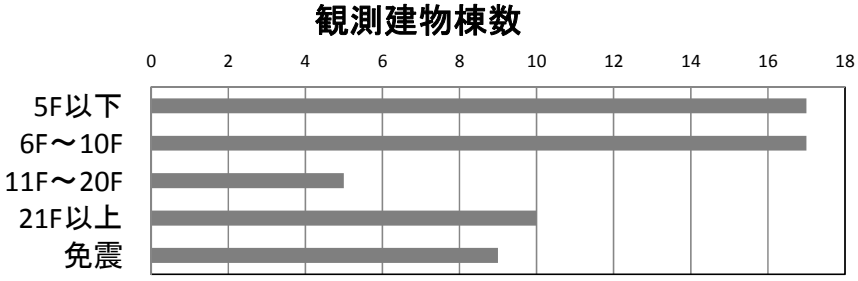


図 2.1-1　階数に応じた観測建築物の内訳

なお、表 2.1-1 及び表 2.1-2 において、本研究期間内(H22～H25 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)を実施機関とする全建築物 17 棟、(独)建築研究所を実施機関とする 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)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、周辺地盤に地震計が設置された地震観測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されている。(独)建築研究所による全ての地震観測建築物については 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 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	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	(m)				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	宮崎県延岡市	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	宮崎県宮崎市	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	愛知県名古屋市	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

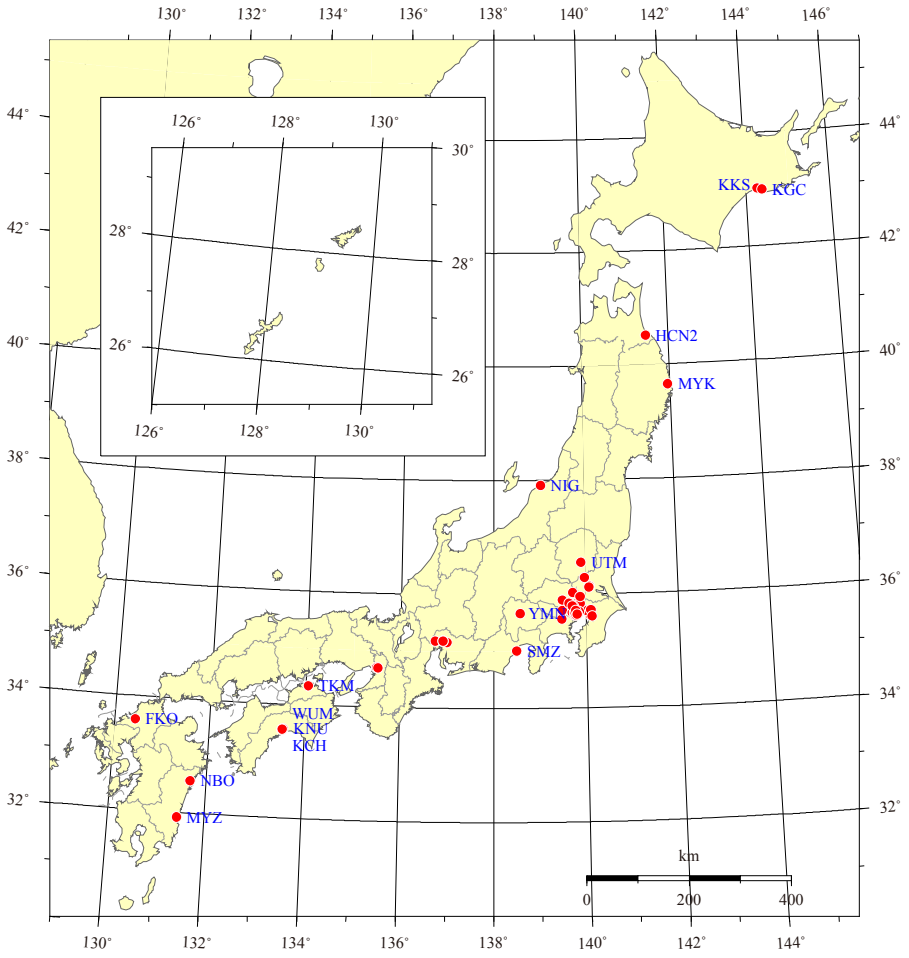


図 2.1-2 建築物地震観測点の配置(1)

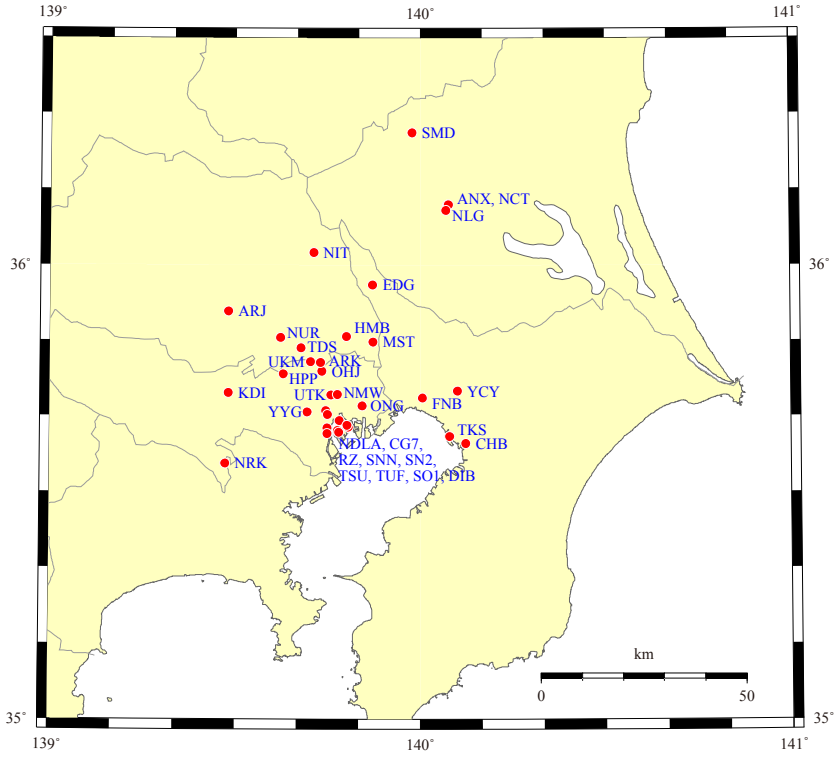


図 2.1-3 観測対象建築物の分布(2)

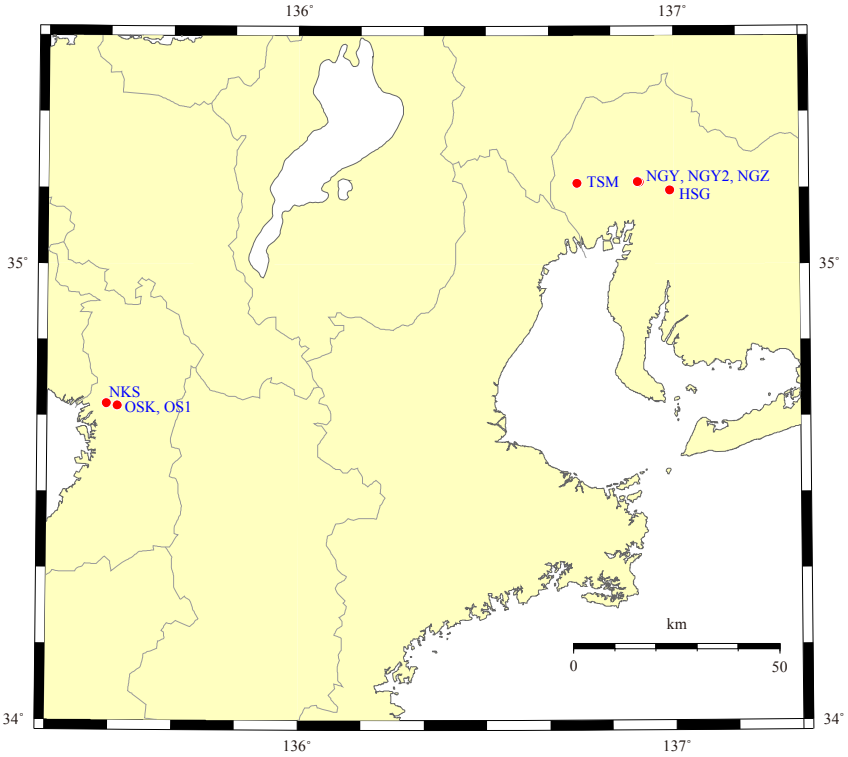


図 2.1-4 観測対象建築物の分布(3)

2.2 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 11 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。その他の観測建築物については、地震観測記録がある程度蓄積され、整理が進み次第、今後、順次、(独)建築研究所及び国土技術政策総合研究所のホームページにて公表することとする。

表 2.2-1 地震観測記録の整理項目

１．建築物の概要

「1.1 建築物概要」「1.2 地盤概要」及び「1.3 観測概要」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

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)、(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。

$f_A = PGA/PGV/2\pi$ (2.1)

$f_V = PGV/PGD/2\pi$ (2.2)

ただし、(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)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と減衰定数

建築物の固有振動数と減衰定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及び減衰定数について、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)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。

(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(311 前)
(4) 震度 3 の記録の平均フーリエスペクトル比(311 前)
(5) 震度 4 の記録の平均フーリエスペクトル比(311 前)
(5) 震度 2 の記録の平均フーリエスペクトル比(311 後)
(6) 震度 3 の記録の平均フーリエスペクトル比(311 後)
(7) 震度 4 の記録の平均フーリエスペクトル比(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、本節末の整理結果例に示される通り、整理結果をまとめたレポートにおいて、(3)～(13)のフーリエスペクトル比のグラフは付録として扱う。また、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。

表中の「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。このような平滑化によって、特に減衰の小さな建築物において、応答増幅特性が過小に評価される可能性もある。そこで、以下において、フーリエスペクトル比の平滑化の影響について確認しておくことにする。

対象建築物は、鉄骨造の超高層建築物 CG7(33F+B2F, 杭基礎)と鉄筋コンクリート造の超高層建築物 SN2(32F+B1F, 連壁+杭基礎)である。図 2.2-1 から図 2.2-6 までが CG7 であり、図 2.2-7 から図 2.2-12 までが SN2 である。2011 年東北地方太平洋沖地震以前と以後に分けた上で、Parzien 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を示している。なお、図に示すフーリエスペクトル比はいくつかの地震記録のアンサンブル平均である。幅を 0.1Hz とすると、スペクトル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、Parzien window を掛けなくても、比較的明瞭なフーリエスペクトル比のピークを見出さることが分かる。しかしながら、中低層の場合には、応答にノイズが含まれることが多く、ピークを見出しにくくなる場合も多い。本研究では数多くの中低層建築物を対象としており、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統一的に幅を 0.1Hz としている。

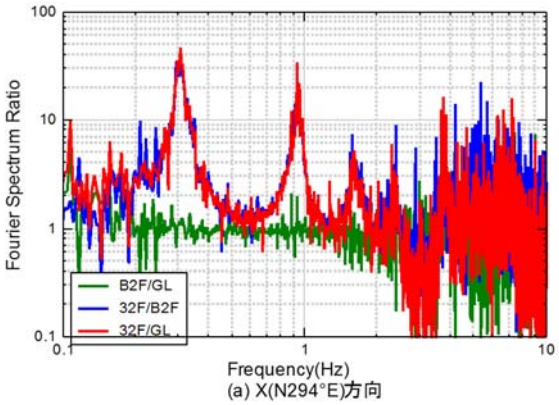


図 2.2-1 フーリエスペクトル比
(20110311 以前、CG7、Parzen=0.0Hz)

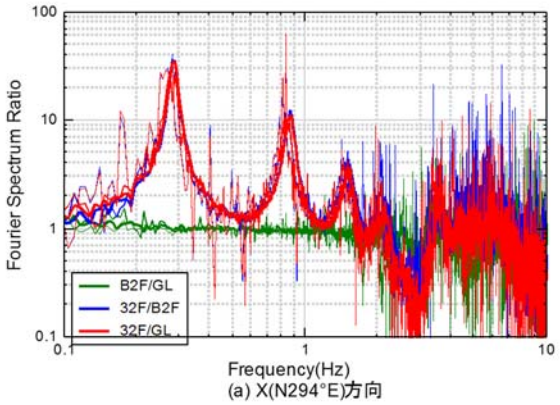


図 2.2-2 フーリエスペクトル比
(20110311 以後、CG7、Parzen=0.0Hz)

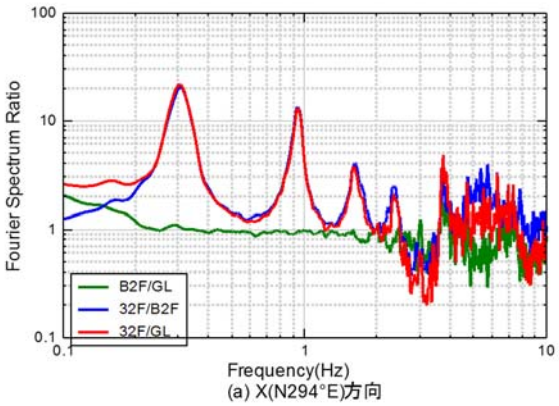


図 2.2-3 フーリエスペクトル比
(20110311 以前、CG7、Parzen=0.05Hz)

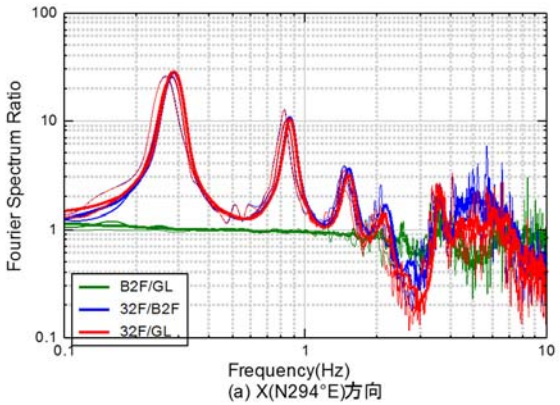


図 2.2-4 フーリエスペクトル比
(20110311 以後、CG7、Parzen=0.05Hz)

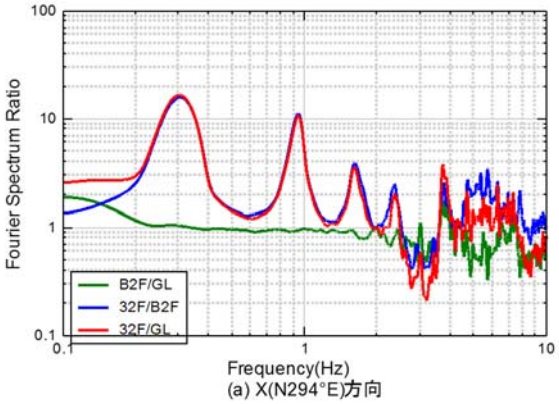


図 2.2-5 フーリエスペクトル比
(20110311 以前、CG7、Parzen=0.1Hz)

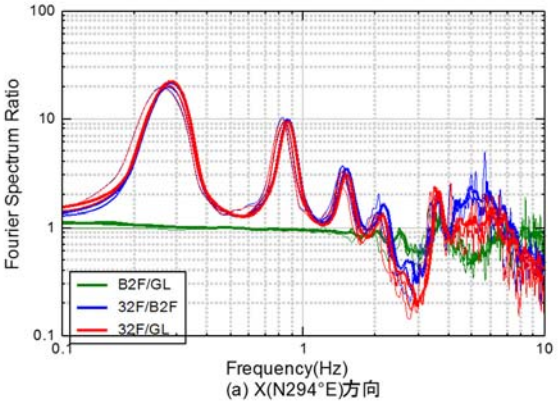


図 2.2-6 フーリエスペクトル比
(20110311 以後、CG7、Parzen=0.1Hz)

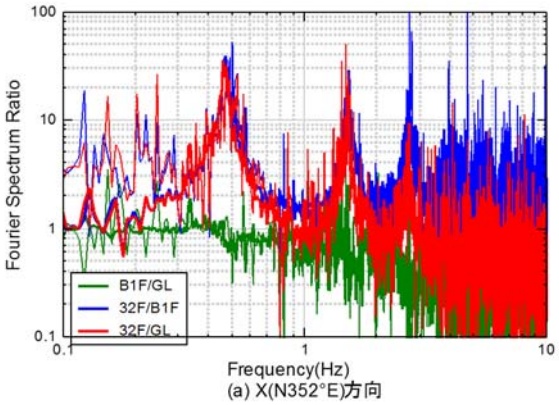


図 2.2-7 フーリエスペクトル比
(20110311 以前、SN2、Parzen=0.0Hz)

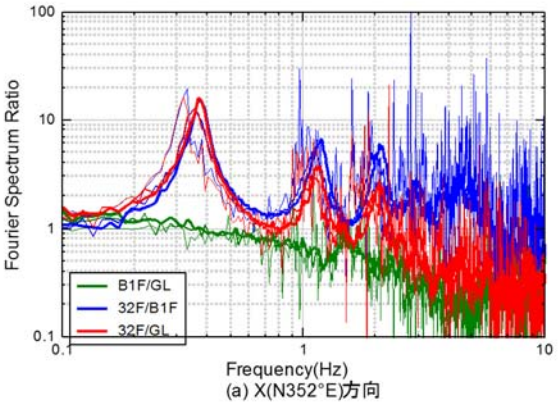


図 2.2-8 フーリエスペクトル比
(20110311 以後、SN2、Parzen=0.0Hz)

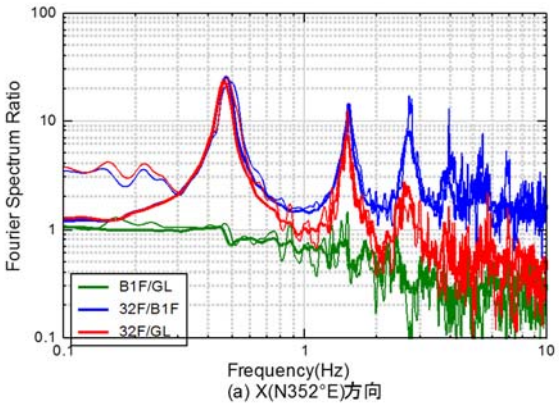


図 2.2-9 フーリエスペクトル比
(20110311 以前、SN2、Parzen=0.05Hz)

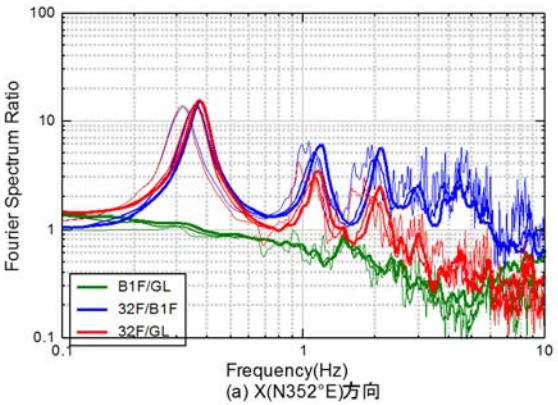


図 2.2-10 フーリエスペクトル比
(20110311 以後、SN2、Parzen=0.05Hz)

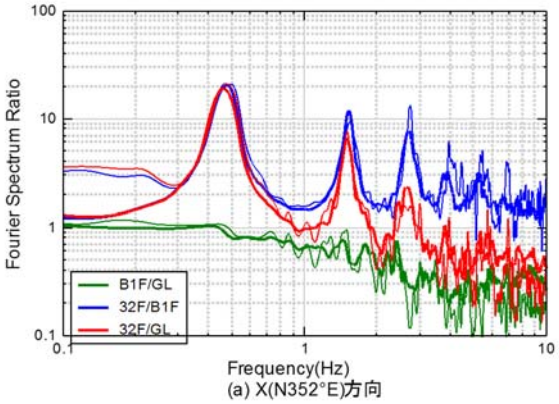


図 2.2-11 フーリエスペクトル比
(20110311 以前、SN2、Parzen=0.1Hz)

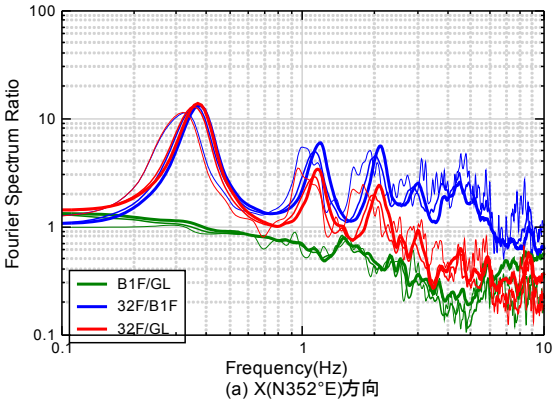


図 2.2-12 フーリエスペクトル比
(20110311 以後、SN2、Parzen=0.1Hz)

2.3 建築物区分に応じた地震観測記録の整理結果

(1) 建築物区分について

観測建築物を階数等に基づきいくつかに区分した上で、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効果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効果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、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
Ⅴ 免震	MRM	6F、杭基礎	0.57

注 1) 表中の 11 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) 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。

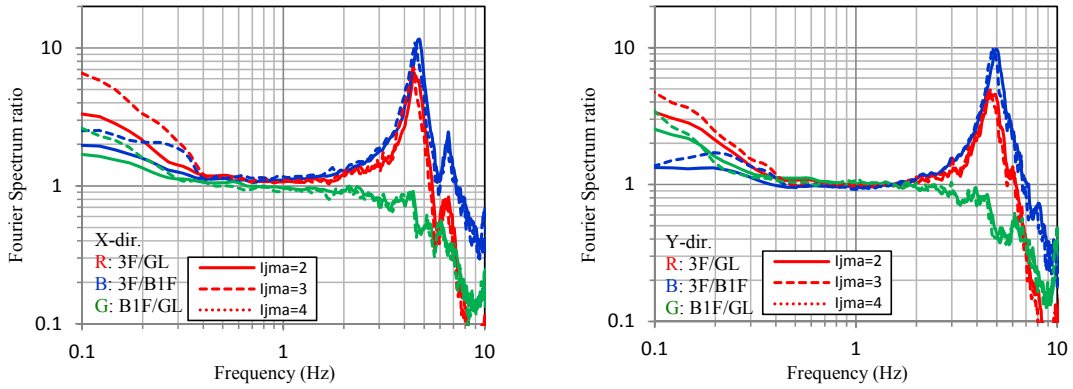
3 棟の建築物とも建築物平面形は長方形であり、以下においては短辺方向及び長辺方向と方向を区別して、各方向についての地震記録の整理結果を示す。なお、TKS は、平面寸法が 7m×66m で、高さ 14mの板状建築物であり、他の 2 棟と比較し、細長い建築物となっている。

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。各建築物の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。この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 の場合に細点線で示される震度 4 の結果においてやや大きな変動が見られるが、これは他の震度の記録に比べサンプル数が少なく、平均を取っても平滑化があまりなされなかったためと考えられる。

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。第 4 章 4.2 節にも示される通り、地盤 - 構造物相互作用系の伝達関数(フーリエスペクトル比)の理論式によると、フーリエスペクトル比 TOP/GL と TOP/BASE の差は、水平地盤ばねの複素剛性の影響に対応する。EDG 及び TKS の場合には水平地盤ばねの変形が建築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ものと考えられる。

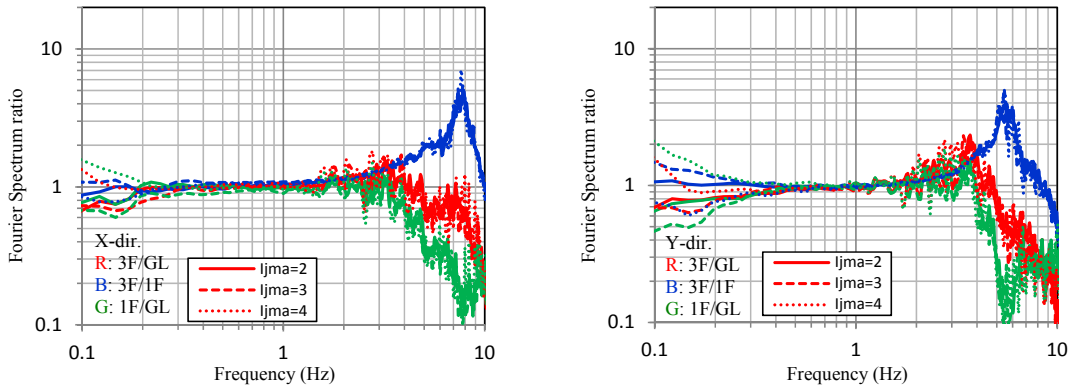
表 2.3-2 建築物概要

	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



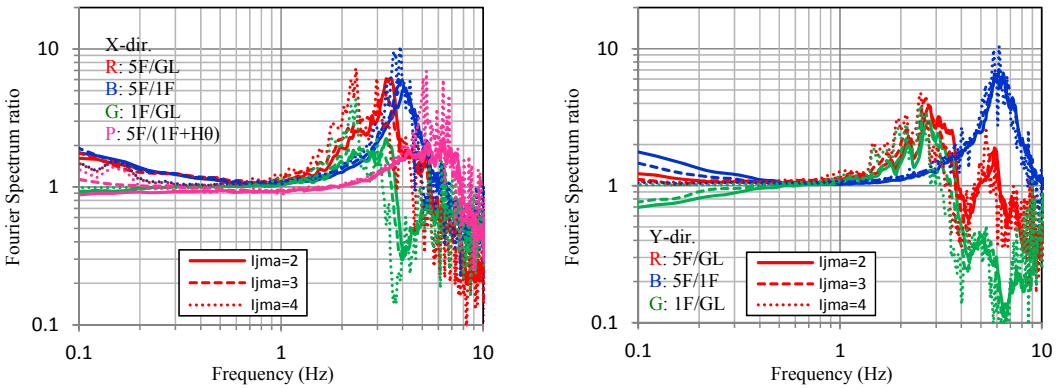
X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-1 震度毎の平均スペクトル比(UTM, 311 後)



X: 長辺方向　　Y: 短辺方向

図 2.3-2 震度毎の平均スペクトル比(EDG, 311 後)



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-3 震度毎の平均スペクトル比(TKS, 311 後)

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 ともほとんど差が見られない。また、青線のピークも、短辺、長辺方向とも比較的低くなっており、建築物応答倍率 3F/1F は比較的小さいものと見なされる。

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、3F/1F の応答倍率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、長辺方向で、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、短辺方向と長辺方向でフーリエスペクトル比の様相に明らかに差が見られる。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回転ばねを取り付けた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、1 次固有周期が長くなることが確かめられている。

回転地盤ばねの影響を取り除いた上部構造のみの伝達特性を得るため、図 3.3 の短辺方向では、ピンク線で示すフーリエスペクトル比(5F/(1F+Hθ))も求めているが、明確なピークは現れず、想定した結果は得られなかった。何らかのノイズが生じているものと考えられる。

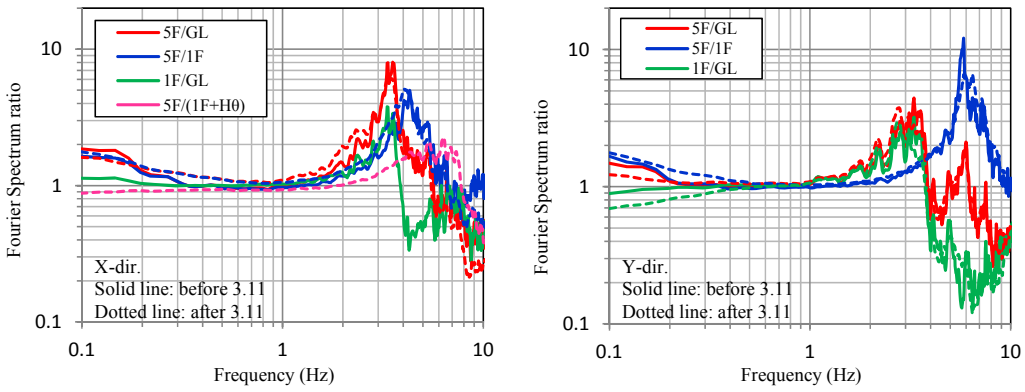
各建築物で、緑線で示すフーリエスペクトル比 BASE/GL を比較する。フーリエスペクトル比 BASE/GL には上部構造の慣性力の影響が含まれるが、概ね基礎入力動に対応すると考えられる。3 棟の場合とも、入力損失効果によって、高振動数側では明らかに 1.0 を下回るようになる。

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、地表の地震動を基準に考えた場合に上部構造の地震応答低減効果が期待できる。

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 4 章の課題とする。

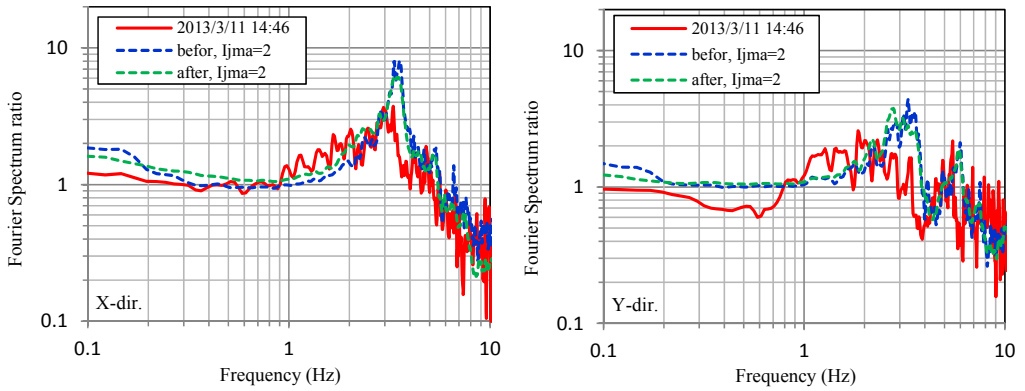
TKS については、2011 年東北地方太平洋沖地震が観測されている。図 2.3-4 は、この地震前後で震度 2 の地震におけるフーリエスペクトル比を比較している。差はあまり生じていない。図 2.3-5 及び図 2.3-6 は、本震時と、震度 2 の記録のフーリエスペクトル比 5F/GL と 5F/1F とを比較して

いる。図 2.3-6 の 5F/1F の場合と比較し、図 2.3-5 の 5F/GL の場合には、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り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 2.3-4 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くなるのは地盤ばねの剛性がある程度回復したためと考えられる。



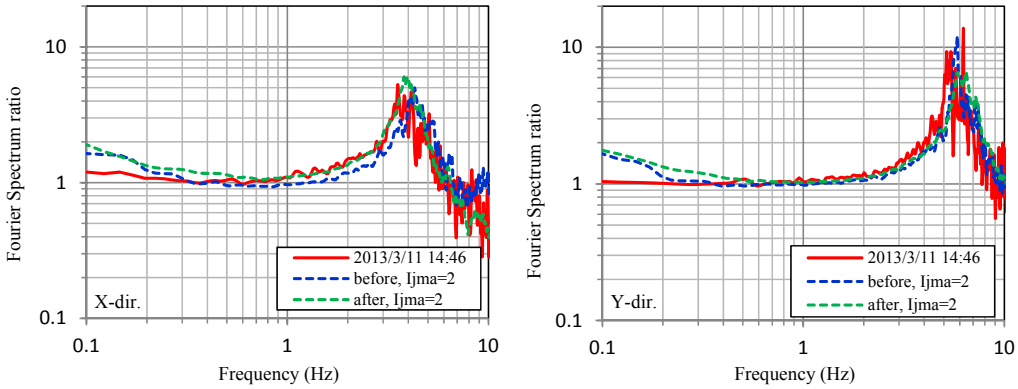
X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-4 311 前後の平均フーリエスペクトル比(TKS, 震度 2)



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-5 311 本震と震度 2 の地震の平均フーリエスペクトル比(TKS, 5F/GL)



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-6 311 本震と震度 2 の地震の平均フーリエスペクトル比(TKS, 5F/1F)

(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

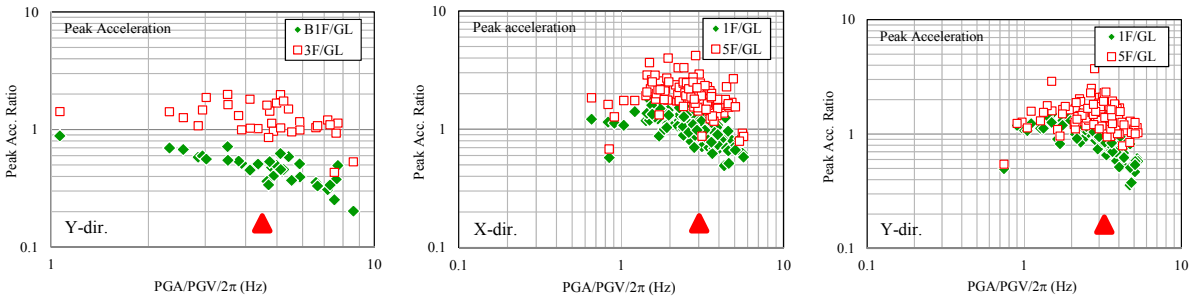
写真 2.3-2 周辺地盤の液状化の様相

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 2.3-7 は、UTM の短辺方向と 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 2.3-7 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

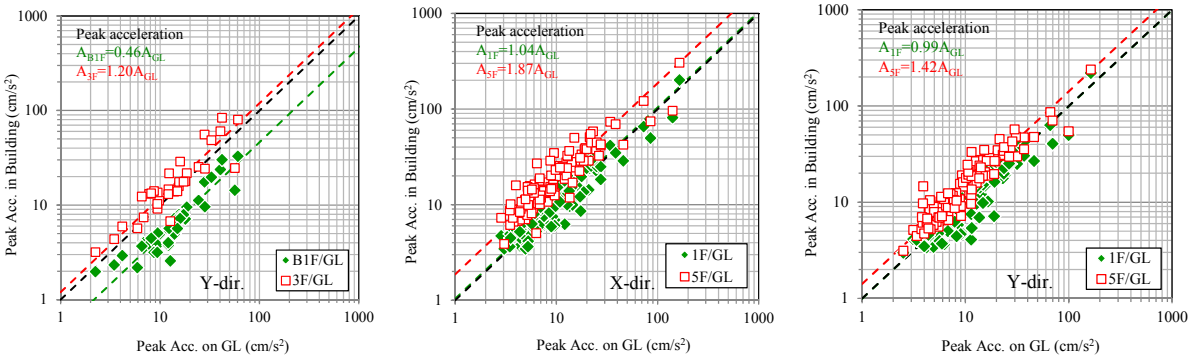
較し、1.0 を大きく下回っていることから、この結果には入力損失効果が働いたものと推定される。TKS の場合には短辺方向の方が長辺方向より最大加速度比(5F/GL)は大きくなる傾向にある。

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。



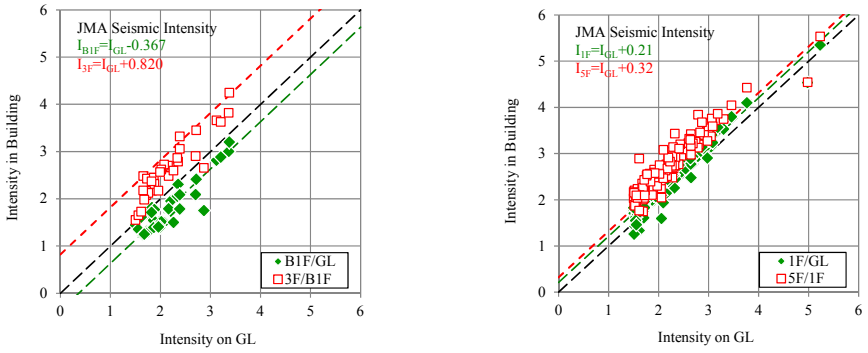
UTM(Y: 短辺方向)　　TKS(X: 短辺方向)　　TKS(Y: 短辺方向)

図 2.3-7 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(BASE/GL, TOP/GL)の関係



UTM(Y: 短辺方向)　　TKS(X: 短辺方向)　　TKS(Y: 長辺方向)

図 2.3-8 PGA と PBA 及び PTA の関係



UTM　　TKS

図 2.3-9 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 2.3-8 は UTM の短辺方向と 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 2.3-9 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、その傾きが書き入れてある。

図 2.3-8 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)の関係に着目する。UTM の場合には PBA は PGA の 0.46 倍となっている。TKS の場合には、短辺方向で PBA は PGA の 1.04 倍、長辺方向で 0.99 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は、あまり地震力は低減されず、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-0.367 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 3.1 及び図 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。

(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 2.3-2 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。

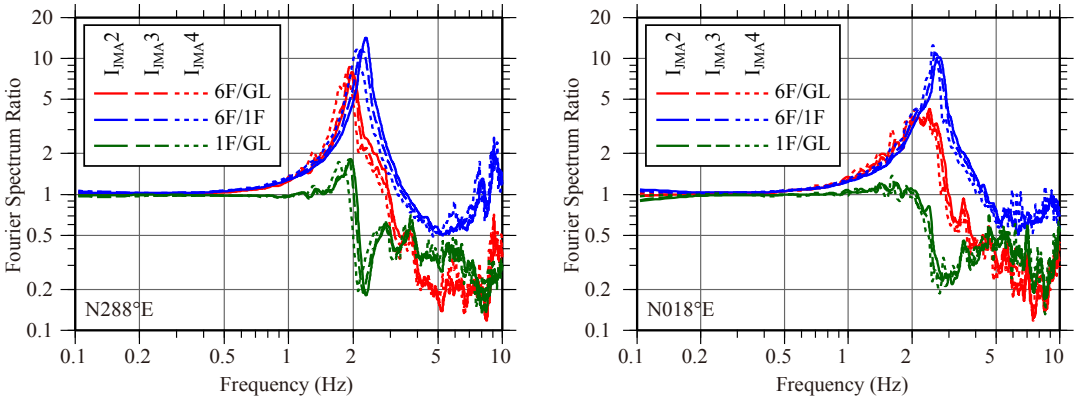
図 2.3-10 及び図 2.3-11 は、2011 年東北地方太平洋沖地震以降に観測された地震に対するフーリエスペクトル比を震度毎に平均してグラフ化したものである。震度毎の違いを見た場合、ANX の長辺方向及び短辺方向とも、細点線の震度 4 の場合に赤色のフーリエスペクトル比 8F/1F 及び青色の 8F/B1F のピーク位置が高くなり、かつ、低振動数側に移動する様相が目立つのが特徴的である。

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。ANX の場合には赤線と青線はほとんど一致している。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。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。

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。

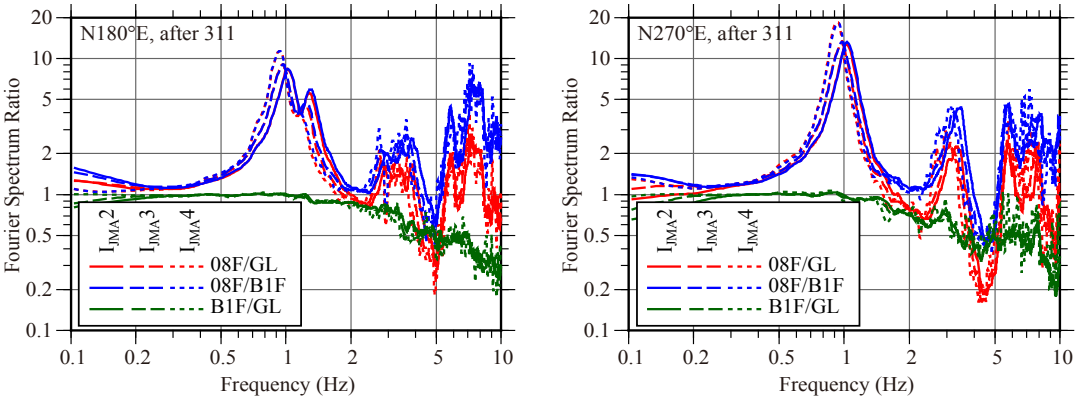
表 2.3-3 建築物概要

	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



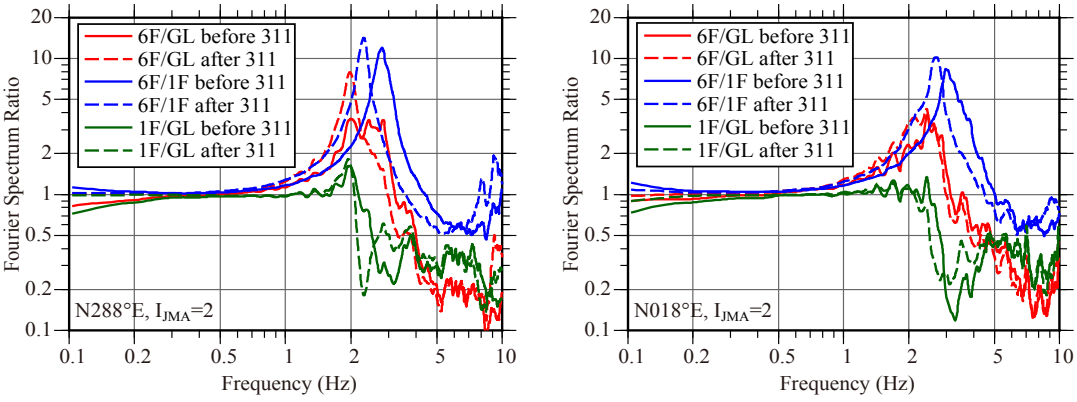
X: 長辺方向　　Y: 短辺方向

図 2.3-10 震度毎の平均スペクトル比(NIT, 311 後)



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(ANX, 311 後)



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

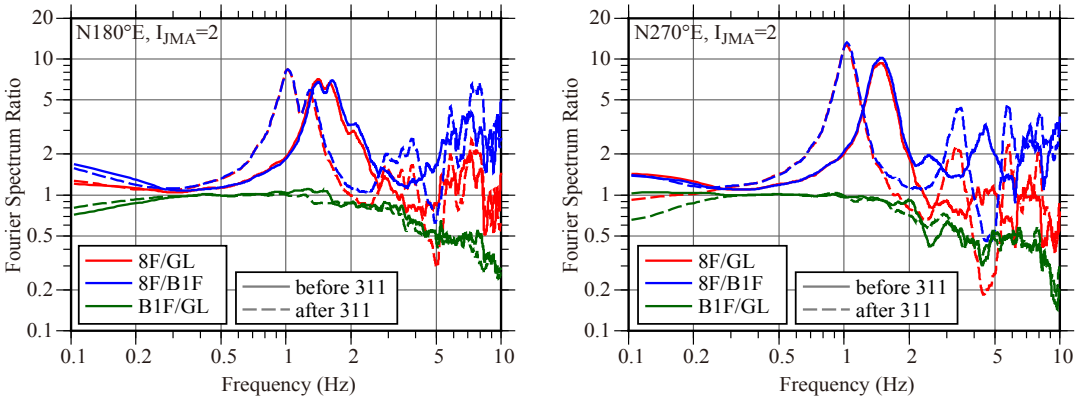
図 2.3-12 311 前後の平均フーリエスペクトル比(NIT, 震度 2)

図 2.3-10 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。

図 2.3-11 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、1.0 からの低減程度は小さく、グラフからどの程度 1.0 を下回っているか、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。図 2.3-12 及び図 2.3-13 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。



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-13 311 前後の平均フーリエスペクトル比(ANX, 震度 2)

図 2.3-12 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、短辺方向において本震後のフーリエスペクトル比 6F/1F を示す赤の点線は、本震前の 6F/1F を示す実線より、ピーク位置が高くなっている。

図 2.3-13 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、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 2.3-14 では NIT 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。

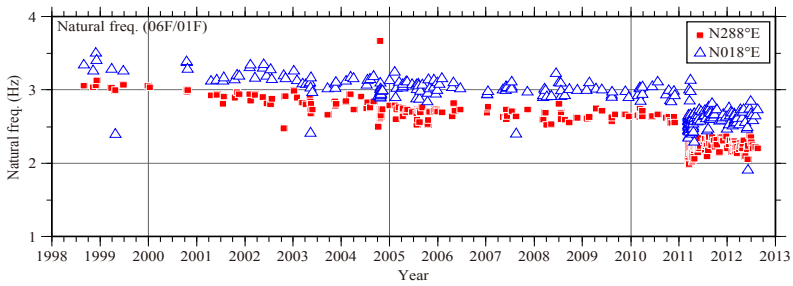


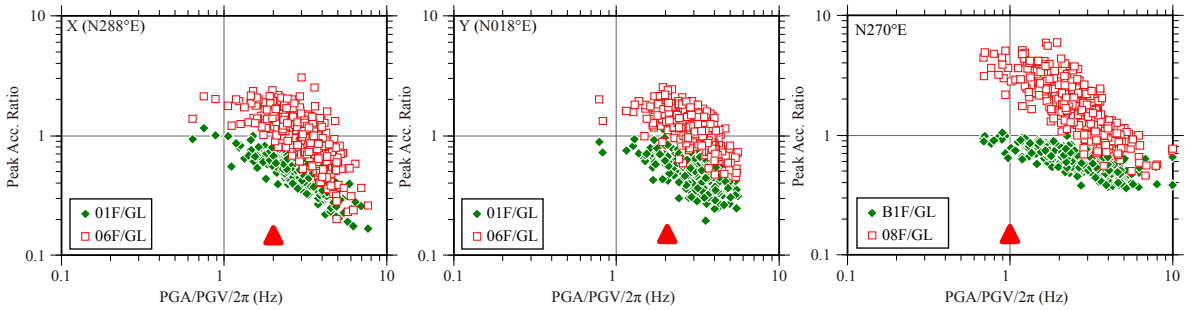
図 2.3-14 固有振動数の経年推移(6F/1F, NIT)

図 2.3-14 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 2,3-12 の結果に現れたものと考えられる。

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効果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 2.3-15 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 2.3-10 及び図 2.3-11 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。



NIT(X: 長辺方向)　　NIT(Y: 短辺方向)　　ANX(Y: 短辺方向)

図 2.3-15 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(BASE/GL, TOP/GL)の関係

図 2.3-15 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。

(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(Vs=510m/s)であり、OHJ の場合は深さ 25ｍの砂礫層(Vs=500m/s)である。OHJ の場合には、深さ 13m まで Vs が 100m/s となる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

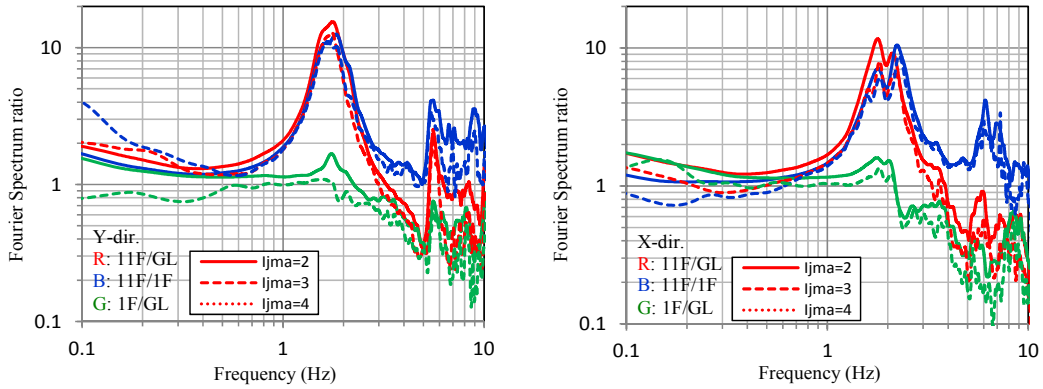
表 2.3-5 NRK と OHJ の地盤概要

NRK

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

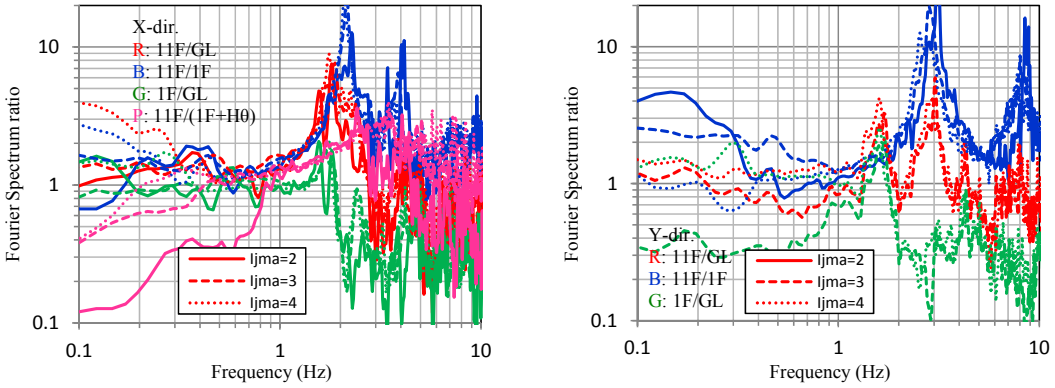
OHJ

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m3)
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



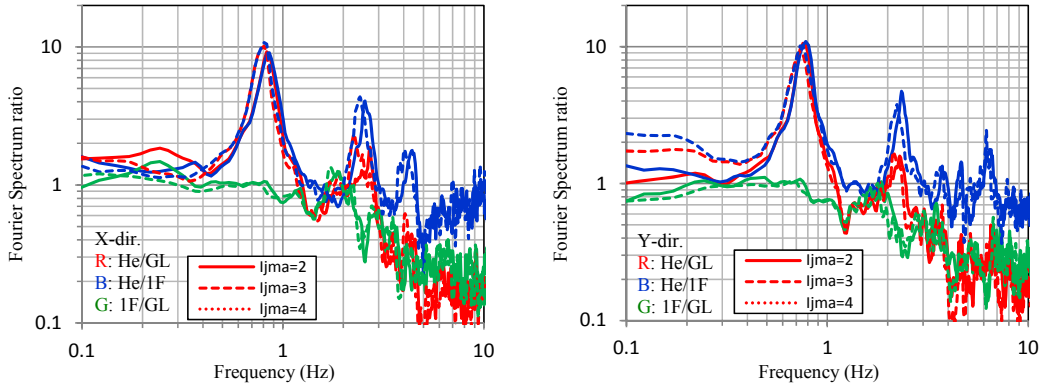
Y: 短辺方向　　X: 長辺方向

図 2.3-16 震度毎の平均スペクトル比(NRK, 311 後)



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-17 震度毎の平均スペクトル比(OHJ, 311 前)



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(UKM, 311 後)

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 2.3-16～図 2.3-18 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 2.3-16 の NRK と図 2.3-18 の UKM は本震以降の記録を整理したものであり、図 2.3-17 の OHJ は本震以前の記録を整理したものである。

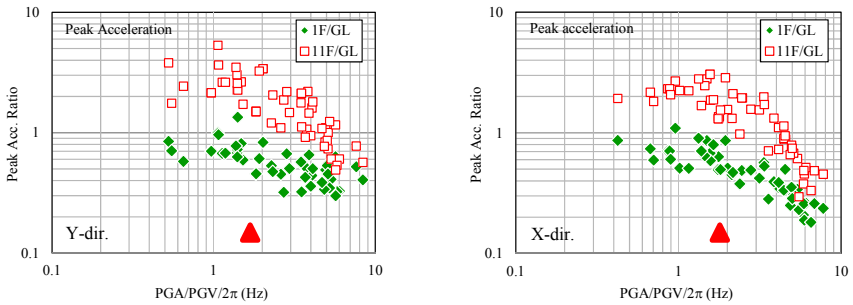
各建築物で、赤線で示すフーリエスペクトル比 TOP/GL(最上階/地表)と、青線で示すフーリエスペクトル比 TOP/BASE (最上階/最下階)とを比較する。

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。

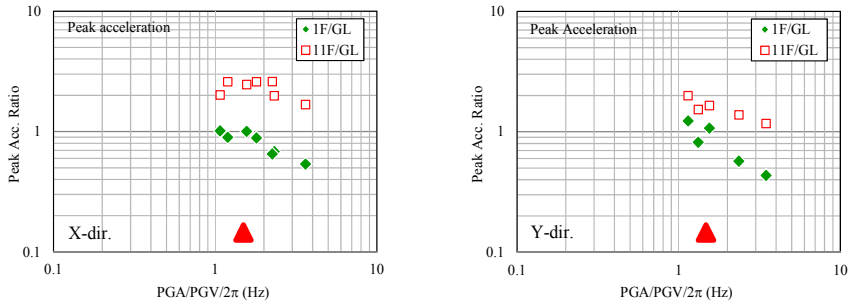
赤線で示されるフーリエスペクトル比 TOP/GL のピーク位置近傍でのフーリエスペクトル比 BASE/GL の様相に着目する。NRK 及び UKM の場合には、この振動数域でのフーリエスペクトル比 BASE/GL の低下度合いは小さく、ほぼ 1.0 に近い値となっている。OHJ の場合は上部構造の慣性力の影響が大きく 1.0 を下回っているか否か判別はしづらいが、NRK の場合と比較すると、1.0 を下回る傾向は見られるようである。

なお、UKM の場合は、特に長辺方向を見ると、他の場合より 1.0Hz 程度の比較的低い振動数域から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。表層地盤の増幅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、また、上部構造の周期が長く、入力損失の効果は少ないと予想されるとはいえ、これがどの程度上部構造の応答に影響しているかを検討するため、別添第 6 章では本建築物についてシミュレーション解析を実施している。



NRK(Y: 短辺方向)　　NRK(X: 長辺方向)

図 2.3-19 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(BASE/GL, TOP/GL)の関係



OHJ(X: 短辺方向)　　OHJ(Y: 長辺方向)

図 2.3-20 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(BASE/GL, TOP/GL)の関係

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効果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 2.3-16 及び図 2.3-17 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 2.3-20 の結果のみからは、建築物最大応答に動的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。

(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 2 棟の建築物の概要を表 2.3-5 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。

両者の場合とも、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 2.3-21 及び図 2.3-22 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。

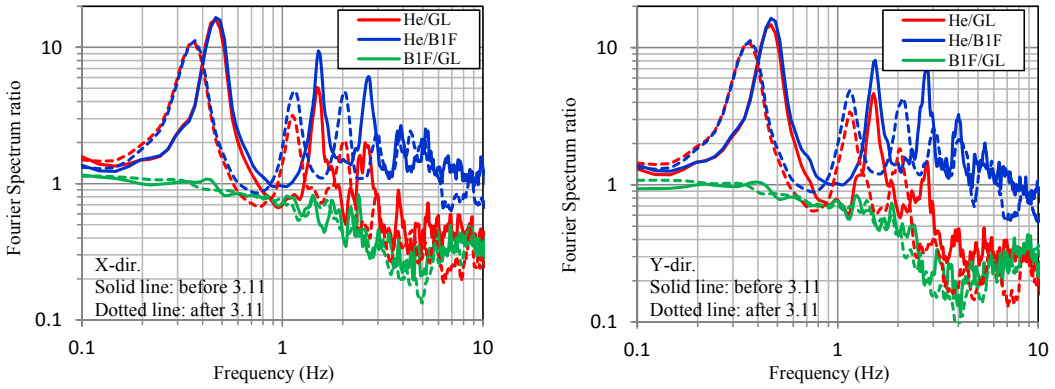
なお、HMB 及び SN2 の場合には、最上階で観測された加速度を等価高さ He 上の高さに換算した上で記録を整理している。両者とも 60m 以上の超高層であり、最上階高さと等価高さの差が中低層建築物より大きくなることの影響を避けるための措置である。

(3)項で示した NIT、ANX の場合と同様、赤線のフーリエスペクトル比(He/GL)と青線のフーリエスペクトル比(He/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。

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)の関係を見た場合、HMB 及び SN2 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。

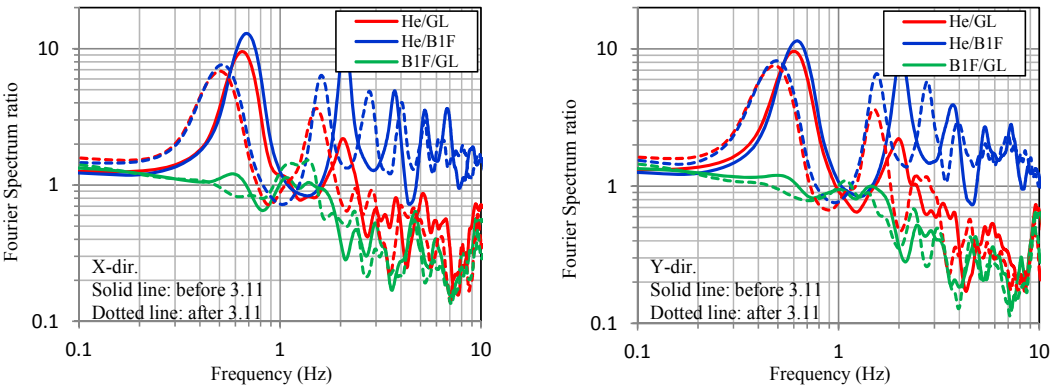
表 2.3-5 建築物概要

	HMB	SN2
外観		
建設地	埼玉県草加市	東京都江東区
用途	集合住宅	集合住宅
階数	30F	32F+B1F
高さ(m)	95.9	97.45
代表階平面寸法(m)		33.4×37.0
主体構造	RC 造	SRC 造
基礎構造	杭基礎	杭基礎+連壁基礎



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

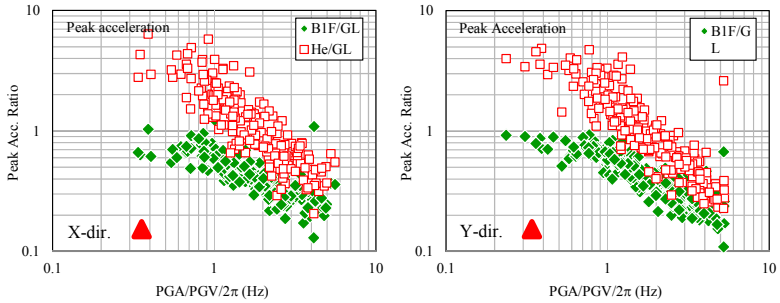
図 2.3-21 311 前後の平均フーリエスペクトル比(SN2, 震度 2)



X: 短辺方向　　Y: 長辺方向

図 2.3-22 311 前後の平均フーリエスペクトル比(HMB, 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 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。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



HMB(X: 短辺方向)　　HMB(Y: 長辺方向)

図 2.3-23 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(BASE/GL, TOP/GL)の関係

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、連壁基礎により、水平成分に対する入力損失効果が認められる一方、回転入力動を大きくさせる影響もあると推定されている。

HMB 及び SN2 の場合は地盤 - 構造物の動的相互作用効果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 の結果を示す。

(6) 区分Ⅴ(免震)の建築物について

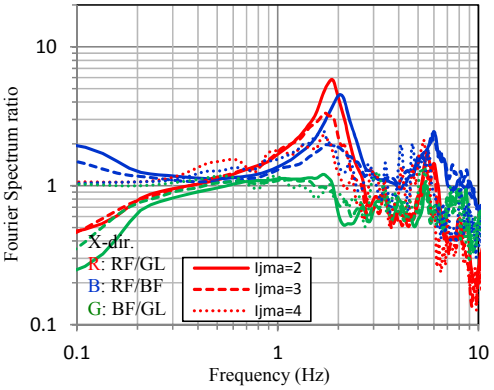
本節で検討対象とする免震建築物の概要を表 2.3-6 に示す。

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、以下では長辺方向の地震記録の整理結果のみ示す。図 2.3-24 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 2.3-25 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 は本震時に免震建築物として機能したと判断できる。

図 2.3-26 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。

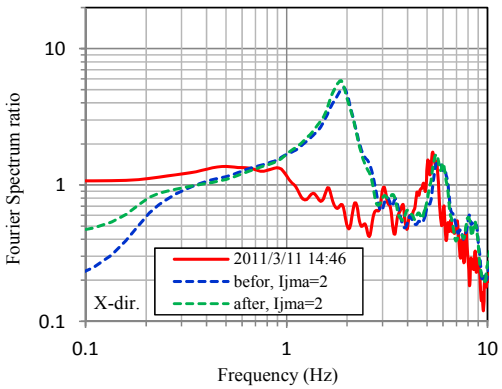
表 2.3-6 建築物概要

	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



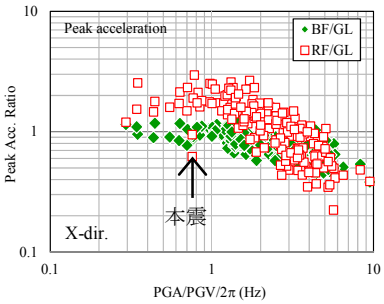
X: 長辺方向

図 2.3-24 震度毎の平均スペクトル比
(TKS, 311 後)



X: 長辺方向

図 2.3-25 本震と震度 2 の地震の平均
フーリエスペクトル比(URM, 6F/GL)



X: 長辺方向

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

(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効果の影響を把握した。

総じて、地盤 - 構造物の動的相互作用効果の影響は、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 の場合には建築物 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/GL 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, SN2 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, SN2 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効果の影響が現れ、また、その様相は強震時には非線形現象により変化するが、こうした観測記録から、いかに定量的に建築物の地震応答に対する地盤-構造物の相互作用効果の影響を評価するかが、次章以下での課題となる。

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、本研究期間内に新たに地震計を設置した建築物は 27 棟である。

2) 地震観測建築物の地震記録を整理するに当たっての整理項目を定めた。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、及び、4) 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。

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/地上), TOP/BASE{最上階/最下階}及び TOP/BASE{最上階/最下階}]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効果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的なパターンを把握した。

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効果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 も小さ目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 TKS(5F), NIT(6F), ANX(8F+B1F), SN2(32F)の 4 棟において非線形化現象を観測した。 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)及び SN2(32F)の 3 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な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見て取れることを示した。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。次章以下では、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効果の建築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　地震観測記録に基づく超高層建築物の地震入力・応答評価

3.1 超高層建築物への地震入力に関する分析

3.1.1 はじめに

比較的軟弱な地盤に立地し、基礎形式が異なる 3 棟の超高層建築物を取り上げ、超高層建築物に実効的に入力する地震力について検討する。ここでの 3 棟の超高層建築物(TRZ, SN2 及び SNN)では、いずれも 2011 年東北地方太平洋沖地震での記録が、建築物内外で得られている。まず、これらの記録を地震応答シミュレーションにより再現した上で、観測記録と解析結果との比較照合等により、地震入力に対する地盤の非線形性、基礎構造形式及び地震特性の影響を分析することとする。

表 3.1-1 に、検討対象とした 3 棟の建築物の概要を示す。

表 3.1-1 建築物概要

	TRZ	SN2	SNN
外観			
用途	事務所・商業施設	共同住宅	共同住宅・店舗・駐車場
階数	地上 33 階、地下 4 階	地上 32 階、地下 1 階	地上 36 階、地下なし
高さ	150m	98m	115m
基礎底深さ	GL-30m	GL-8.3m	GL-4.2m～GL-6.5m
主体構造	鉄骨造 (ラーメン構造) ※3 棟による複合施設を構成	鉄骨鉄筋 コンクリート造 (ラーメン構造)	鉄筋 コンクリート造 (中間層免震、 ラーメン構造)
基礎構造	直接基礎	地中連続壁 + 場所打ち RC 杭 (杭端 GL-57m)	場所打ち RC 杭 (杭端 GL-65m)

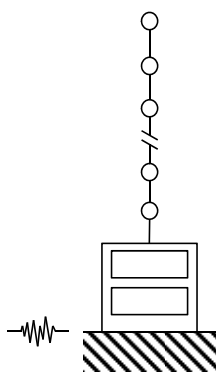
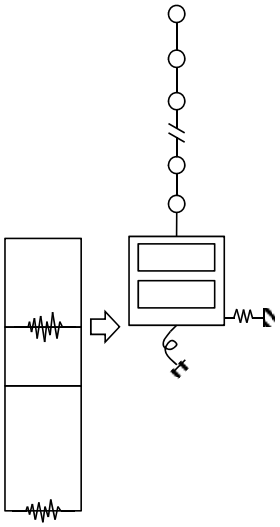
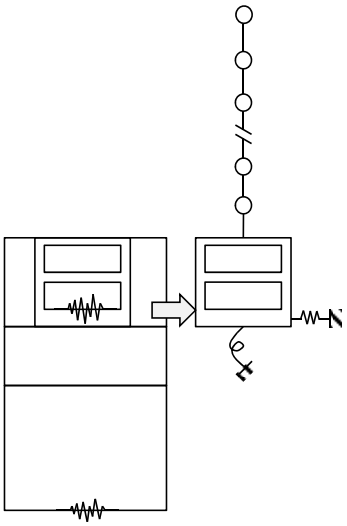
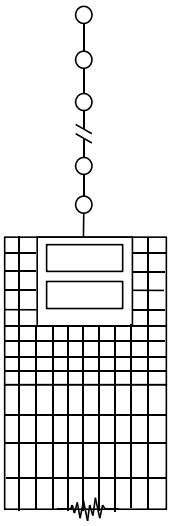
3.1.2 実務設計における入力地震動の設定方法

地震観測記録の分析に先立ち、実務設計における入力地震動の設定方法について整理しておくこととする。

表 3.1-2 は、入力地震動の設定方法を分類したものである。表において、地盤－構造物の動的相互作用を考慮する場合には、一体型モデルを用いる方法が最も直接的である。入力地震動は、基盤波として設定され、一体型モデルの底面に入力される。しかしながら、自由度がかなり多くなることから、実務設計で、これを用いるのはあまり現実的ではない。これに対し、分離型モデル(以下「SR モデル」と呼ぶ)では、地盤及び基礎構造の特性が、スウェイ、ロッキングばねに集約され、自由度の大幅な縮減が図られる。SR モデルに対しては、入力地震動は基礎入力動として設定され、地盤ばね外に入力される。ただし、基礎入力動を求めるには、薄層法を用いたサブストラクチャー法等による地盤-基礎構造の詳細な解析を要するため、実務設計では、これを 1 次元モデルによる基礎底レベルでの自由地盤応答(E+F)で近似することがほとんどである。この場合、基礎入力動として、本来、含まれるべき回転成分は無視されることになる。したがって、本節での検討においては、この無視された回転成分が超高層建築物の地震応答において、どの程度の影響を持つかが、一つの重要な課題となる。

なお、基礎固定モデルでは、入力地震動は基礎底面で規定される。現行の保有耐力計算では、原則として基礎固定の仮定が用いられるが、ここで想定されている入力地震動の解釈は必ずしも統一されている訳ではない。厳密には、基礎固定モデルで基礎底面に入力すべき地震動は、上部構造の慣性力の含まれた建築物内の基礎で観測される基礎入力動となる。

表 3.1-2　実務設計における入力地震動の設定方法

基礎固定モデル	分離型モデル（スウェイ・ロッキングモデル）		一体型モデル
入力動：有効入力 入力位置：基礎底面	入力：地盤応答 入力位置：地盤ばね外	入力動：基礎入力動 入力位置：地盤ばね外	入力動：基盤波 入力方法：底面
			

3.1.3 地震応答シミュレーションと地震入力に関する検討

3.1.3.1 検討の概要

本節での検討フローを図 3.1-1 に示す。図に示すとおり、地盤－構造物の動的相互作用を考慮した地震応答シミュレーションでは、地表観測記録から解析モデル基盤に入力する露頭波を評価する必要がある。本研究で対象とする建築物については、工学的基盤での地震観測は行っていない。そこで、地表観測記録から基盤露頭波が適切に評価されているかどうかを確認するのに、地中観測記録を持つ近傍の鉛直アレイの観測記録を参照することとした。

図 3.1-2 に 3 棟の建築物の建設地での地盤概要を示す。また、図 3.1-3 では、各建築物の建設地と、地中観測記録を持つ近傍での剥ぎ取り解析の結果を比較している。両者はほぼ一致している。したがって、各建設地の地盤特性を用いた剥ぎ取り解析は十分な妥当性を有するものと見なし、これにより得られる露頭波を用いて地震応答解析を実施している。

以下において、まず、各建築物についての地震応答シミュレーションの概要(検討フローの①～⑦に対応)を示す。次に、入力損失効果に影響を及ぼす諸要因と建築物への影響について検討(検討フローの⑧～⑩に対応)を行う。なお、地震応答シミュレーションの詳細については別添を参照されたい。

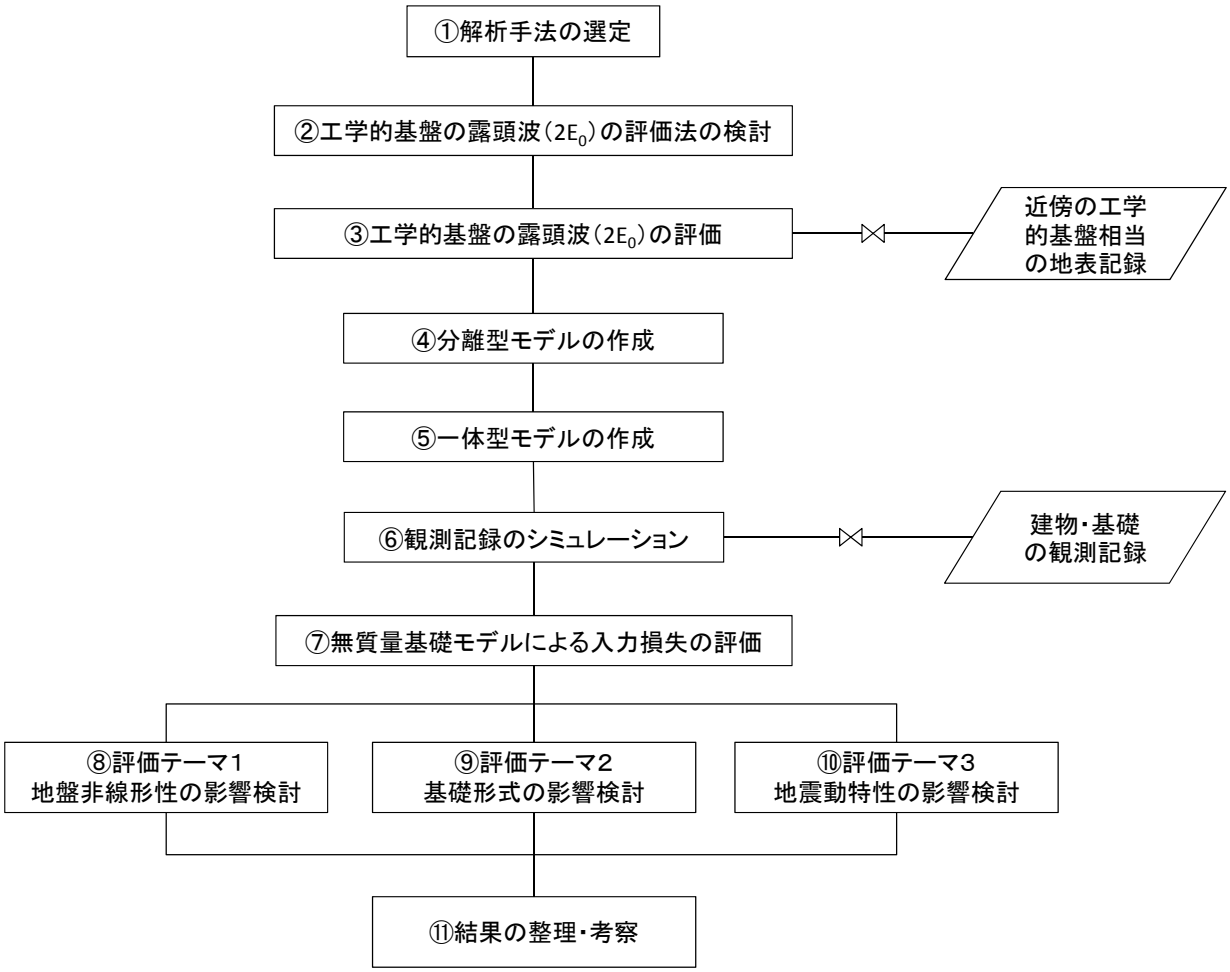
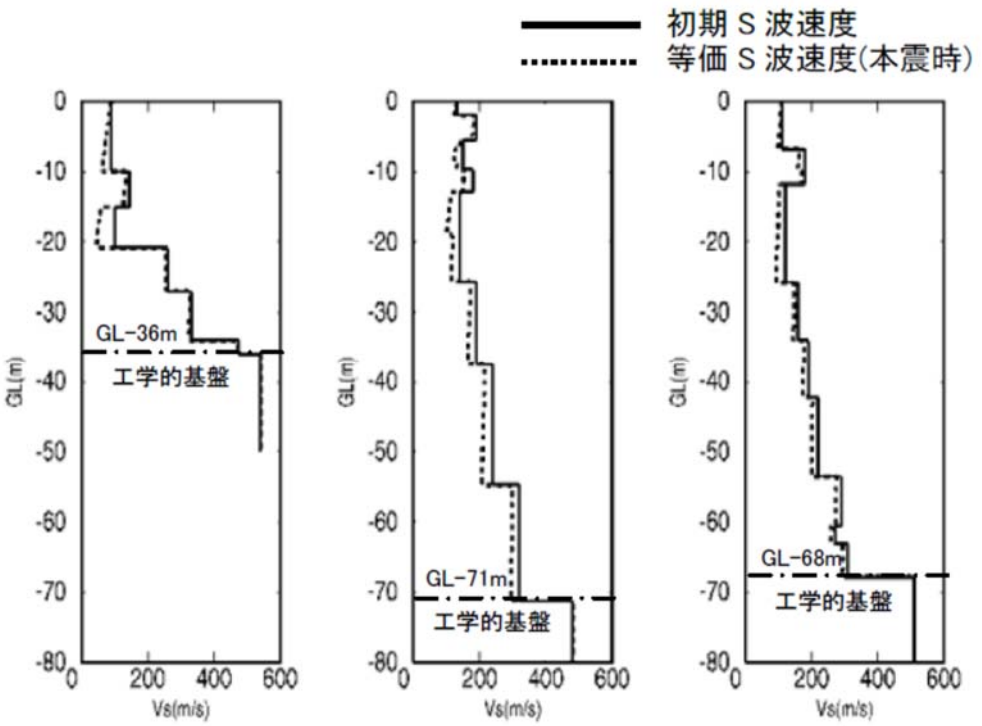
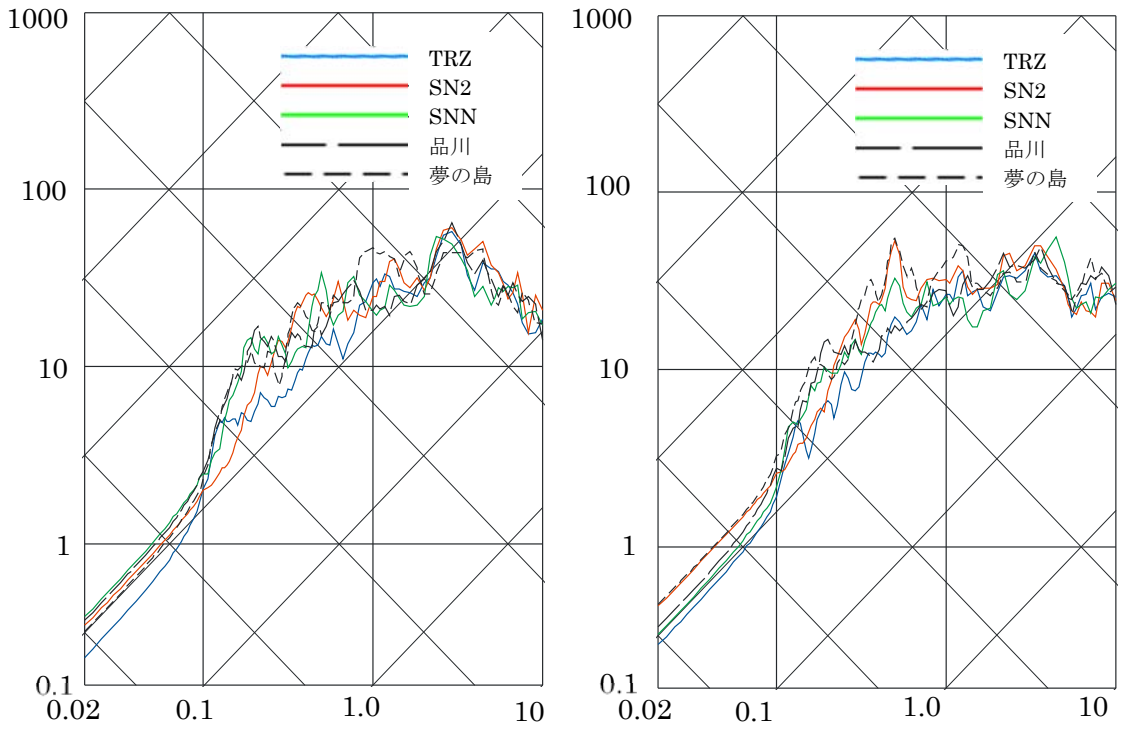


図 3.1-1　検討フロー



(TRZ: A 地点)　　(SN2: B 地点)　　(SNN: C 地点)

図 3.1-2 地盤概要



(NS)　　(EW)

図 3.1-3 剥ぎ取り波の擬似速度応答スペクトル（減衰 5%）

3.1.3.2 直接基礎建築物のシミュレーションと入力損失の評価

直接基礎で支持された建築物 TRZ のシミュレーション解析を行い、入力損失の評価を行う。

(1) SR モデル(分離型モデル)によるシミュレーション

建築物 TRZ は、鉄骨ラーメン構造の事務所ビル(地上 33 階、地下 4 階)である。図 3.1-4 に、基礎の概要と解析モデルを示す。基礎の埋込みは約 30m で、長方形部分(70m×200m)をモデル化した。上部構造は質点系モデル(せん断型,履歴 Normal Tri-linear 型)であり、基礎固定モデルと SR モデルによる解析を行った。減衰は初期剛性比例型で、周期 4 秒と 0.2 秒に対して 2%の Rayleigh 減衰を与えた。

地盤ばねと基礎入力動は、本震の等価 S 波速度(図 3.1-2 参照)を用いて 3 次元薄層法により評価した。ばね定数は動的地盤ばねの実部の静的近傍値とし、減衰係数は虚部の建築物 1 次周期 4 秒付近での接線勾配から求めた。基礎固定モデルには B4F での観測記録(水平) 、SR モデルには基礎入力動(水平と回転)を入力した。基礎入力動は、後述の微動計測結果を踏まえて B4F での観測記録が GL-30m での地中波(E+F)と見なして評価した。

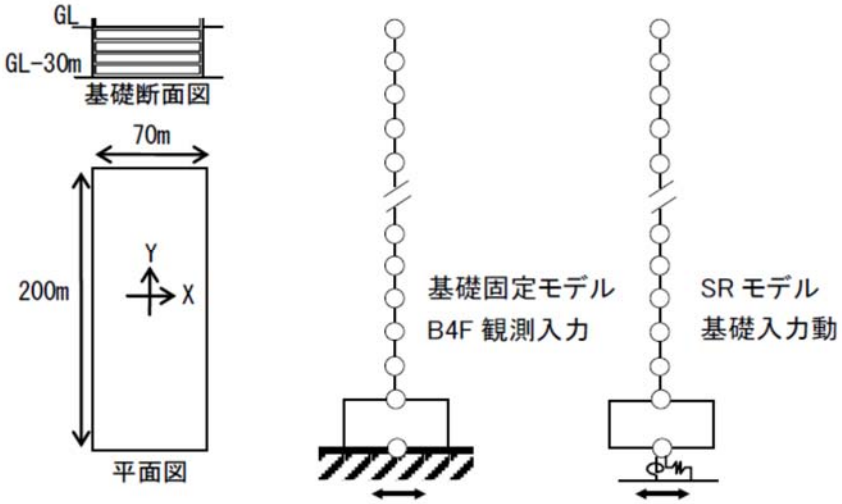


図 3.1-4　基礎の断面図と平面図および解析モデル

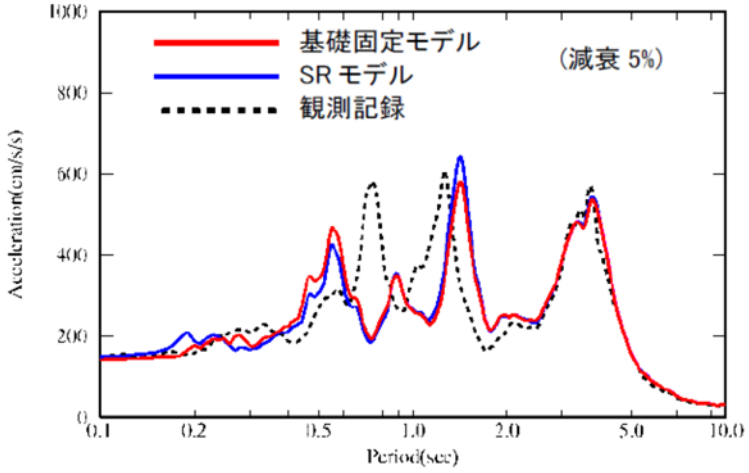


図 3.1-5　解析モデルによる応答の比較(Y 方向)

図 3.1-5 に、33 階での加速度応答スペクトル(本震,減衰 5%,Y 方向)を示す。基礎固定モデルと SR モデルの差は小さく、本建築物では SR ばねと回転動入力の影響は小さいことが確認できる。観測と解析は 1 次周期付近では良く対応するが、周期 2 秒以下の高次モードでは差がみられる。このように、高次での応答に差が見られた要因として、上部構造のモデル化(せん断型)の影響が考えられる。

(2) 3 次元 FEM モデル(一体型モデル)によるシミュレーション

3 次元 FEM[1)]は、地盤を非線形要素(約 28,000 要素)でモデル化した。上部構造は 3 棟を質点系にモデル化し、基礎は 3 棟共有の剛体とした。モデルの底部と側面の境界条件は、粘性境界とした。減衰は上部構造と地盤共通とし、SR モデルと同様に 2%の Rayleigh 減衰を与えた。

図 3.1-6 に、変形図のスナップショット(時刻 125 秒)を示す。3 棟の建築物の固有周期と振動モードが異なるため、各棟の変形モードに違いが見られるが、建築物 TRZ については、SR モデルの応答と殆ど差は無く、3 棟連成の影響が小さいことは確認している。

図 3.1-7 に、地盤の最大せん断歪みのコンター図(建築物基礎の中央断面)を示す。地盤のせん断歪みは、建築物基礎底(GL-30m)以浅で最大約 0.5%生じるが、基礎側面では埋込み深さ程度の領域で歪みが抑制されている。また、基礎底以深のせん断歪みは周辺地盤と同様に小さく、建築物慣性力による局所非線形の影響は見られない。

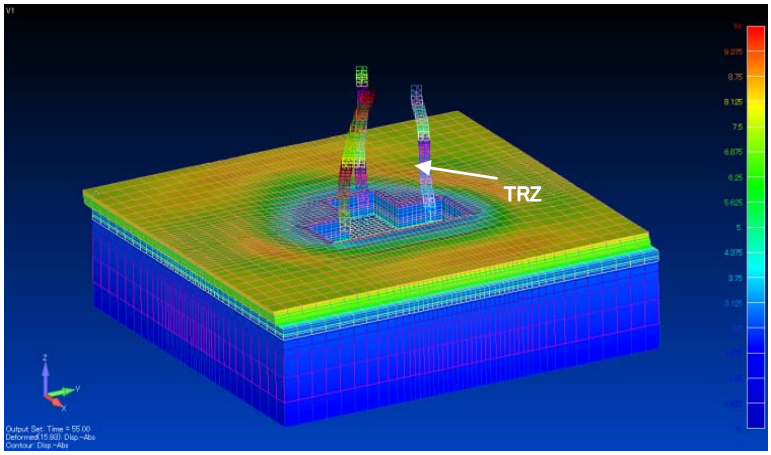


図 3.1-6　変形図のスナップショット

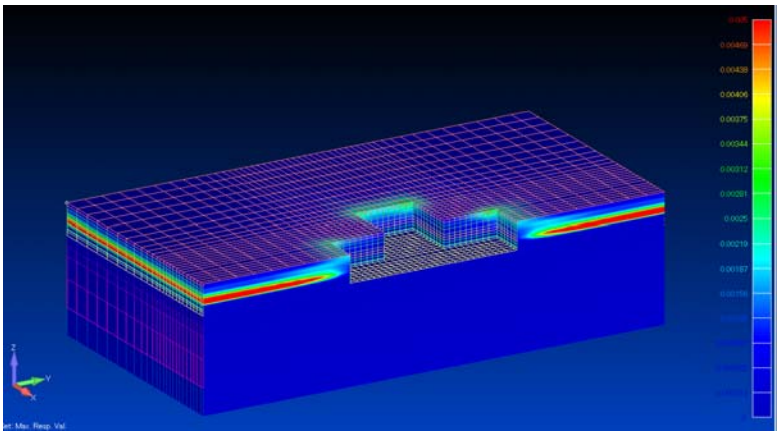


図 3.1-7　最大せん断歪み分布

(3) 入力損失の評価

図 3.1-8 に、地表加速度(観測)に対する基礎入力動の伝達関数と B4F(観測)の伝達関数を示す。なお、回転成分は建築物高さの 0.7 倍位置での水平動に換算している。地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数は、B4F の伝達関数と概ね対応している。水平成分の振幅比は短辺(X)と長辺(Y)による差は小さく、いずれも 1.5～2Hz で振幅比が小さくなる。一方、回転成分の振幅比は 5Hz 以上の高振動数領域で大きくなり、特に X 方向で顕著となる。但し、この点については解析精度が十分とは言えないため、今後観測等も含めて検討していく必要があると考えられる。

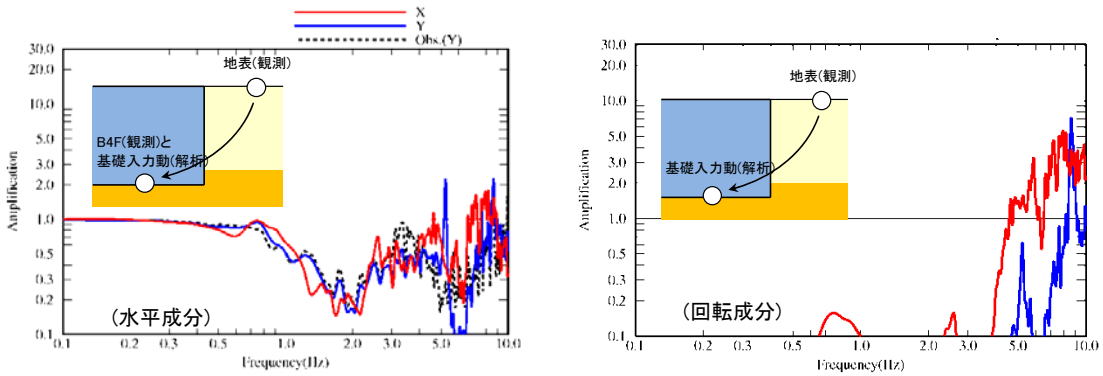


図 3.1-8　地表に対する基礎入力動の伝達関数

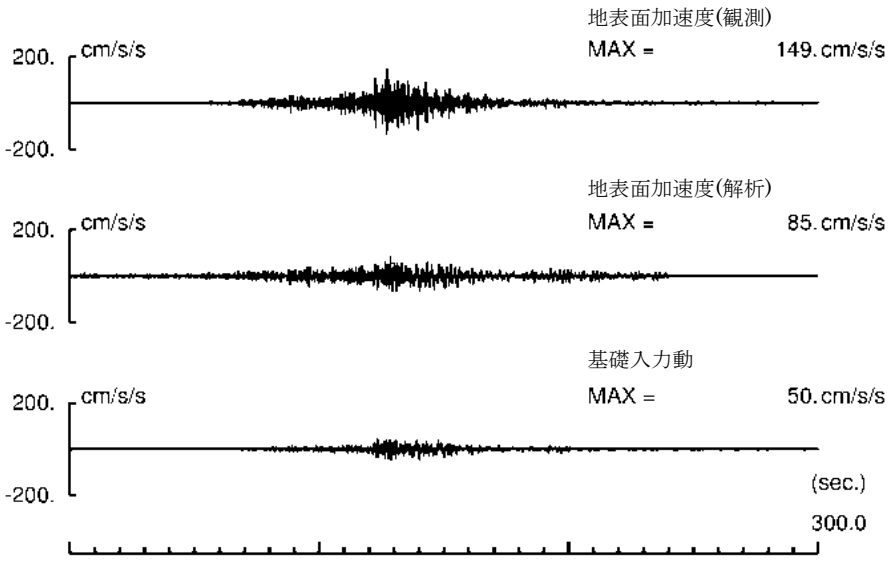


図 3.1-9　地表と基礎入力動の加速度波形(Y 方向)

図 3.1-9 に、地表加速度の観測と解析、及び基礎入力動の加速度波形(Y 方向)を示す。地表加速度の観測と解析で差が見られるが、これは微動計測を実施した結果、地表観測点の卓越周期(約 0.5 秒)が、PS 検層結果から求まる卓越周期(約 1 秒)と大きく異なることから、地盤条件の違いが要因であると考えている。また基礎入力動は地表加速度に比べて小さくなるが、これは基礎の埋込みが深く、地盤増幅の影響が大きいためと考えられる。

図 3.1-10 に、地表加速度(観測)に対する基礎入力動の伝達関数について本震(3/11)と前震(3/10)の結果を比較して示す。なお、前震の基礎入力動は地盤の非線形性が小さいため、初期 S 波速度(その 1)を用いて評価した。前震での伝達関数は、2～3Hz で振幅比が最も小さく、本震時の伝達関数の方が低い振動数で入力損失効果が認められる。これは、表層地盤の非線形化により、地盤の卓越振動数が低振動数側へ変化したことによる。

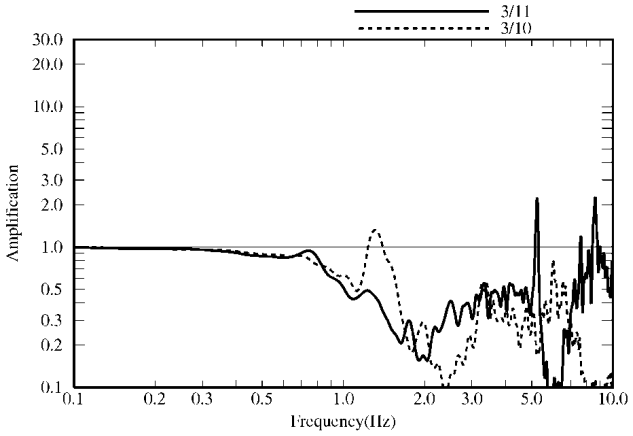


図 3.1-10　本震(3/11)と前震(3/10)での基礎入力動の比較

(4) まとめ

本項では、建築物 TRZ について、建築物応答が観測と解析で 1 次周期は良く対応すること、SR ばねと回転動の影響は小さいことを示した。また基礎入力動は、地表面応答に対して 1.5～2Hz で振幅比が小さくなり、入力損失効果が確認できた。

3.1.3.3 連壁基礎及び杭基礎建築物のシミュレーションと入力損失の評価

連壁基礎の建築物 SN2 及び杭基礎の建築物 SNN のシミュレーションを行い、それぞれの入力損失の評価を行う。

(1) 連壁基礎建築物 SN2 の 3 次元 FEM(一体型モデル)によるシミュレーションと入力損失の評価

図 3.1-11 に示すように解析モデルは 3 次元 FEM を用いる。上部構造は 32 質点のせん断型モデル、底盤は剛基礎、地盤は約 25000 要素の直方体メッシュとした。建築物・基礎近傍の地盤要素は、1 本の杭が周辺地盤へ及ぼす影響が杭径(φ2400)の 1 倍程度と考え同程度の要素サイズを設定した。メッシュの層厚より評価した弾性時の透過振動数は 8Hz 程度となる。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、地盤および上部構造共通とし、初期剛性比例型、周期 T=0.2sec, 3.0sec に対して 3%の Rayleigh 減衰を与えた。建築物の非線形ループは武藤モデルとした。モデル底面には地表観測記録(前震(3/10)、本震(3/11))から逆算した基盤での露頭波を NS,EW 同時に入力した。

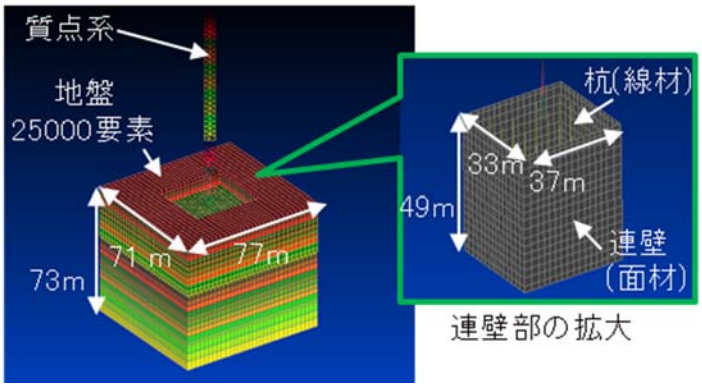


図 3.1-11　連壁基礎建築物の解析モデル(3D-FEM)

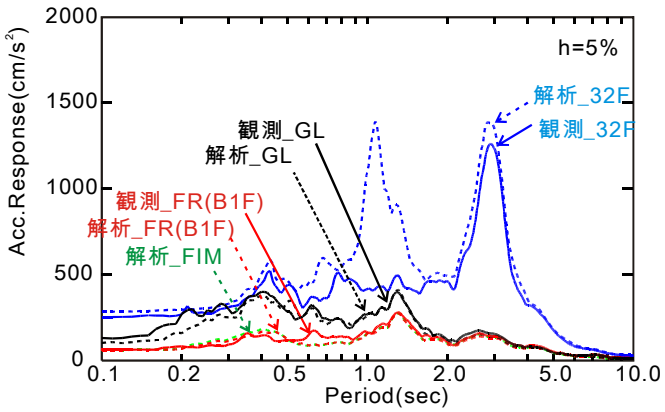


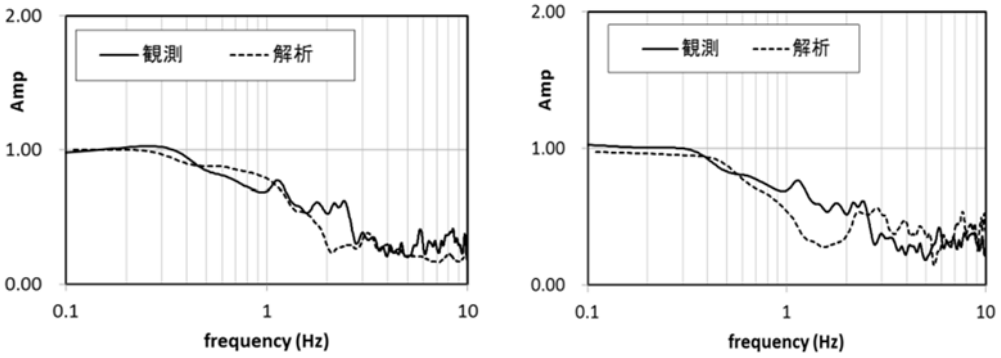
図 3.1-12　建築物の応答(本震、連壁基礎、NS 方向)

図 3.1-12 に 3.11 本震時の 32F、B1F、GL の加速度応答スペクトルを観測と比較して示す。32F は、建築物の 1 次固有周期(約 2.0sec)が概ね一致し、振幅も対応している。短周期の高次モードでは対応が良くないが、建築物モデルをせん断型モデルとした影響が大きいと思われる。

図 3.1-13 に GL に対する B1F 応答の伝達関数を示す。前震では 0.3Hz 程度から 1 より小さくなり入力損失がみられるが、解析と観測はよく対応している。本震の入力損失は前震に比べ低振

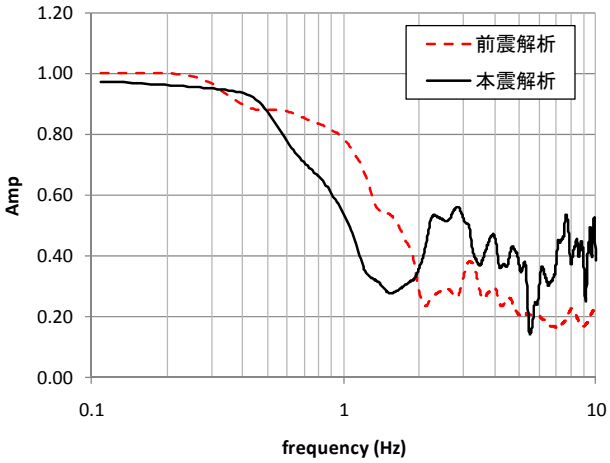
動数側に変化し、地盤の非線形性による影響がみられる。本震では 1.0～1.5Hz において、観測に比較して過小となる落ち込みがみられる。これは、当該振動数などから地盤・連壁の振動が関係していることが推定される。その他の振動数帯については全体的な入力損失の傾向は概ね対応している。

図 3.1-14 では、無質量基礎のモデルにより得られた基礎入力動の GL に対する伝達関数を示している。B1F 応答の場合と同様の傾向を示し、本震の入力損失は前震に比べ低振動数側に変化している。



前震(3/10)　　本震(3/11)

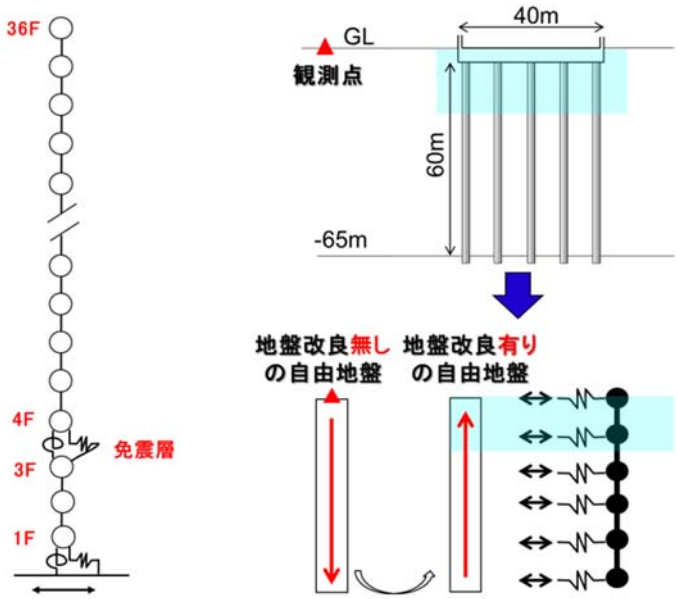
図 3.1-13　B1F 応答(FR)／GL の伝達関数



3.1-14 本震と前震での基礎入力動の比較(NS 方向)

(2) 杭基礎建築物 SNN の SR モデル(分離型モデル)によるシミュレーションと入力損失の評価

建築物 SNN は 4 階下に免震層を有する 3 6 階建ての中間階免震建築物である。図 3.1-15(a)に建築物の解析モデルを示す。解析手法は分離型モデルとし、薄層法により地盤ばねや基礎入力動（水平と回転）を算定し、SR モデルにより建築物応答解析を行う。地盤ばねのばね定数 K は静的近傍の値、減衰係数 C は 5Hz 程度までの平均的な値として 3Hz で評価した値を用いる。



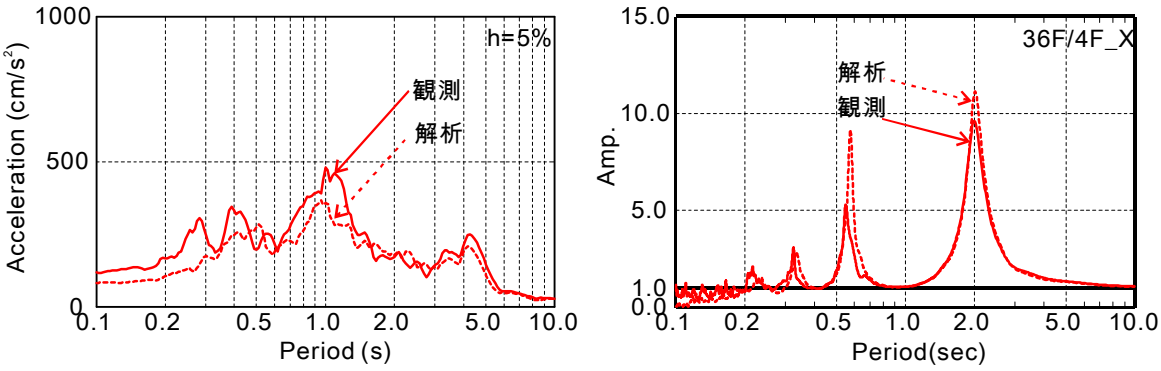
(a) 建築物モデル　　(b) 基礎入力動の評価モデル

図 3.1-15　杭基礎建築物の解析モデル（質点系モデル）

建築物モデルは 36 質点の曲げせん断棒モデルとし、本震時の状況から重量は設計重量から積載荷重 600N/m² 低減し、建築物の剛性は設計モデルの 1.5 倍とした。ここでは剛性調整の要因分析は今後の課題と考え、基礎入力動への影響を高振動数まで検討するために、観測された伝達関数が SR モデルと一致するように調整した。また、免震層固定時かつ基礎固定時の 1 次と 2 次周期に対して Rayleigh 減衰 2%を与えた。免震装置は鉛プラグ入り積層ゴムと天然ゴム系積層ゴムを組み合わせて用いており、モデル化では、設計標準モデルに対して本震時温度を考慮して水平剛性は 1.03 倍、降伏荷重は 1.09 倍とした。免震層モデルは修正 HD モデルによる MSS モデルとした [2)]。

図 3.1-15(b)に基礎入力動の評価モデルを示す。高層棟直下の杭基礎周辺は地盤改良されているが、GL の観測点付近では改良されていない。そこで、観測記録から地盤改良なしで求めた基盤波を用いて改良地盤の応答解析を行い、杭基礎建築物への入力動を評価した。

図 3.1-16 に本震時の建築物の加速度応答スペクトルと伝達関数、図 3.1-17 に免震層変位の軌跡を示す。解析と観測の建築物の伝達関数はよく合致し、加速度応答スペクトルと免震層の軌跡もよく対応している。



36F の加速度応答スペクトル　　36/4F（免震層上部）の伝達関数

図 3.1-16　建築物の応答（杭基礎）

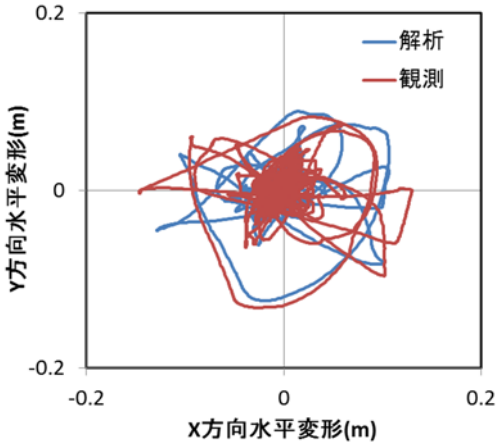
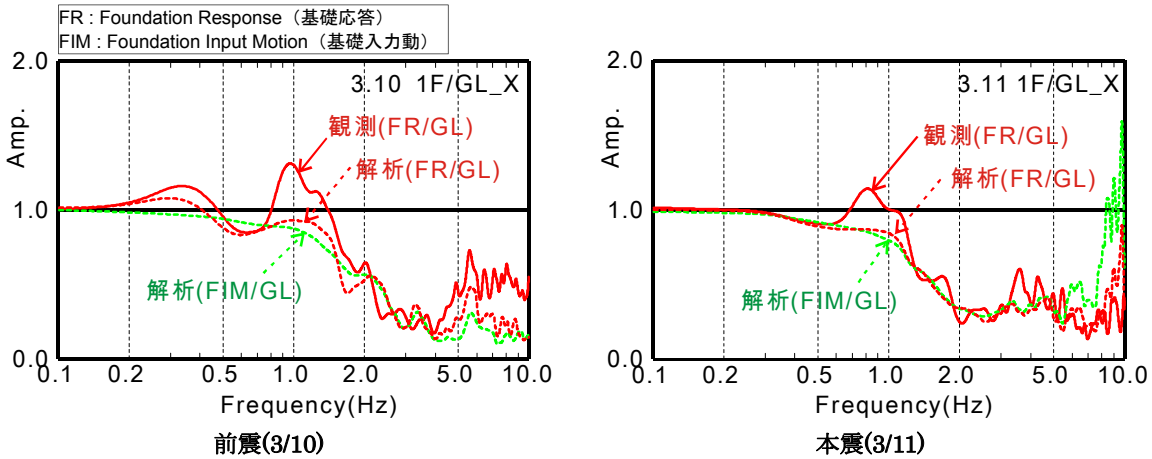


図 3.1-17　免震層応答（杭基礎）



前震(3/10)　　本震(3/11)

図 3.1-18　1F/GL の伝達関数（杭基礎、X 方向）

図 3.1-18 に GL に対する基礎入力動と基礎応答の伝達関数を示す。観測の伝達関数は建築物の応答の影響が含まれるため、基礎入力動に比べ基礎応答の対応がよくなっているが影響は小さい。また、連壁基礎と同様に杭基礎の入力損失は、前震より本震の方が低振動数側に変化し、地盤の

非線形性の影響がみられる。ただし、この入力損失には、杭基礎の効果の他に地盤改良による影響も含まれるため、一般的な杭基礎に比べ入力損失の効果が大きいことに留意する必要がある。

(3) まとめ

連壁基礎と杭基礎ともに、薄層法のばねを用いた質点系モデルあるいは 3 次元 FEM により、前震(3/10)と本震(3/11)の観測記録とよく対応する解析結果が得られた。また地盤の非線形性により生じる基礎入力動の周波数特性の変化についても再現できることが確認された。

3.1.3.4 入力損失効果に影響を及ぼす諸要因と建築物応答への影響の総合的検討

地盤の非線形性、基礎構造形式、および地震動特性の３つの観点から、入力損失効果に影響を及ぼす要因と建築物応答への影響に関する総合的な検討を行う。

(1) 地盤の非線形性

建築物 TRZ、SN2 及び SNN について、前震と本震の伝達関数(基礎入力動／GL)を比較し、入力損失効果に対する地盤の非線形性の影響を分析する。

1) 建築物 TRZ

図 3.1-10 に、建築物 TRZ における前震(3/10)と本震(3/11)での地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数が示されている。図によれば、本震では約 1.5～2Hz、前震では約 2～3Hz で振幅比が最も小さくなり、本地震時の伝達関数は低い振動数で入力損失効果がみられる。これは、表層地盤の非線形化により、地盤の卓越振動数が低振動数側へ変化したことによると考えられる。

2) 建築物 SN2

図 3.1-13 に、建築物 SN2 における前震(3/10)と本震(3/11)での地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数が示されている。図によれば、前震に比べ本震では伝達関数の値が全体的に小さくなる、すなわち入力損失が大きくなることがわかる。

3) 建築物 SNN

図 3.1-17 に、建築物 SNN における前震(3/10)と本震(3/11)での地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数(緑線)が示されている。図によれば、SN2 の場合と同様の傾向を示しており、やはり、前震に比べ本震では伝達関数の値が全体的に小さくなる、すなわち入力損失が大きくなることがわかる。

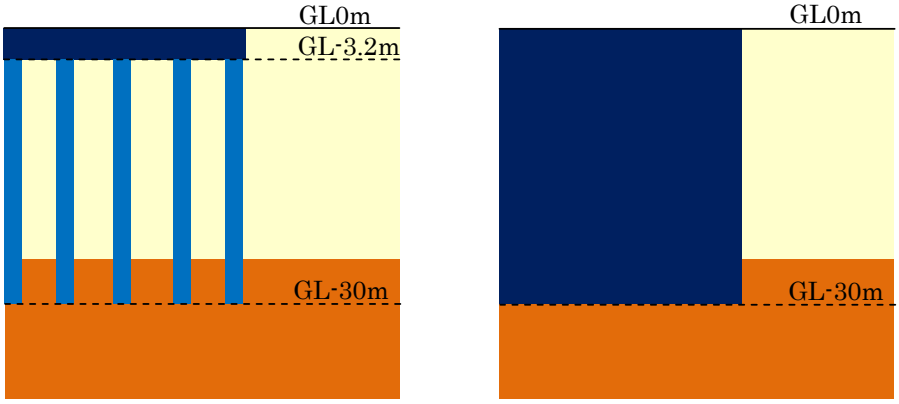
以上のように、3 棟の建築物の場合とも、非線形化により入力損失が増大する傾向は一致している。

(2) 基礎構造形式

直接基礎建築物 TRZ を仮想の杭基礎にした場合と、連壁基礎建築物 SN2 を仮想の杭基礎にした場合について検討し、基礎構造形式が入力損失や建築物応答に与える影響について検討する。

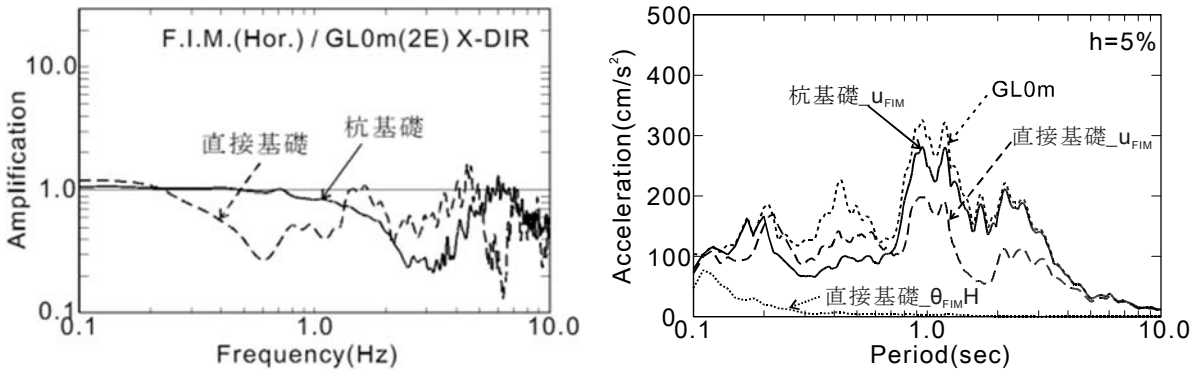
1) 直接基礎と仮想杭基礎の比較

ここでは、3.1.3.2 項で示した A 地点に建つ直接基礎で支持された超高層建築物 TRZ を杭基礎に置き換えて比較を行う。図 3.1-19 に解析モデルを示す。解析手法は分離型モデルとし、薄層法により地盤ばねや基礎入力動（水平と回転）を算定し、SR モデルにより建築物応答解析を行う。入力地震動には、観測記録から求めた基盤での露頭波を用いる。



(杭基礎の場合)　　(直接基礎の場合)

図 3.1-19　直接基礎と仮想杭基礎モデル（A 地点）



伝達関数（基礎入力動/GL）　　加速度応答スペクトル

図 3.1-20　基礎入力動（直接基礎と仮想杭基礎、A 地点）

図 3.1-20 に直接基礎と杭基礎の基礎入力動の水平成分(u_{FIM})を比較する。ここでの直接基礎の伝達関数は、地表面の解析結果を分母としているため、振幅が小さくなる振動数が 0.7Hz 程度になっている。直接基礎については回転成分(θ_{FIM})に有効高さ H（建築物高さの 70%と基礎深さの和）を乗じた $\theta_{FIM}H$ も示す。水平成分は、直接基礎で約 0.6Hz、杭基礎で約 3～4Hz で振幅比が最も小さくなり、直接基礎の伝達関数は低い振動数から入力損失効果がみられる。これは、直接基礎の埋込み(30m)が深く、剛性が高いため、地盤の拘束効果が大きいためと考えられる。回転動は水平動に比べて小さい。図 3.1-21 に超高層建築物の応答結果を示す。直接基礎の場合に比べて、杭基

礎の場合の応答結果が 2～3 割程度大きい。スペクトルには基礎回転角に建築物の有効高さを乗じた θ H を示すが、回転角の影響は小さい。

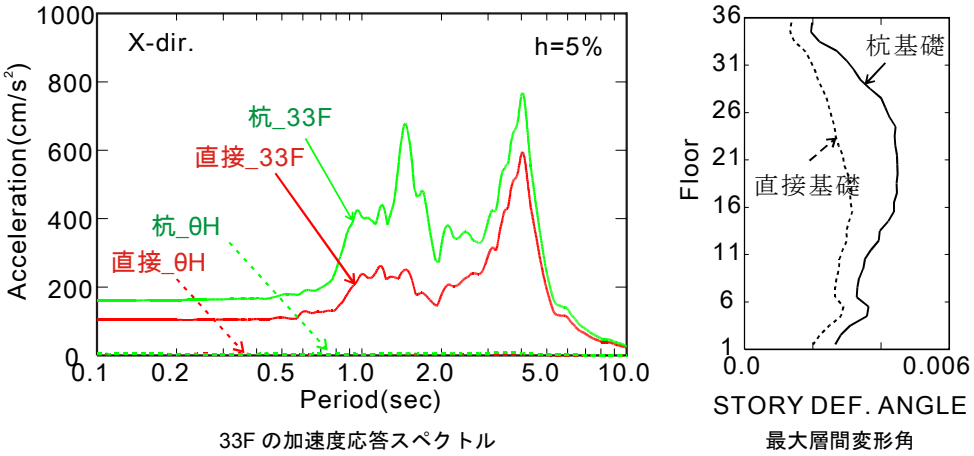


図 3.1-21　超高層建築物の応答（直接基礎と杭基礎、A 地点）

次に、上部構造を 15 階建て(高さ 60m)の仮想鉄骨造建築物に変えて解析を行う。図 3.1-22 に示すように、上部構造の立体フレームモデルの静的荷重増分解析により復元力特性を評価した。1 次固有周期は 1.5 秒である。図 3.1-23 に建築物応答結果を示す。杭基礎の 15F の応答スペクトルや層間変形角は、直接基礎に比べて 2～3 倍程度大きくなっている。基礎構造形式が建築物応答に与える影響は、超高層に比べ周期の短い建築物ほど大きいことがわかる。また回転動の影響は超高層と同様に小さい。

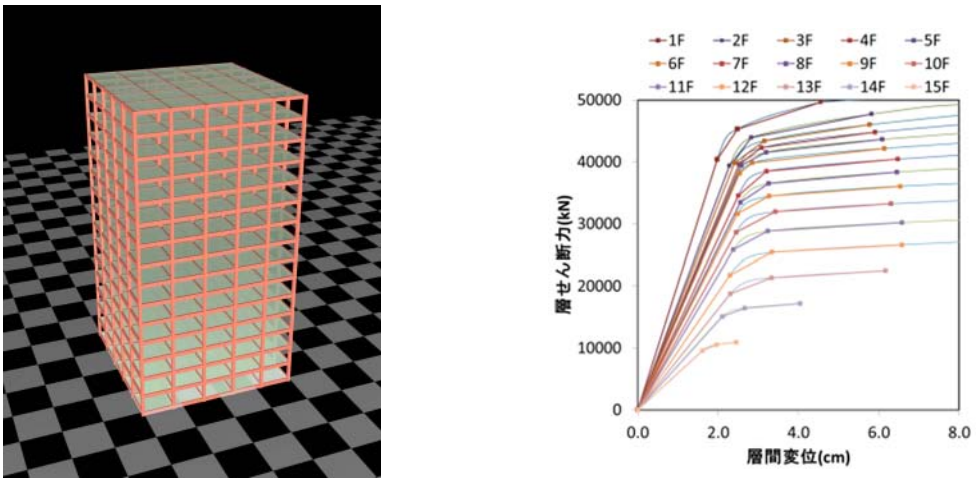


図 3.1-22　仮想鉄骨造 15 階建築物

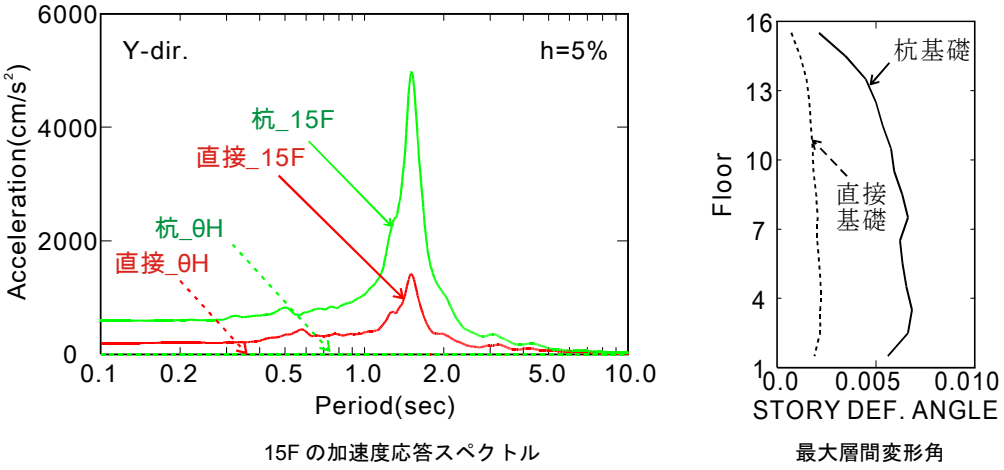


図 3.1-23　仮想鉄骨造 15 階建築物の応答（A 地点）

2) 連壁基礎と仮想杭基礎の比較

ここでは、その 3 で示した B 地点に建つ連壁基礎建築物を杭基礎に置き換えて比較を行う。解析手法は 3 次元 FEM とする。図 3.1-24 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、仮想鉄骨造 15 階建築物について検討する。15 階建築物の基礎は、連壁厚さは t=600mm、杭径はφ1800mm とする。

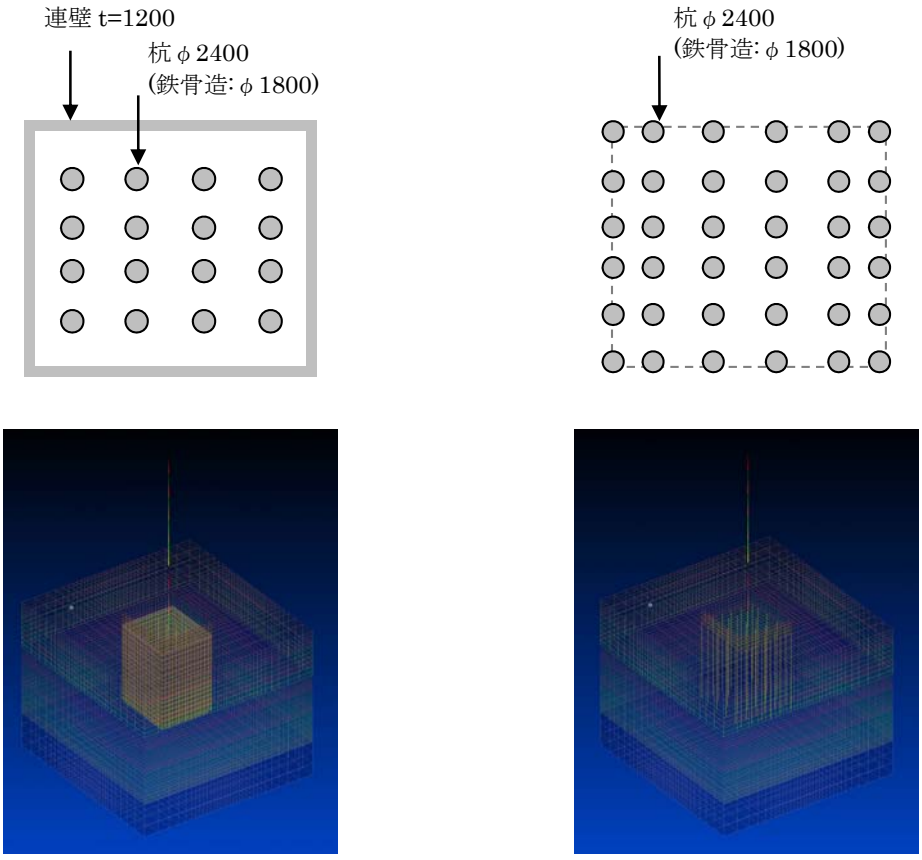


図 3.1-24　連壁基礎（左）と仮想杭基礎（右）モデル（B 地点）

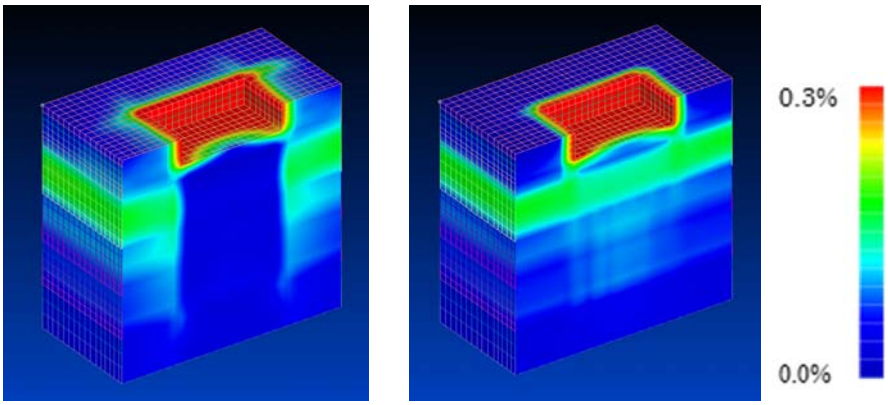


図 3.1-25　最大せん断ひずみ図（連壁（左）と仮想杭基礎(右)、B 地点）

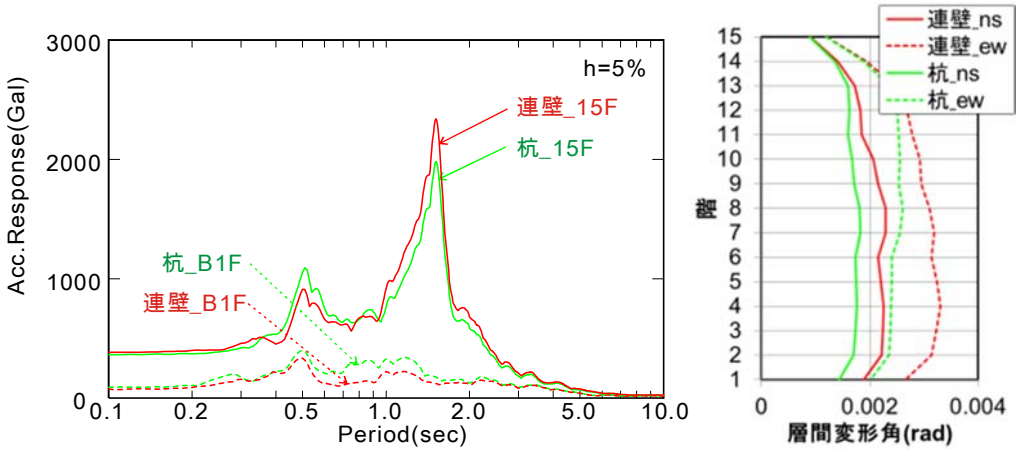


図 3.1-26　仮想 15 階建築物の応答（連壁基礎と仮想杭基礎､B 地点）

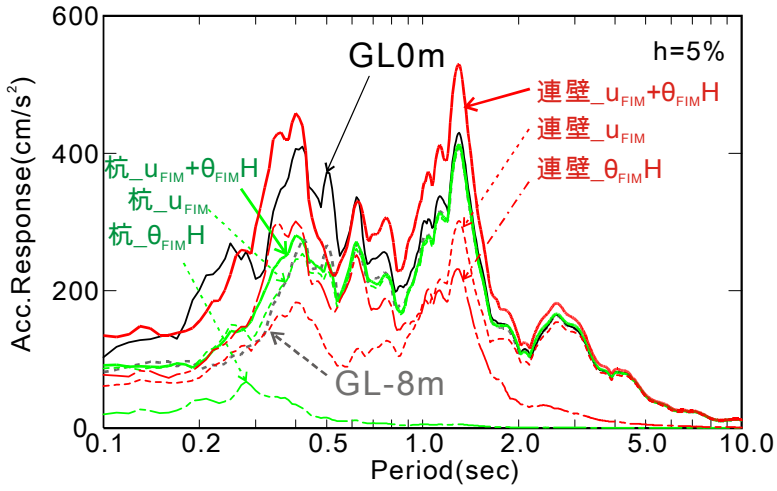


図 3.1-27　基礎の水平動・回転動の評価（B 地点）

各基礎の地盤との相互作用を確認するため、図 3.1-25 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 3.1-26 に鉄骨造 15 階建築物の応答結果として 15 階と基礎の応答スペクトルと最大層間変形角を示す。基礎応答の水平成分は、連壁基礎の方が杭基礎と比較して小さい。逆に 15 階応答は、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 3.1-27 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、回転動成分が連壁の短周期側で大きく励起されている。一方、杭基礎には回転動成分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、連壁基礎は地表面よりも大きい。B 地点は前述の A 地点に比べ回転動の影響が大きいが、支持層の剛性や支持層深さの影響が考えられる。

3) まとめ

各基礎構造形式による入力損失と応答の関係には対照的な結果がみられた。直接基礎と仮想杭基礎の比較では、基礎水平動の大小関係(杭基礎＞直接基礎)がそのままの形で建築物応答に反映された。これに対し、連壁基礎と仮想杭基礎の比較では、基礎水平動は連壁基礎＜杭基礎であるにも関わらず、回転動の影響により建築物応答は連壁基礎＞杭基礎となり、逆転現象がみられた。建築物応答評価には基礎入力動の評価が重要であり、水平だけでなく回転の評価が重要であることがわかった。

(3) 地震動特性

周期特性の異なる入力地震動を設定し、地盤と建築物の応答解析を行う。建築物の応答解析では、基礎入力動と地表面応答を入力した場合の計算結果を比較し、入力損失効果を分析する。

1) 入力地震動の設定

周期特性の異なる入力地震動として、短周期卓越型と長周期卓越型の地震動を設定した。短周期卓越型の地震動は、文献 1)に示された地震波(震源モデル 1 、内閣府モデル、アスペリティ考慮)の NS 成分(N112 波)とした。また、長周期卓越型の地震動は、建設省告示第 1461 号に定められる加速度応答スペクトルを持つ地震波(告示波)とした。以下に、告示波の作成方法を示す。

告示波の目標加速度応答スペクトル（h=5%）は、「極めて稀に発生する地震動」に対して与えられるスペクトル(次式)とした。

$$S_A(h=5\%,T)=\begin{cases}320+3000T & T<0.16s\\ 800 & 0.16s\le T<0.64s\\ 512/T & 0.64s\le T<10s\end{cases} \qquad (1)$$

地震波の作成に際して、位相特性は乱数位相を与えた。定常振幅および一様乱数位相を発生させ、フーリエ振幅を調節する手法を適用して、作成した波形の応答スペクトル(h=5%)を目標スペクトルに一致させた。このとき用いた時間包絡関数は、以下のように設定した。

$$e(t) = \begin{cases} (t/5)^2 & 0s \le t < 5s \\ 1 & 5s \le t < 35s \\ \exp[-0.027(t-35)] & 35s \le t \le 120s \end{cases} \quad (2)$$

図 3.1-28 及び図 3.1-29 に、N112 波と告示波の加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。最大加速度は、N112 波(845Gal)が告示波(387Gal)に比べて大きい。応答スペクトルは周期約 1.5 秒以下では N112 波の振幅が大きく、それより長周期では両者同程度の振幅である。

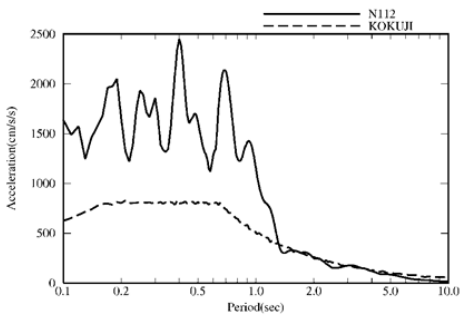


図 3.1-28　加速度応答スペクトル(N112, 告示波)

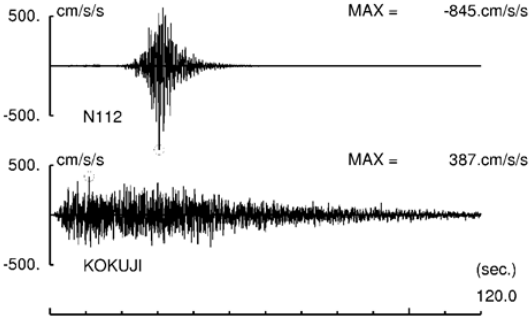


図 3.1-29　加速度波形(N112, 告示波)

2) 建築物 TRZ の場合

図 3.1-30 に N112 入力時、図 3.1-31 に N112 波入力時の最大応答分布を、基礎入力動入力時と地表面応答入力時を比較してそれぞれ示す。

表 3.1-3 に、地表面応答を入力した場合の建築物の頂部での変位および層間変形角に対する基礎入力動を入力した場合の応答結果の比率を示す。建築物頂部の変位の比率は、告示波入力時(0.64)が N112 波入力時(0.73)に比べて小さい。また層間変形角の比率は、発生階が異なるものの告示波入力時(0.56)が N112 波入力時(0.64)に比べて小さい。

長周期卓越型の地震動(告示波)の方が短周期卓越型の地震動(N112 波)に比べて、入力損失効果は大きい結果となった。これは両地震動の基礎入力動は周期約 2 秒以上の振幅が同程度であるのに対して、地表面応答は長周期卓越型の方が大きいためと考えられる。

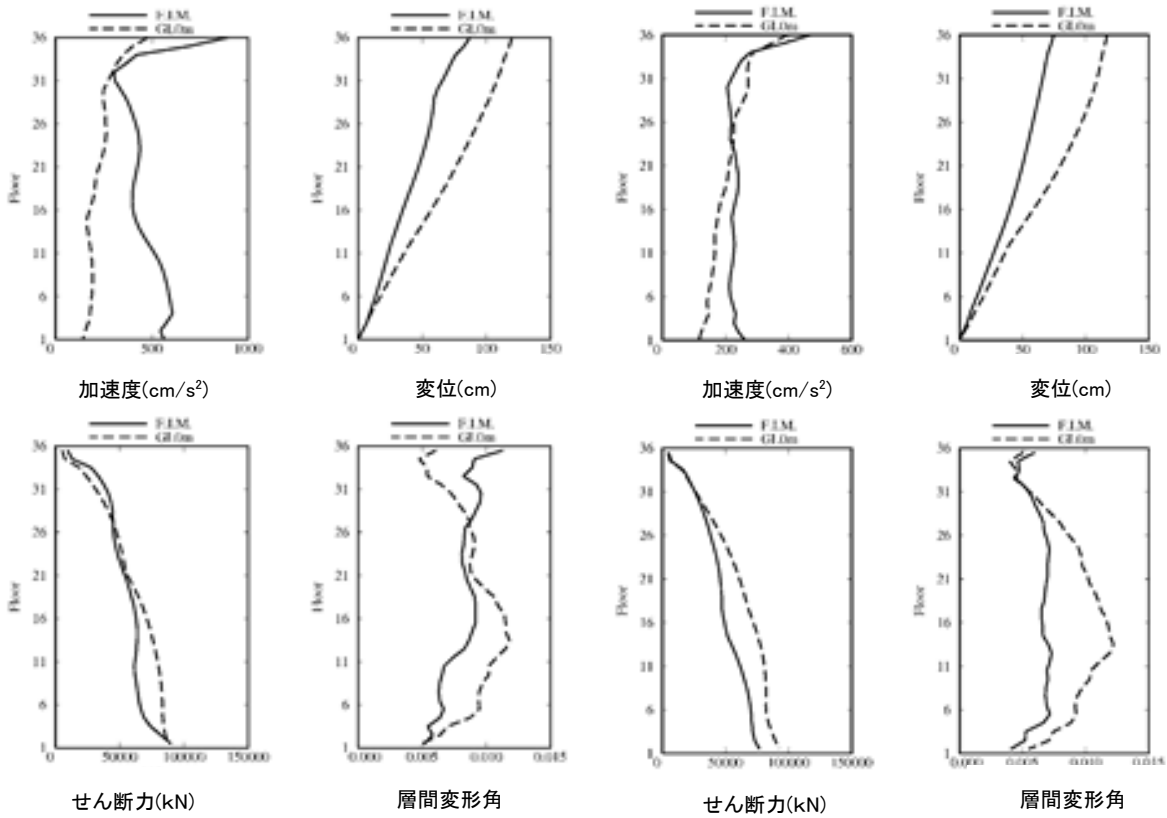


図 3.1-30　N112 波入力時の建築物の最大応答値

図 3.1-31　告示波入力時の建築物の最大応答値

表 3.1-3　地表面応答(GL0m)を入力した場合と基礎入力動(F.I.M.)を入力した場合の応答結果の比率

	頂部での変位の比率 (F.I.M./GL0m)	層間変形角の比率 (F.I.M./GL0m)
N112 波入力時	0.73	0.64 (9 階)
告示波入力時	0.64	0.56 (15 階)

3) 建築物 SN2 の場合

一体型モデルにおいて通常どおり地盤・建築物を一体的に解析した場合と、基礎を固定して GL 地盤応答を入力した場合の最大層間変形角を比較して、図 3.1-32 に示す。また、比較を定量的に評価するため、一体型とＧＬ入力の各階の層間変形角の比率(一体型／ＧＬ)を右下に併記する。この値が 1.0 以下であれば、一体型入力がＧＬ入力より小さい、すなわち GL に対しての入力損失があることを表す。

本震において、一体型の変形角は GL 入力とほぼ同じ応答となっている。このことは、回転動を加味した基礎入力動(一体型解析)が GL 水平応答入力とほぼ同等レベルの地震動であることを示している。一方、N112 波および告示波入力では一体型解析の変形角は GL 入力よりも大きい。これは、地盤の非線形化、特に液状化による地盤の長周期化のために GL の加速度が小さくなり、相対的に一体型の応答が大きくなるためと考えられる。GL 入力時に上層部における層間変形角が大きいが、これは高次モードの応答が増大していると考えられる。

層間変形角の比に着目すると、本震では全層にわたり 1.0 程度である。一方、N112 波および告示波ではほとんどの層において 1.0 以上である。本震と、他の告示波、N112 波は対照的な結果である。また N112 波と告示波も分布形が異なることから、入力損失は入力地震動によって異なることがわかる。

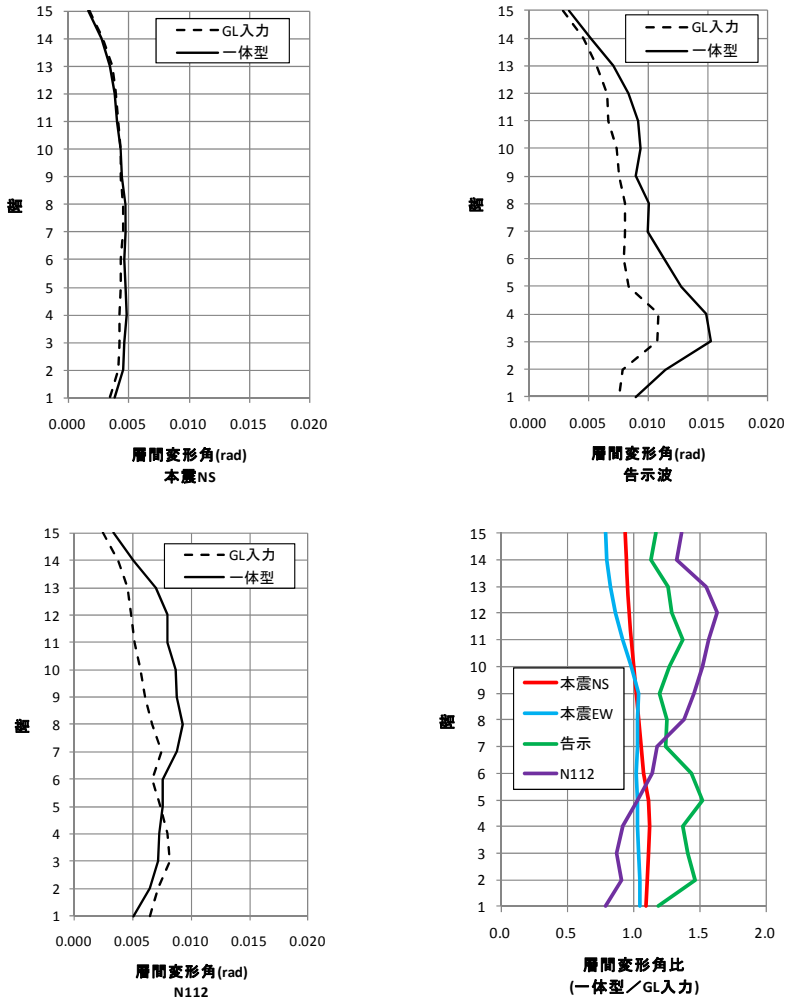


図 3.1-32 層間変形角の比較，GL の基礎固定入力と一体型解析，S 造 15 階建

※「一体型」は、SR 相互作用を考慮して基礎入力動を入力した場合に相当する。

3.2 超高層建築物の地震応答に対する長周期地震動の影響

3.2.1 観測記録の比較

2011 年東北地方太平洋沖地震について、今回観測対象とした超高層建築物をはじめとする多くの超高層建築物においても、長周期・長時間の応答波形が得られている。図 3.2-1 に、被災地域を含む 14 棟の超高層建築物について、最下階と最上階で得られた加速度記録の最大値（方向別）を比較して示す。また、図 3.2-2 では震央距離と最大加速度との関係を示している。

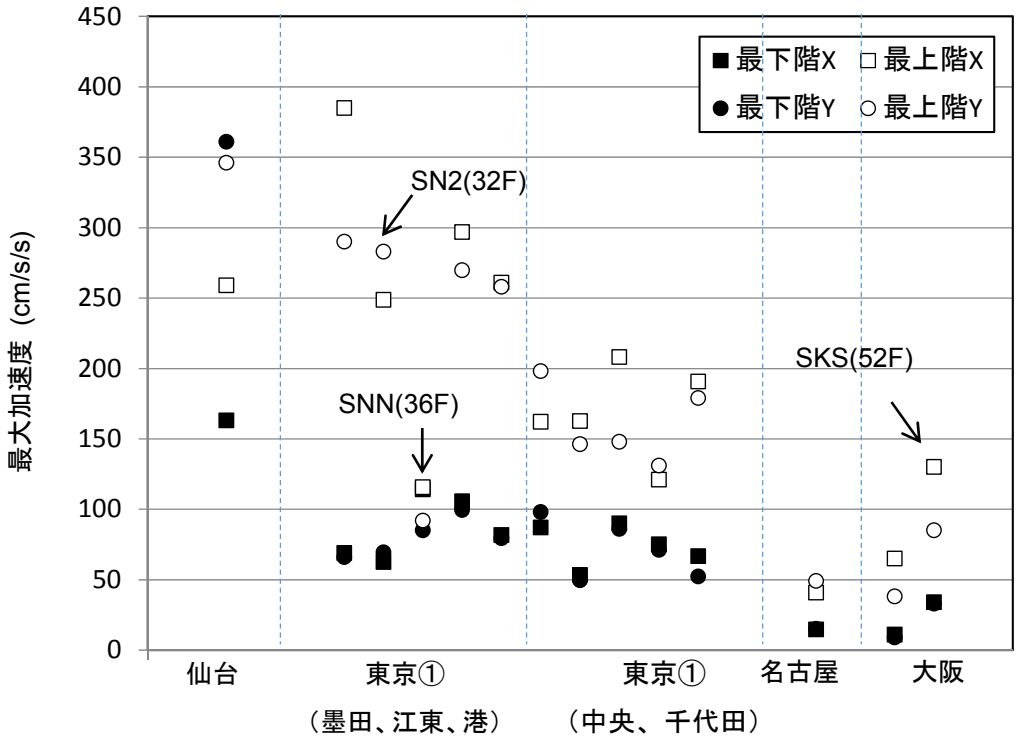


図 3.2-1 2011 年東北地方太平洋沖地震（本震）における超高層建築物の応答加速度（最大）

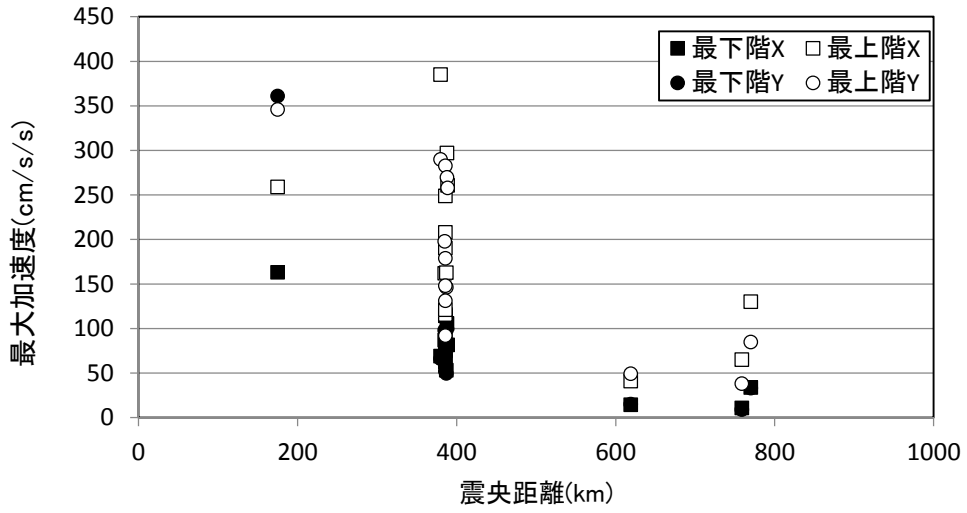
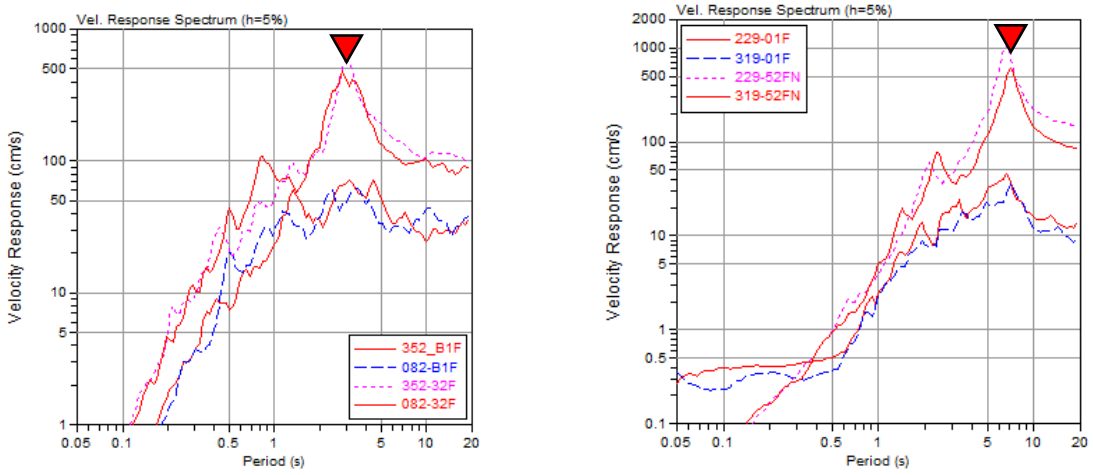


図 3.2-2 2011 年東北地方太平洋沖地震（本震）における震央距離と超高層建築物の応答加速度（最大）

図 3.2-1 及び図 3.2-2 に示す通り、最下階における加速度記録は、震源に近い仙台が最も大きく、遠ざかるにしたがって値が小さくなる傾向が見られる。ただし最上階の加速度記録は、たとえば東京①のいわゆる湾岸地域における値が仙台における値を超える、あるいは大阪における値が東京②における値を超えるなど、建築物の近傍の地震動（長周期地震動においては入力損失の効果が顕著に表れないことから、最下階の値がほぼこれに相当すると思われる）との乖離が見られる。

これは、地震動に含まれる長周期成分が超高層建築物の敷地地盤の増幅によって当該建築物の固有周期付近で卓越し、長時間の揺れの作用によって上部構造の応答が増幅されることで発生する現象である。図 3.2-1 中の建築物 SN2（東京①）及び SKS（大阪）について、観測記録の擬似速度応答スペクトルを比較して図 3.2-3 として示した。

なお図 3.2-1 中の建築物 SNN については、最下階と最上階の記録がほぼ等しくなっているが、これは、当該超高層建築物が免震構造であり、前出の図 3.1-17 に示す通り本震に対し免震効果を発揮したためである。



(a) SN2（東京①、32 階）　　(b) SKS（大阪、52 階）

（▼が建築物の一次固有周期）

図 3.2-3 2011 年東北地方太平洋沖地震（本震）における速度応答スペクトル

3.2.2 まとめ

被災地域に建設されたものを含む 14 棟（仙台 1 、東京 10、名古屋 1 、大阪 2）について、2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた観測記録の比較を行った。

長周期・長時間の地震動を受ける超高層建築物の上部構造の応答は、震源からの距離が遠いものでも、震源に比較的近いものを上回る場合があることが観測記録から示された。一般的に超高層建築物の減衰は小さく、上部構造の固有周期付近の長周期成分を含む地震動の長時間の作用に対してその影響がより顕著に表れると考えられることから、長周期地震動の影響を評価する上では、敷地地盤における増幅特性を評価することが重要な課題であり、図 3.2-2 に示したような形で個別に観測記録を蓄積し、増幅特性の評価につなげることで、将来の大地震に対する超高層建築物の適切な安全対策を講ずるための検討が可能であると考えられる。

3.3 まとめ

3.3.1 超高層建築物への地震入力に関する分析について

比較的軟弱な地盤に立地し、基礎形式が異なる 3 棟の超高層建築物について、2011 年東北地方太平洋沖地震等で得られた記録に基づき実効的に入力する地震力について解析を行った。

地盤の非線形性、基礎構造形式、および地震動特性が入力損失に及ぼす影響の検討を行い、以下の知見を得た。

1) 2011 東北地方太平洋沖地震とその前震での記録から、地表に対する建築物基底での伝達関数を求め比較した。前震に比較して本震時の方が低振動数における入力損失が増大する傾向が見られたが、これは地盤の非線形化による地盤の固有振動数の変化の影響と考えられる。

2) 基礎構造形式の違いに着目した解析から、連壁基礎の場合には水平動が低減されても、回転動が大きくなり易くなる場合のあることが示された。

3) 液状化による地表の非線形化が著しくなった場合には、建築物に入力する地震動の方が、地表の地震動を入力とする場合よりも応答が大きくなる場合のあることが解析により示された。

3.3.2 超高層建築物の地震応答に対する長周期地震動の影響について

被災地域に建設されたものを含む 14 棟（仙台１、東京 10、名古屋１、大阪２）について、2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた観測記録の比較を行い、以下の知見を得た。

1) 長周期・長時間の地震動を受ける超高層建築物の上部構造の応答は、震源からの距離が遠いものでも、震源に比較的近いものを上回る場合があることが観測記録から示された。一般的に超高層建築物の減衰は小さく、上部構造の固有周期付近の長周期成分を含む地震動の長時間の作用に対してその影響がより顕著に表れると考えられることから、長周期地震動の影響を評価する上では、敷地地盤における増幅特性を評価することが重要な課題であり、ここに示したような形で個別に観測記録を蓄積し、増幅特性の評価につなげることで、将来の大地震に対する超高層建築物の適切な安全対策を講ずるための検討が可能であると考えられる。

【参考文献】

1) Ueda,R. et al.: “A Case Study on Polyhedron Model of a Strain Space Multiple Mechanism Model”, Joint Conference Proceedings, 9th CUEE and 4th ACEE, pp.469-472, 2012.3

2) 竹中康雄、山田和彦、吉川和秀：免震用積層ゴム支承の曲線型履歴復元力モデル：「修正 HD モデル」、日本建築学会技術報告集、第 14 号、pp. 87-92、2001. 12

3) 田中良一、久田嘉章 : 首都圏に建つ超高層キャンパスと地域連携による地震防災に関する研究(その２) 首都直下地震の強震動予測、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008.9、pp.815-816

第 4 章　地震観測記録に基づく中低層建物の地震入力・応答評価

4.1 はじめに

第 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、地盤－構造物の動的相互作用が観測建物(上部構造)の地震応答に影響しているか否かを把握できることを示した。建物の地震応答に地盤－構造物の動的相互作用効果があまり影響しないと判断される観測建物については、これと構造、地盤等の条件が類似する建物も含め、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。

地盤－構造物の動的相互作用が建物の地震応答に明らかに影響していると判断される観測建物については、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 4.2 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、これを地盤－構造物の動的相互作用の影響が明らかに見られる観測建物に適用して、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の効果は、慣性の相互作用と入力の相互作用(入力損失)に分離して評価される。

なお、ここでの検討対象建物は、地震観測記録の整理の結果、地盤－構造物の動的相互作用の建物応答への効果が明らかであった直接基礎の UTM(3F+B1F)、杭基礎の EDG(3F)、TKS(5F)及び NIT(6F)である。

観測建物 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、同定による方法によっても評価されているが、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 4.3 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。

この場合、検討対象建物に、TKS 及び NIT の 2 棟に直接基礎の ANX(8F)を加えた。

さらに、入力の相互作用については、地震記録の整理の結果、杭基礎の場合にも入力損失効果が見られたことから、入力損失効果を考慮に入れた既存の基礎入力動の評価式と地震記録との比較を通し、基礎構造形式、地盤条件の違いに応じた基礎入力動を検討している。ここでは地盤－構造物の動的相互作用による上部構造の地震応答低減効果には拘らず、入力損失効果のみに着目している。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、検討対象は、上記の UTM、EDG、TKS、NIT、ANX に、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。

4.2 同定に基づく方法による分析

4.2.1 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 4.2-1 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。

$$\begin{bmatrix} K_1-\omega^2 m_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1+K_H-\omega^2 m_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ Y_I \end{Bmatrix} = +\omega^2 \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \end{Bmatrix} Y_{FIM} \tag{4.1}$$

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_I：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
$K_1 = k_1 + i\omega c_1$，　$K_H = k_H + i\omega c_H$
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(4.1)においては、$x_1 = X_1 e^{i\omega t}$，　$y_I = Y_I e^{i\omega t}$，　$y_{FIM} = Y_{FIM} e^{i\omega t}$ 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(4.1)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、

$$Y_{FIM} = \lambda_{FIM} Y_{FF} \tag{4.2}$$

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。

$$\frac{Z_1}{Z_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1} \tag{4.3}$$

$$\frac{Z_1}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{K_H}{\left\{-\omega^2 m_1 + \left(K_H - \omega^2 m_0\right)\left(1 - \omega^2 m_1 / K_1\right)\right\}} \tag{4.4}$$

$$\frac{Z_0}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{K_H\left(1 - \omega^2 m_1 / K_1\right)}{\left\{-\omega^2 m_1 + \left(K_H - \omega^2 m_0\right)\left(1 - \omega^2 m_1 / K_1\right)\right\}} \tag{4.5}$$

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。

$$\frac{Z_{1obs}}{Z_0} = \frac{K_1 + \omega^2 m_1 \left(H_{obs} - H\right)/H}{K_1 - \omega^2 m_1} \tag{4.3)'}$$

$$\frac{Z_{1obs}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{\left(1 + \omega^2 m_1/K_1 \cdot \left(H_{obs} - H\right)/H\right)K_H}{\left\{-\omega^2 m_1 + \left(K_H - \omega^2 m_0\right)\left(1 - \omega^2 m_1/K_1\right)\right\}} \tag{4.4)'}$$

式(4.3)', (4.4)', (4.5)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(4.3)'を用いて k_1, c_1 を決定し、次に式(4.4)', (4.5)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。

$$Y_{FIM} = Z_0 - \frac{\omega^2}{K_H}\left(m_1 Z'_{1obs} \tilde{H}_{Z_1/Z_{1obs}} + m_0 Z'_0\right) \tag{4.6}$$

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。

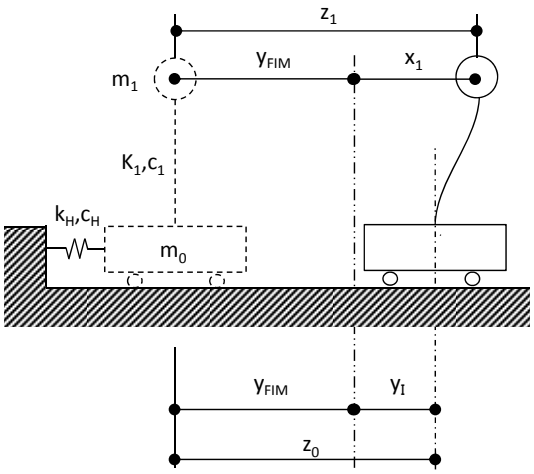


図 4.2-1　スウェイモデル

(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 4.2-2 に示す SR モデルの運動方程式は次のように表される。

$$\left(-\omega^2[M]+[K]\right)\{X\} = \omega^2[M]\{Y\} \tag{4.7}$$

ここで、

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

$$\{X\}=\begin{Bmatrix} Y_I + H\,\Theta_I + X_1 \\ Y_I \\ \Theta_I \end{Bmatrix},\quad \{Y\}=\begin{Bmatrix} Y_{FIM} + H\,\Theta_{FIM} \\ Y_{FIM} \\ \Theta_{FIM} \end{Bmatrix}$$

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_1 ：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

スウェイ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、後述する観測例では、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、本論では建物、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(4.7)の右辺に、単位の水平基礎入力動 $\{Y\}=\{1 \quad 1 \quad 0\}^T$ を与えたときと、単位の回転基礎入力動 $\{Y\}=\{H \quad 0 \quad 1\}^T$ 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、

$$\begin{matrix} \overline{Y}_{H_I} & \overline{\Theta}_{H_I} & \overline{X}_{H_1} \\ \overline{Y}_{\Theta_I} & \overline{\Theta}_{\Theta_I} & \overline{X}_{\Theta_1} \end{matrix}$$

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。

$$\begin{aligned} \frac{Z_{1obs}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM}\Bigg[& \left(1+\overline{Y}_{H_I}+H_{obs}\overline{\Theta}_{H_I}+\overline{X}_{H_1}\frac{H_{obs}}{H}\right) \\ & +\left(1+\frac{\overline{Y}_{\Theta_I}}{H_{obs}}+\overline{\Theta}_{\Theta_I}+\frac{\overline{X}_{\Theta_1}}{H}\right)\cdot\frac{H_{obs}\Theta_{FIM}}{Y_{FIM}}\Bigg] \end{aligned} \tag{4.8}$$

$$\frac{Z_0}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM}\left[\left(1+\overline{Y}_{H_I}\right)+\frac{\overline{Y}_{\Theta_I}}{H}\cdot\frac{H\Theta_{FIM}}{Y_{FIM}}\right] \tag{4.9}$$

さらに、式(4.8)と式(4.9)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、スウェイモデルと同様に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。

$$\begin{Bmatrix} Y_I \\ \Theta_I \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Delta}\begin{bmatrix} 1 & -\dfrac{K_{HR}}{K_{HH}} \\ -\dfrac{K_{RH}}{K_{RR}} & 1 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dfrac{\omega^2 m_0 Z_0' + \omega^2 m_1 Z_{1obs}' H_{Z_1/Z_{1obs}}}{K_{HH}} \\ \dfrac{\omega^2 I_0 \Theta_0' + \omega^2 m_1 H Z_{1obs}' H_{Z_1/Z_{1obs}}}{K_{RR}} \end{Bmatrix} \tag{4.10}$$

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

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、入力の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。

$$Y_{FIM}' = Z_0' - Y_I \tag{4.11}$$

$$\Theta_{FIM}' = \Theta_0' - \Theta_I \tag{4.12}$$

式(4.7)～(4.12)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、杭基礎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ので、建物の減衰も含めて１段階の最小二乗法で決定した。

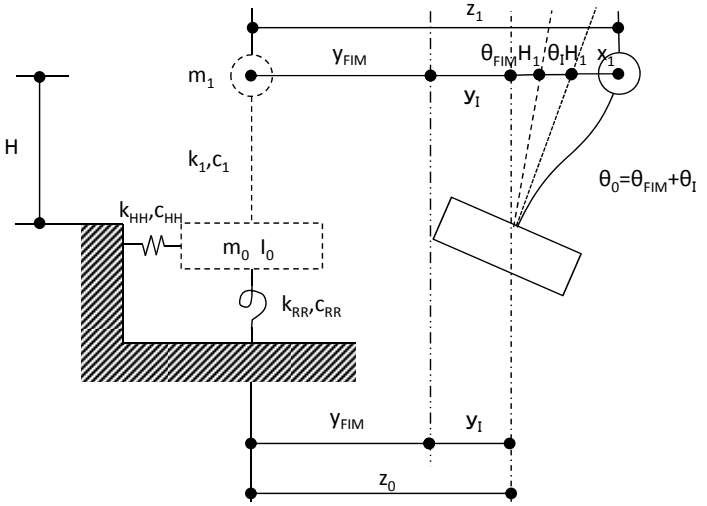


図 4.2-2　SR モデル

(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。

$$\left|\lambda_{FIM}\right| = \left|\frac{Y_{FIM}}{Y_{FF}}\right| = \frac{\sin \omega\eta}{\omega\eta} \tag{4.13}$$

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。

$$\left|H_{X_1/Y_{FIM}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}\right|}{\omega^2 \left|Y_{FIM}\right|} \tag{4.14}$$

$$\left|H_{X_1/Y_{FF}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}\right|}{\omega^2 \left|Y_{FF}\right|} \tag{4.15}$$

$$\left|H_{X_{1fix}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}\right|}{\omega^2 \left|Z_0 + \Theta_0 H_{obs}\right|} \tag{4.16}$$

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(4.16)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。

$$\sigma^2_{X_1/Y_{FIM}} = 2\int_0^\infty \left|H_{X_1/Y_{FIM}}(\omega)\right|^2 S_0(\omega)\, d\omega \tag{4.17}$$

$$\sigma^2_{X_1/Y_{FF}} = 2\int_0^\infty \left|H_{X_1/Y_{FF}}(\omega)\right|^2 S_0(\omega)\, d\omega \tag{4.18}$$

$$\sigma^2_{X_{1fix}} = 2\int_0^\infty \left|H_{X_{1fix}}(\omega)\right|^2 S_0(\omega)\, d\omega \tag{4.19}$$

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 ${}_pS_v$ 一定を想定して、パワースペクトル密度は次式で与える。

$$\begin{aligned} &S_0(\omega) = \omega^{-1} \quad &&: \text{加速度応答一定} \\ &S_0(\omega) = \omega \quad &&: \text{擬似速度応答一定} \end{aligned} \tag{4.20}$$

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。

$\frac{\sigma_{X_1/FIM}}{\sigma_{X_{1\,fix}}}$ ：II による建物相対変位の低減率 (4.21)

$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_1/FIM}}$ ：KI による建物相対変位の低減率 (4.22)

$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_{1\,fix}}}$ ：II と KI による建物相対変位の低減率 (4.23)

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。

$$\left|H_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_0 - Y_{FIM}\right|}{\omega^2\left|Y_{FF}\right|} \tag{4.24}$$

$$\left|H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega)\right| = \frac{\left|\Theta_0 H_{obs}\right|}{\omega^2\left|Y_{FF}\right|} \tag{4.25}$$

水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の分散は、

$$\sigma^2_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}} = 2\int_0^\infty \left|H_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega)\right|^2 S_0(\omega)\, d\omega \tag{4.26}$$

$$\sigma^2_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}} = 2\int_0^\infty \left|H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega)\right|^2 S_0(\omega)\, d\omega \tag{4.27}$$

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。

$$\frac{\sigma_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}}{\sigma_{X_{1\,fix}}} \tag{4.28}$$

$$\frac{\sigma_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}}{\sigma_{X_{1\,fix}}} \tag{4.29}$$

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_1=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(4.13)で与えた。数値例題の諸元を表 1 の例題設定値の欄に示す。

表 4.2-1 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

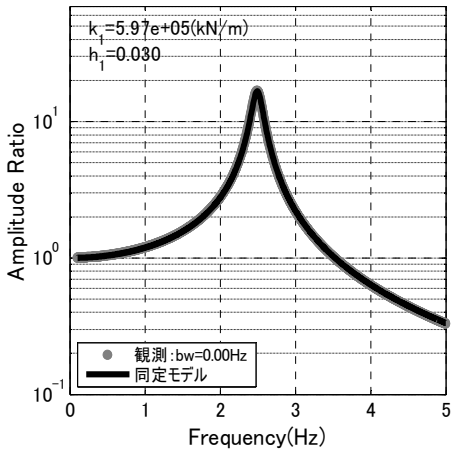
* 同定では減衰係数c_1を求め、減衰定数h_1として表示している

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。

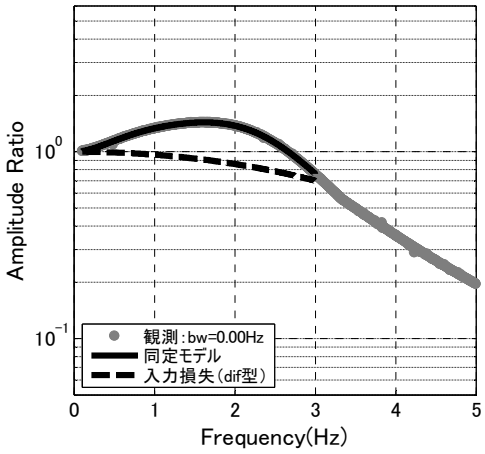
$$err = \sum_k \sum_i \left\{ \log|{}_k H_{ana}(f_i)| - \log|{}_k H_{obs}(f_i)| \right\}^2 \tag{4.30}$$

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。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たためである。振幅の対数を用いると、伝達関数の振幅が大きい側と小さい側を同等に扱うことになる。

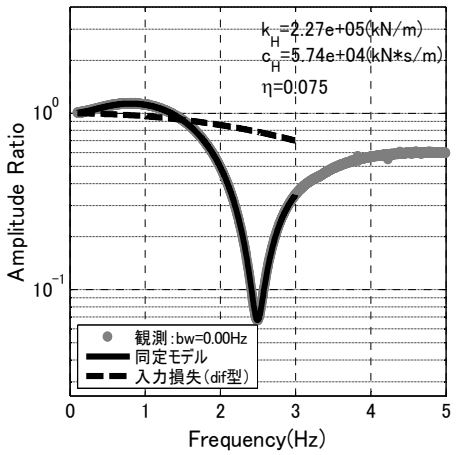
図 4.2-3 に、η を未知数として同定を行った場合を示す。図より、数値例題に良く適合する結果が得られていることが分かる。図 4.2-3(d)には、η の同定結果を用いて式(4.13)より計算した入力損失と、式(4.6)を用いて基礎応答から上部慣性力の影響を取り除いた基礎入力動を重ね描いているが、両者は良く一致している。



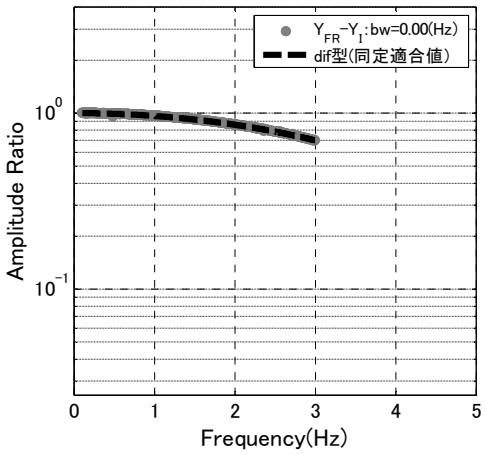
(a) 建物／基礎



(b) 建物／地盤

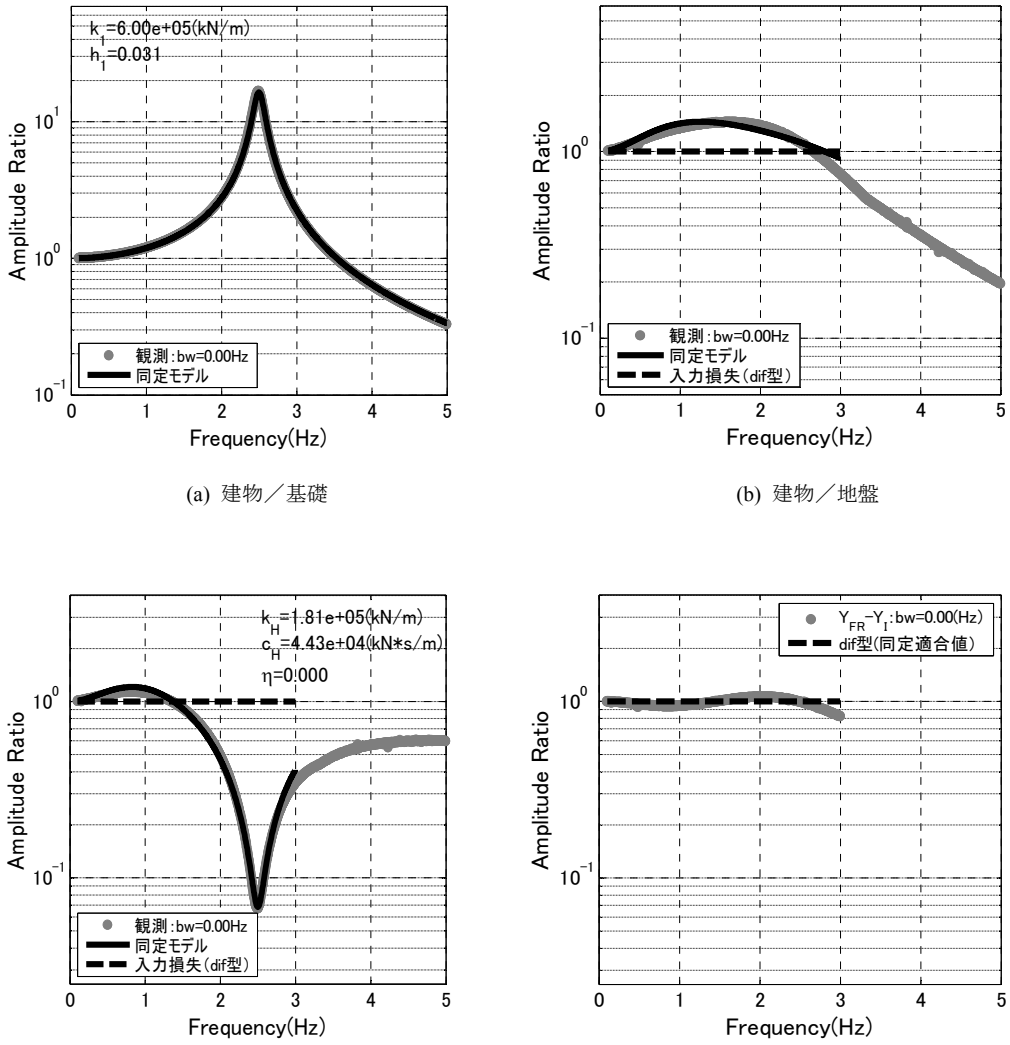


(c) 基礎／地盤



(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-3　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 4.2-4　スウェイモデル数値例題の同定（η=0 固定）

図 4.2-4 に、η=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 4.2-(d)の式(4.6)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、η=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 4.2-1 に、両ケースで求まっ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、η=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。

4.2.2 地盤-構造物の動的相互作用効果に関する分析

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、ここに建物の概要、地盤・観測条件も示されている。また、別添に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物、地盤の諸元を示している。検討建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. 建物等の概要と解析仮定

検討対象建物の概要、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=0.20Hz 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) 建物 UTM について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(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。

建物・地盤・観測条件の概要と記録の整理結果を本書付録に、また、地震応答解析の結果を別添に示している。

検討に用いた観測記録を表 4.2-2 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-3 と 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、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、

$$Vs = 430\,\mathrm{m/s},\ \rho = 2.1\,\mathrm{t/m^3},\ \nu = 0.424$$

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

また、本建物の場合、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 4.2-2　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		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 4.2-3 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Vs(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	2.50E+07
		c_{HH}(kN*s/m)	4.55E+05	4.55E+05
	回転成分（設定値）	想定地盤Vs(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	2.30E+09
		c_{RR}(kN*m*s/rad)	9.32E+07	1.41E+07

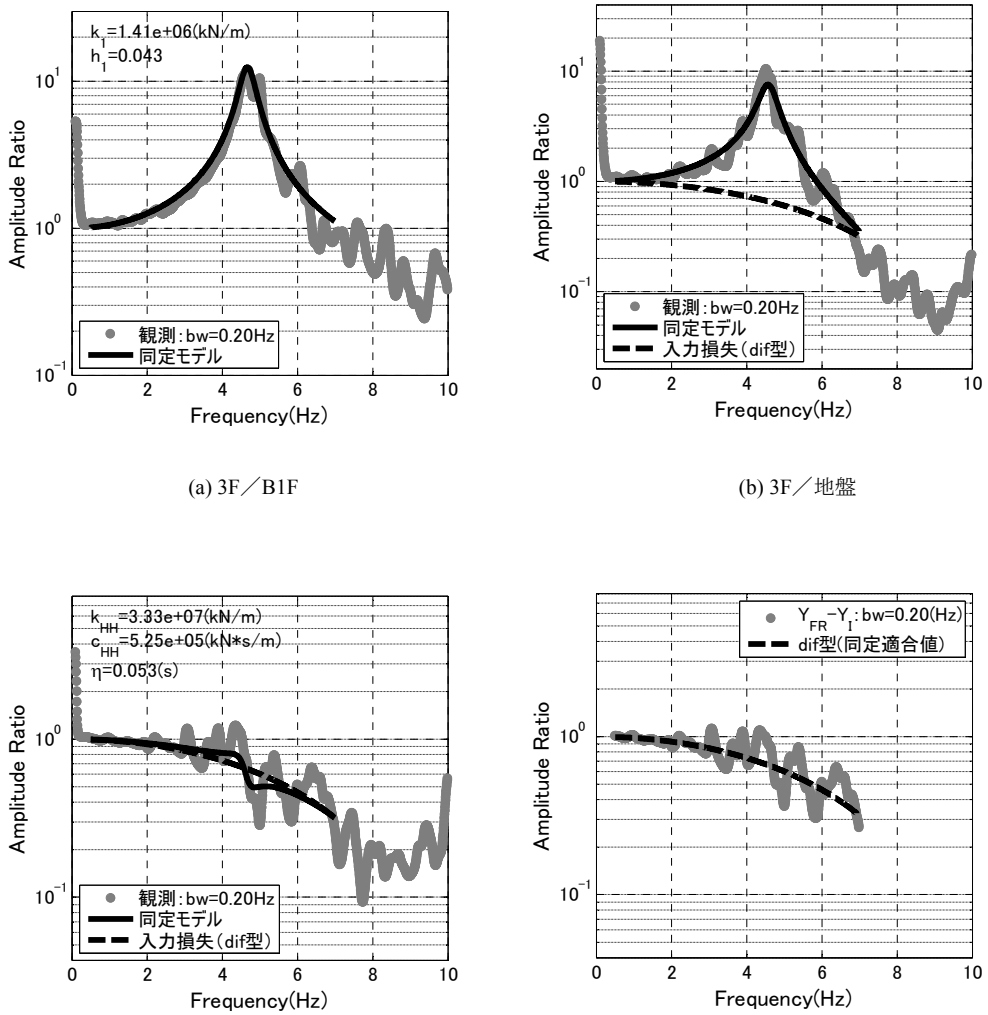
表 4.2-4　同定に用いた質量および高さ

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)	mδ	mδ^2	M(t)	muH	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 4.2-5 及び図 4.2-6 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。



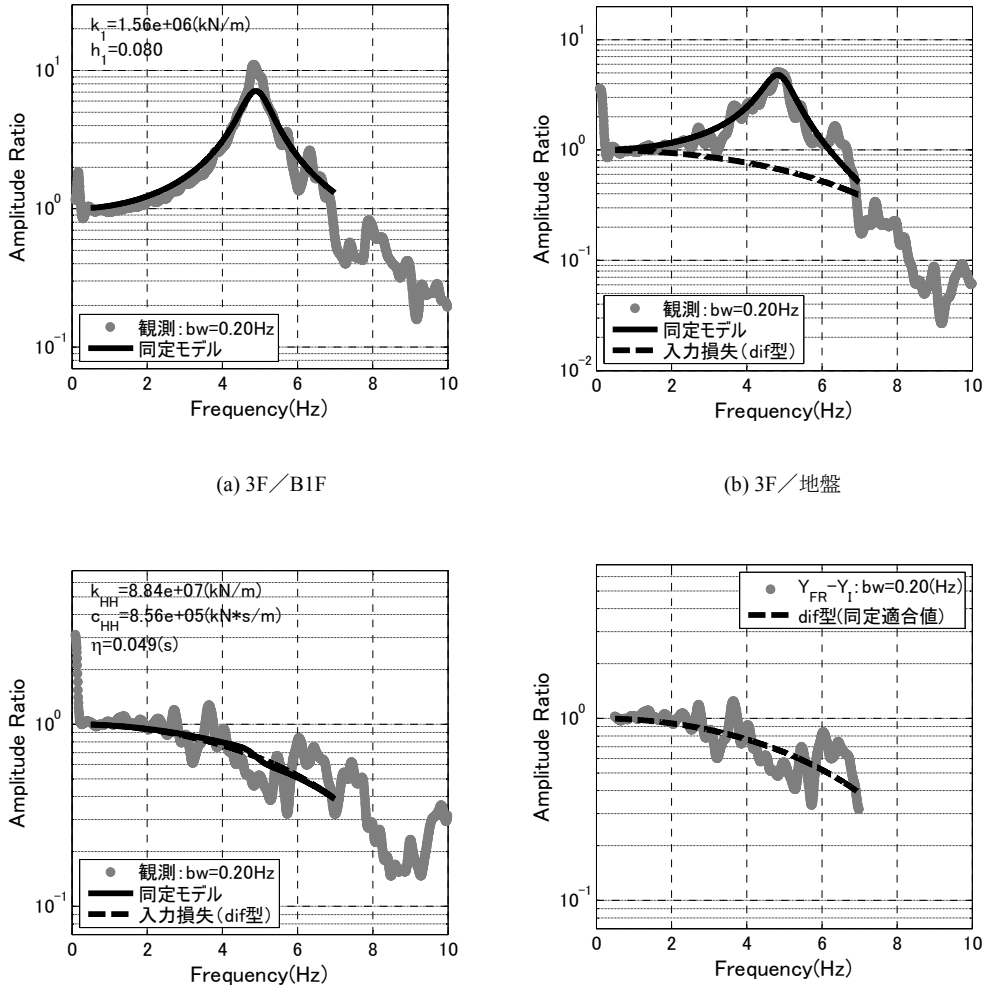
(a) 3F／B1F

(b) 3F／地盤

(c) B1F／地盤

(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-5　UTM 長辺方向の同定（2012/04/01）



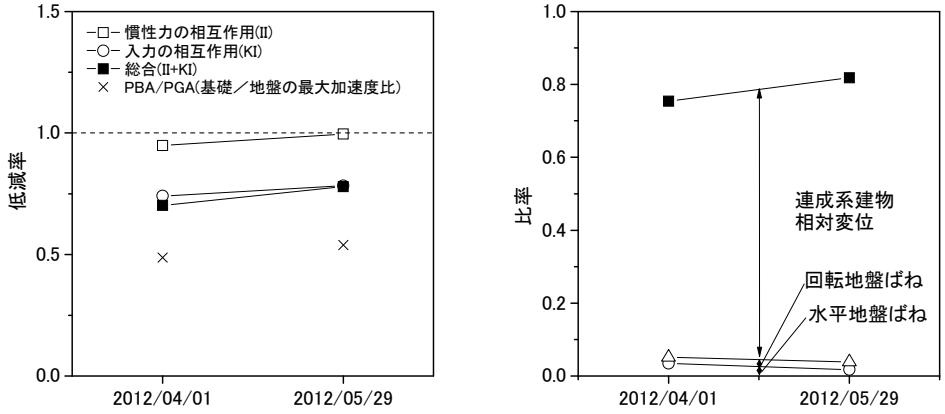
(a) 3F／B1F　　(b) 3F／地盤

(c) B1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-6　UTM 長辺方向の同定（2012/05/29）

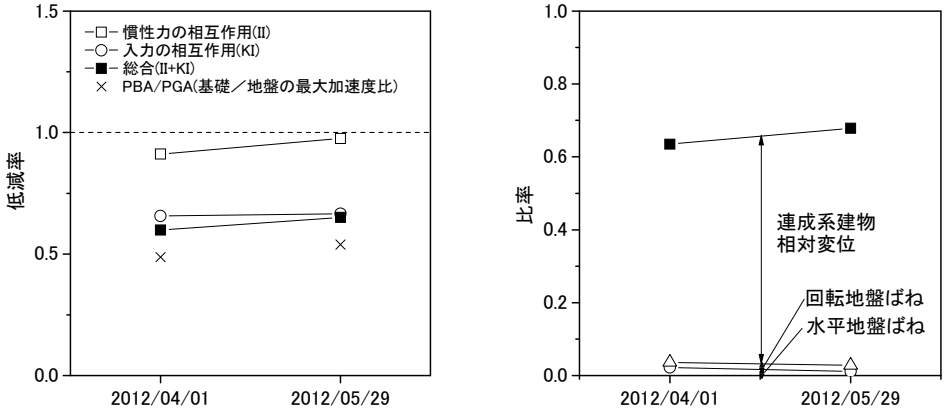
2) 地盤－構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-7 及び図 4.2-8 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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の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。



(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 4.2-7　相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 長辺方向、Sa 一定の場合）



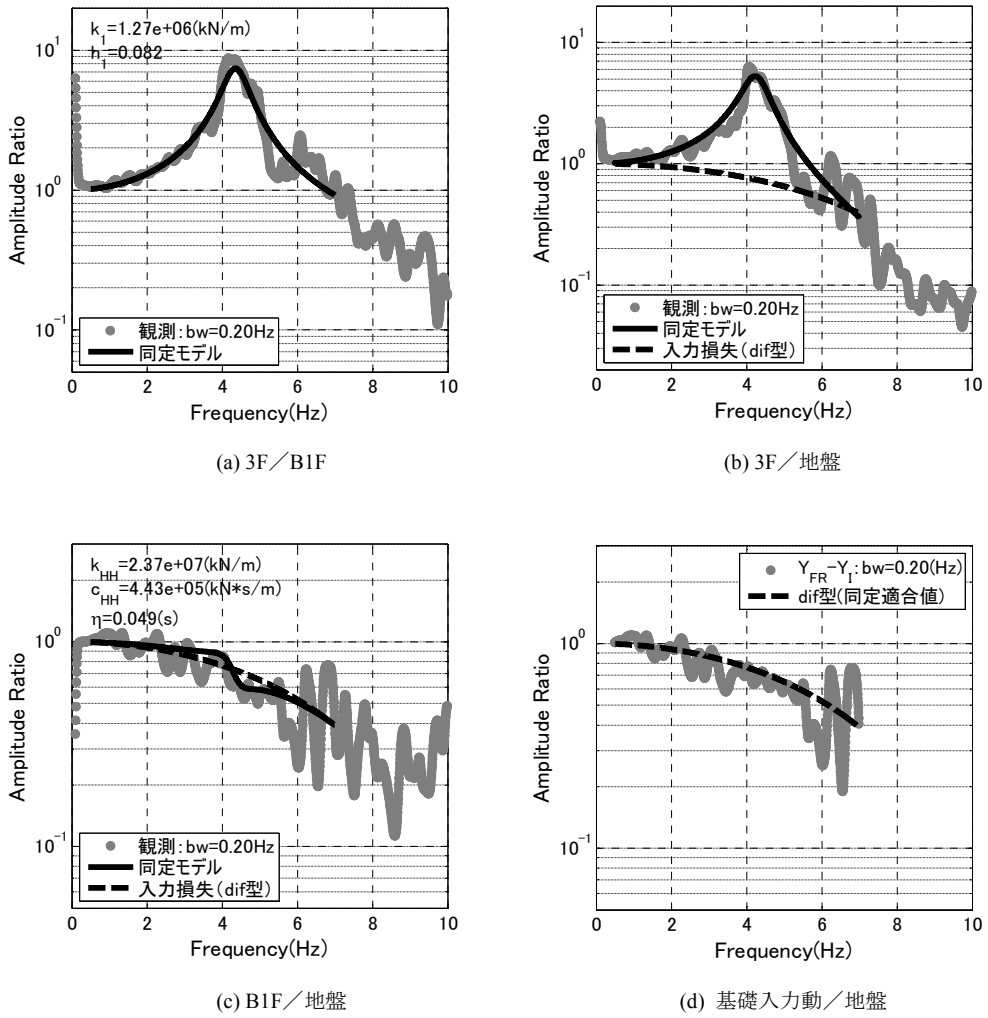
(a) 建物相対変位の低減率　　(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 4.2-8　相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 長辺方向、pSv 一定の場合）

c．短辺方向

1）同定結果

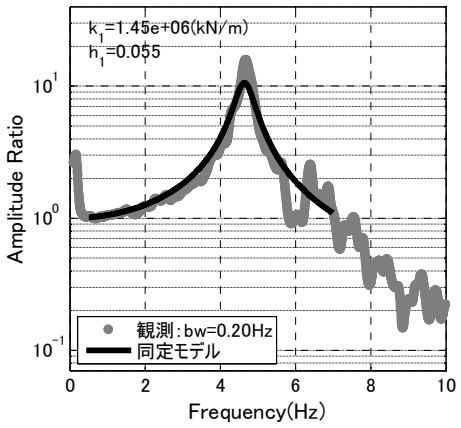
2 地震に対する長辺方向の同定結果を図 4.2-9 及び図 4.2-10 に示す。長辺方向と同様に、同定対象振動数は、0.5～7Hz としている。同定モデルと観測結果は良い対応を示すことはやはり長辺方向と同様である。



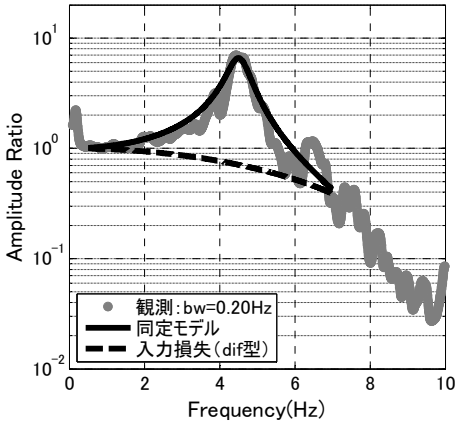
(a) 3F／B1F　　(b) 3F／地盤

(c) B1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

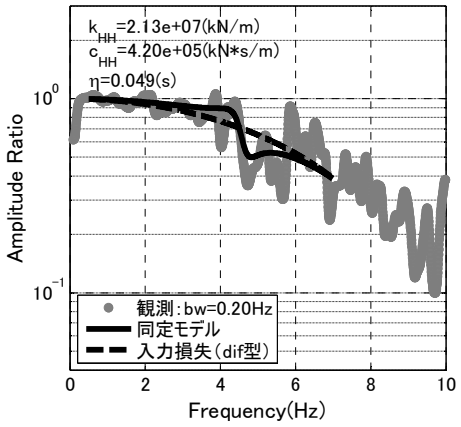
図 4.2-9　UTM 短辺方向の同定（2012/04/01）



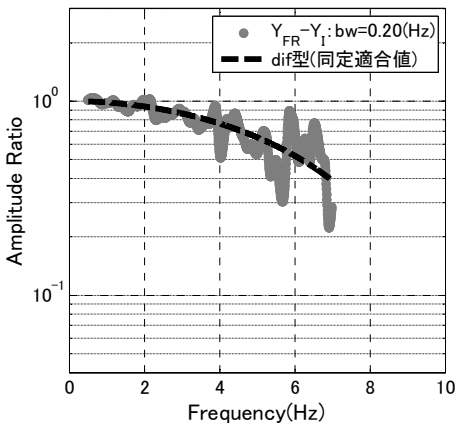
(a) 3F／B1F



(b) 3F／地盤



(c) B1F／地盤

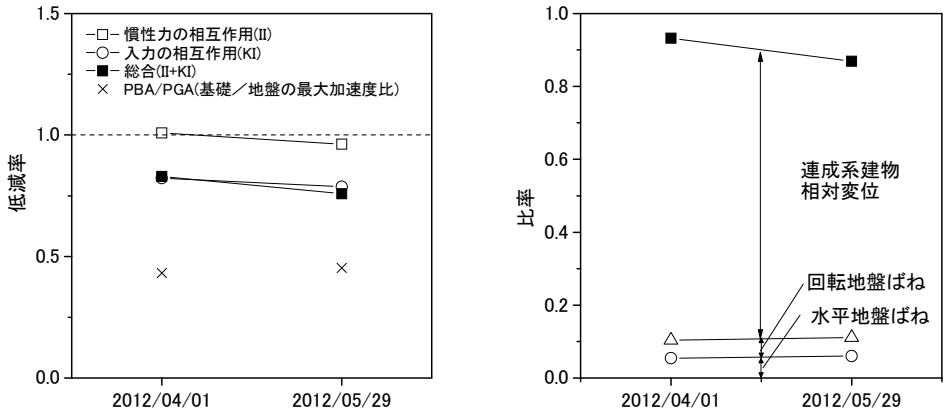


(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-10　UTM 短辺方向の同定（2012/05/29）

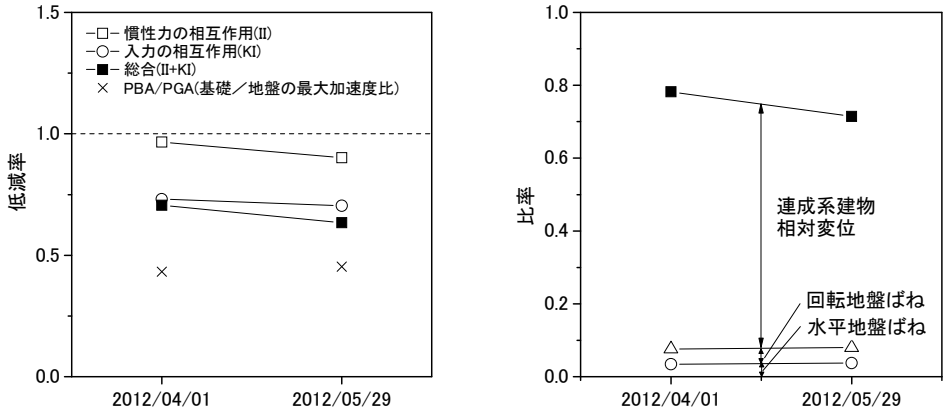
2) 地盤－構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-11 及び図 4.2-12 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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相互作用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。



(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 4.2-11　相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 短辺方向、Sa 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 4.2-12　相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 短辺方向、pSv 一定の場合）

(2) 建物 EDG について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(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ある。本建物は、杭支持の低層 RC 建物で、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 4.2-5 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-6 と 7 に示す。

表 4.2-5　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		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 4.2-6　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 4.2-7　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

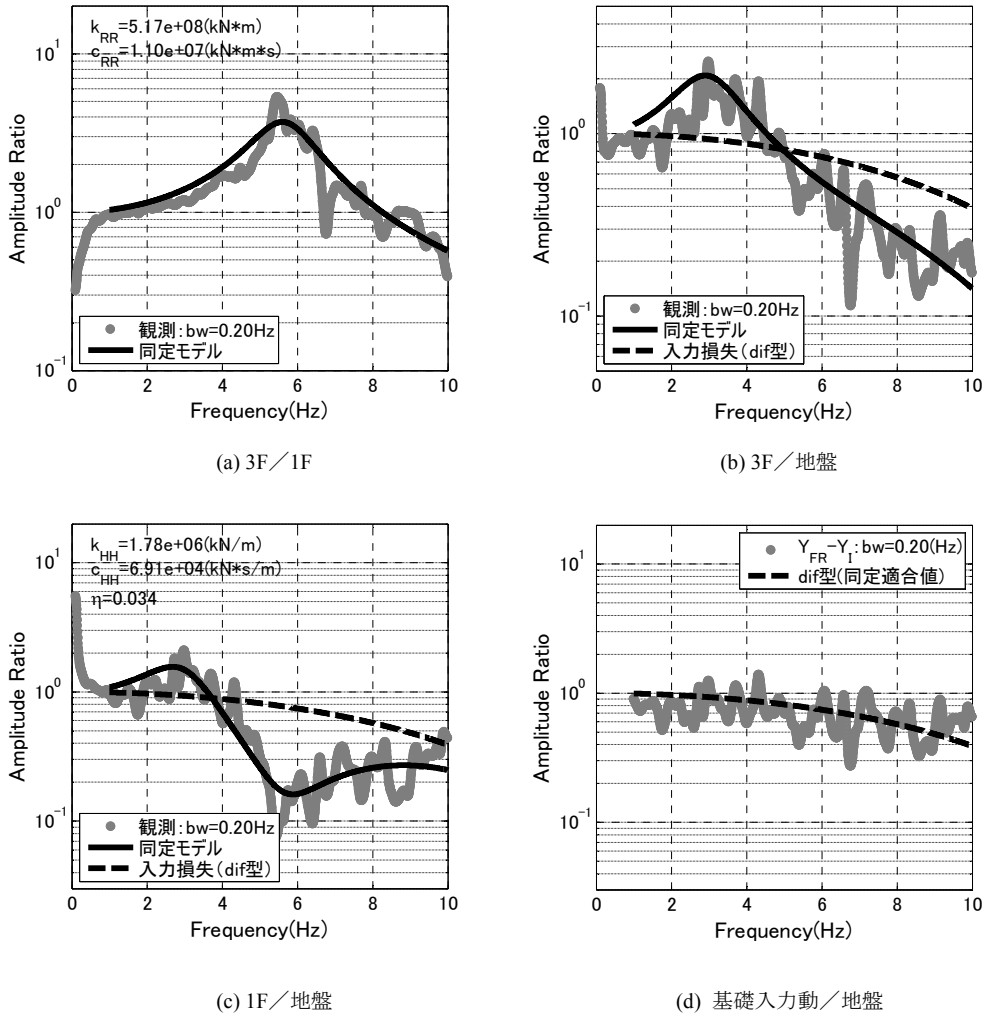
*1：2013年度のシミュレーション解析の設定を継承

b. 長辺方向

1）同定結果

本建物は、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 4.2-13 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。



(a) 3F／1F　　(b) 3F／地盤

(c) 1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

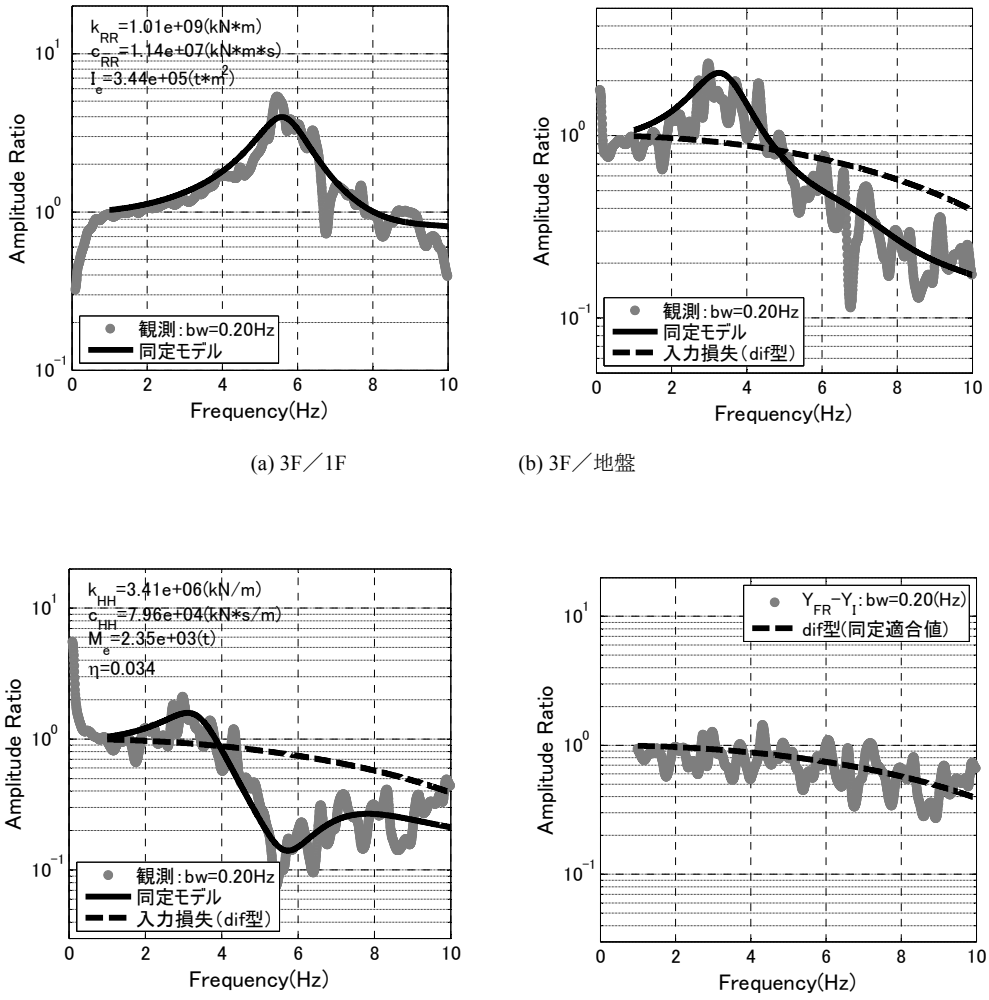
図 4.2-13　EDG 長辺方向の同定（2011/07/15、k,c 一定地盤ばね）

次に、後述する短辺側では地盤ばね k, c 一定では、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。

$$K_{HH} = k_{HH} - \omega^2 m_e + i\omega c_{HH} \tag{4.30}$$

$$K_{RR} = k_{RR} - \omega^2 I_e + i\omega c_{RR} \tag{4.31}$$

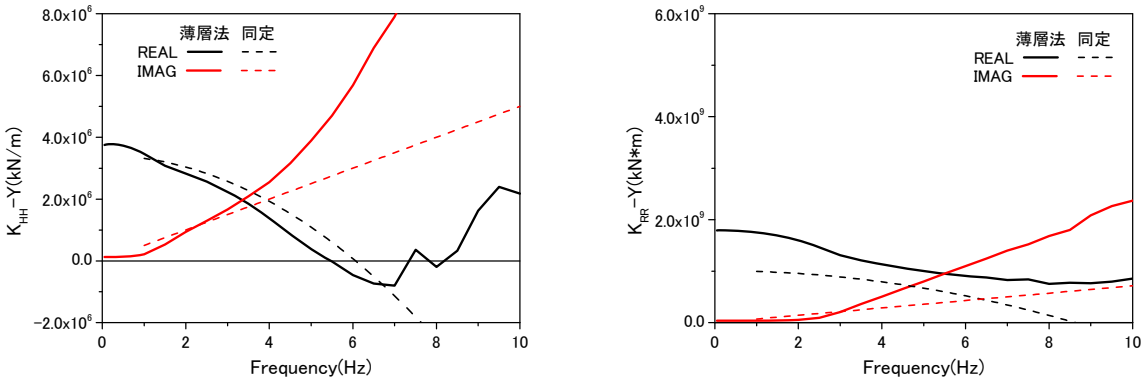
図 4.2-14 に、建物剛性を仮定し、仮想質量を考慮した水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。観測結果への適合度は、図 4.2-13 よりやや改善しているように見えるが、大きな差はない。図 4.2-15 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 4.2-14 の同定から求まった地



(a) 3F／1F　　(b) 3F／地盤

(c) 1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-14　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

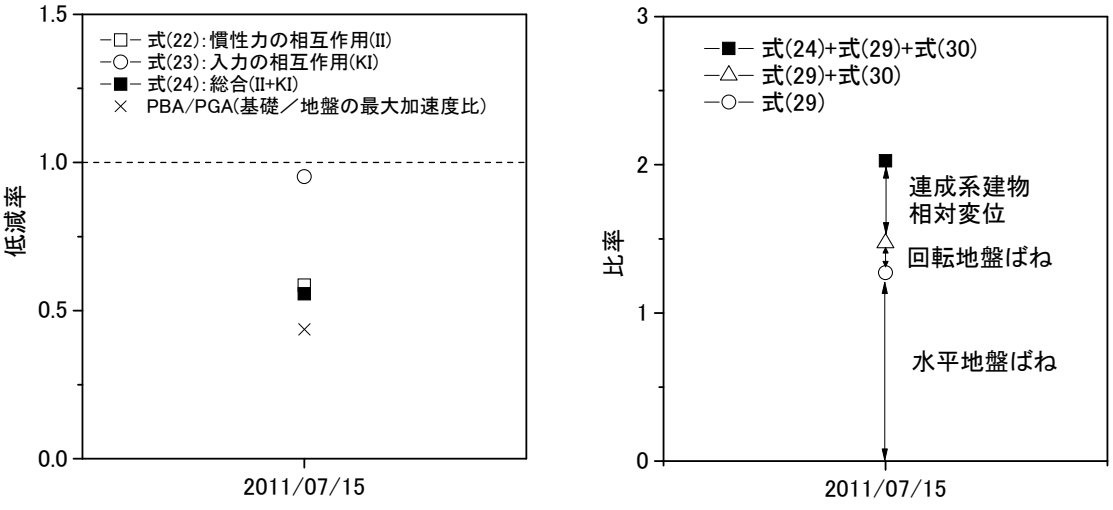
図 4.2-15　薄層法による地盤ばねと同定された地盤ばね(2011/07/15、EDG 長辺方向)

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。

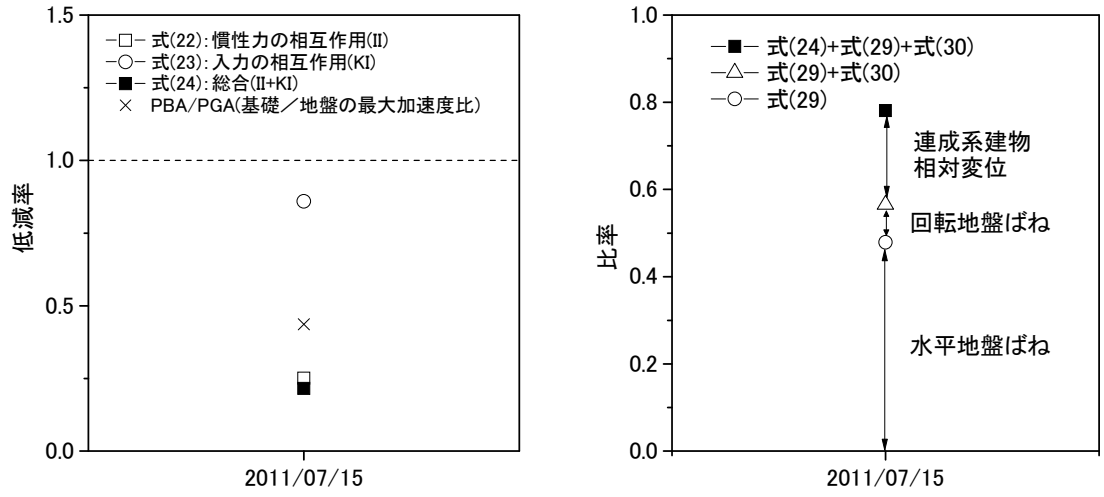
2) 地盤－構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-16 及び図 4.2-17 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。パネル (a)より、入力の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。



(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 4.2-16　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、Sa 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 4.2-17　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、pSv 一定の場合）

c．短辺方向

1）同定結果

まず、図 4.2-18 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。

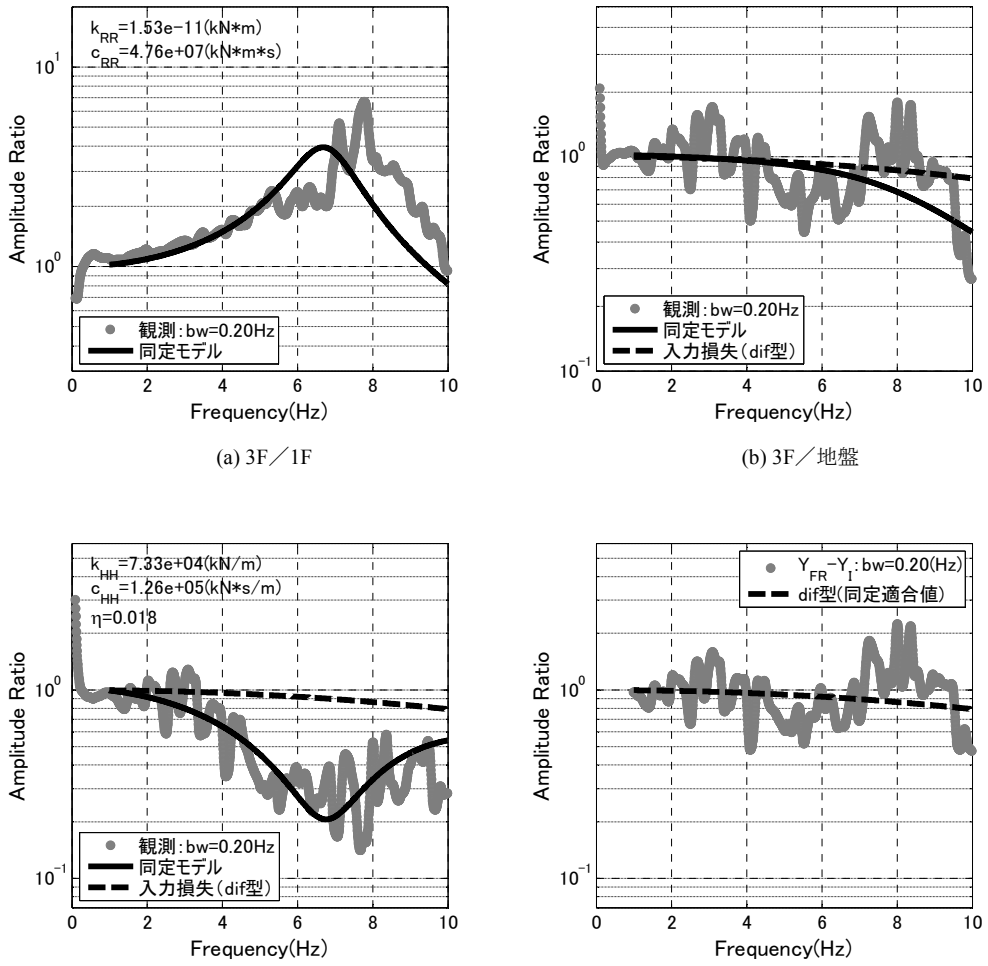
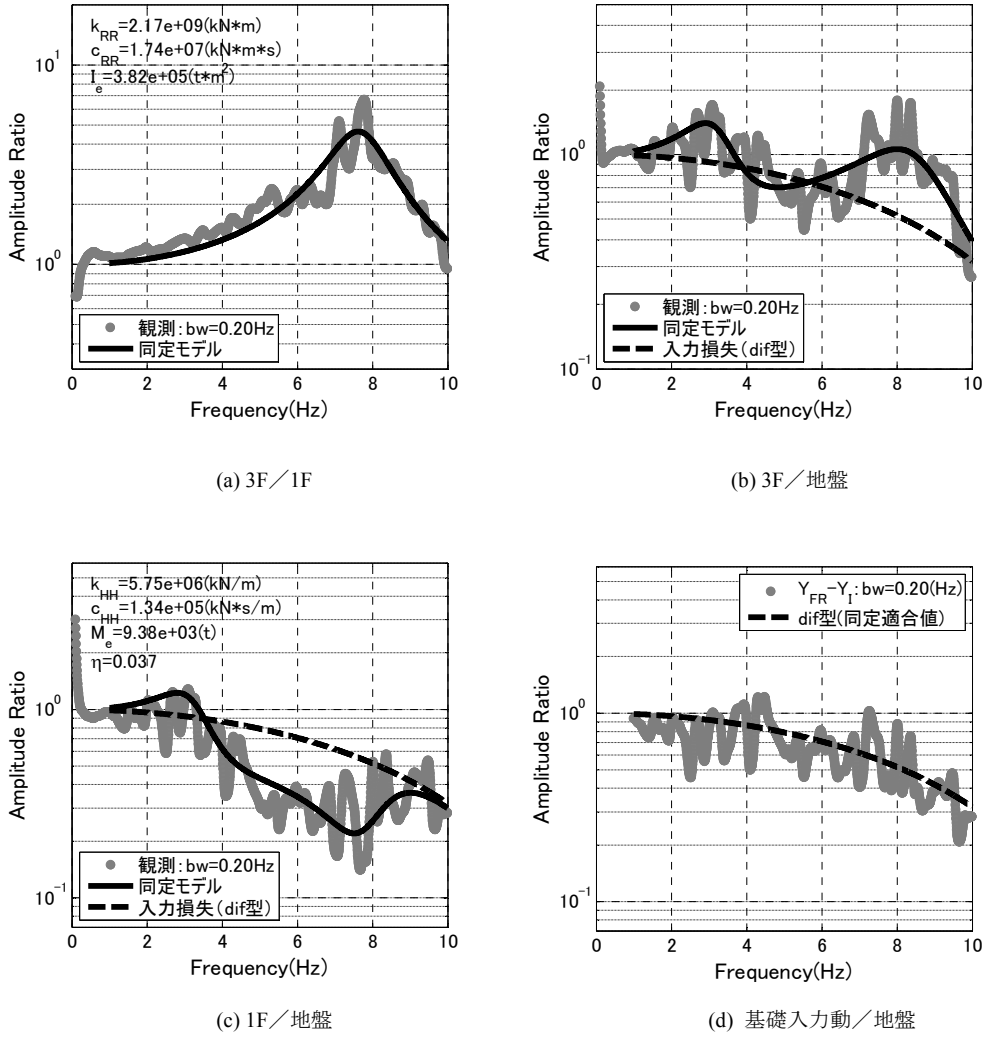


図 4.2-18　EDG 短辺方向の同定（2011/07/15、k,c 一定地盤ばね）

図 4.2-19 に、建物剛性を仮定し、式(4.30)、(4.31)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 4.2-18 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 4.2-20 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 4.2-19 の同定から求まっ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、同定で求まっ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。

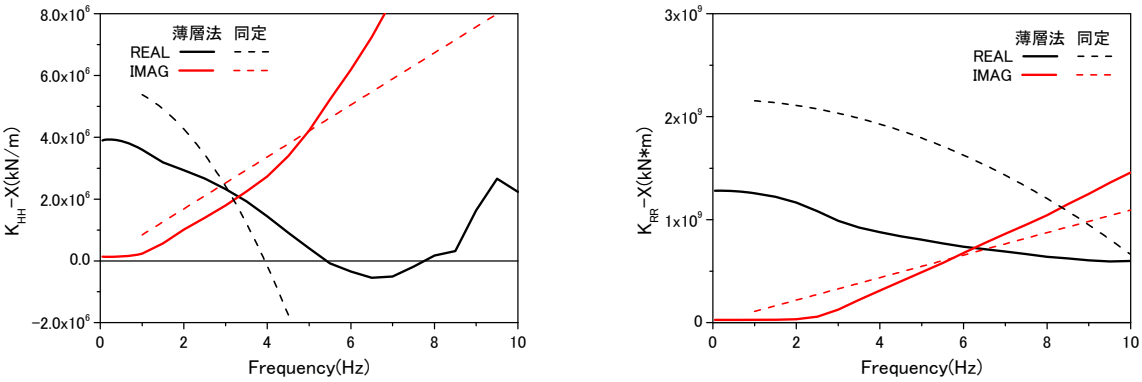
以上より、建物/地盤のスペクトル比に離れた振動数にピークが表れる場合は、地盤ばねの振動数依存性を考慮した同定が必要になることが分かる。



(a) 3F／1F　　(b) 3F／地盤

(c) 1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-19　EDG 短辺方向の同定（2011/07/15、仮想質量考慮地盤ばね）

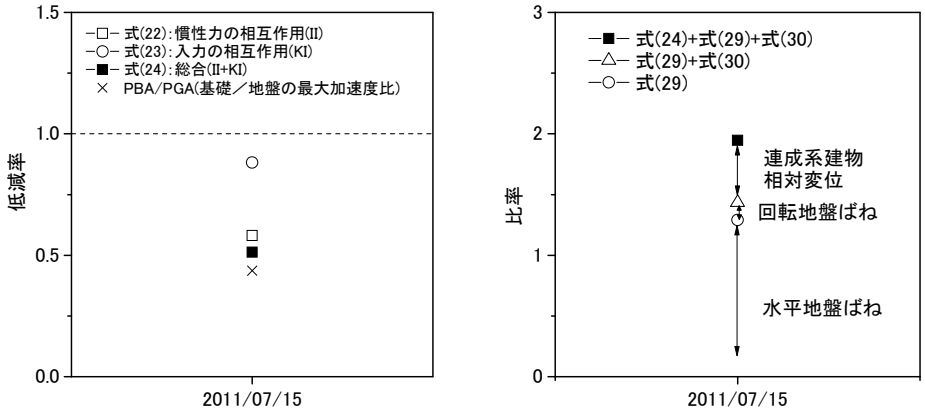


(a) 水平地盤ばね　　(b) 回転地盤ばね

図 4.2-20　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)

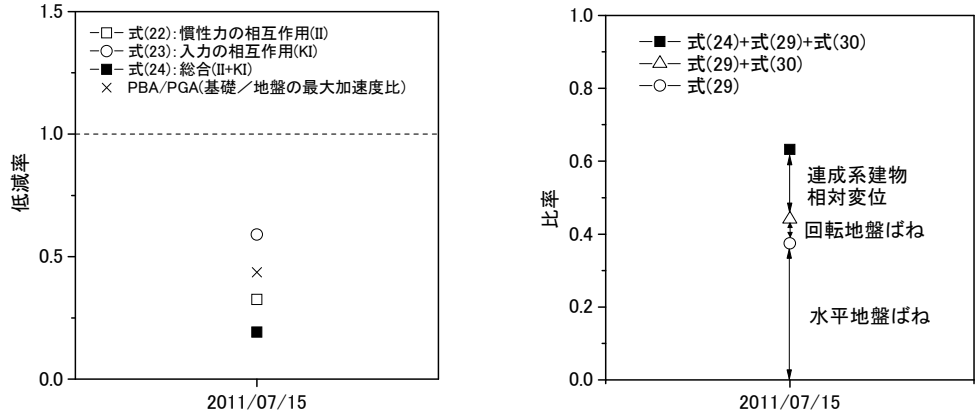
2) 地盤－構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-21 及び図 4.2-22 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。pSv 一定の場合は（図 4.2-22 (a)）、入力の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。



(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 4.2-21　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、Sa 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 4.2-22　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、pSv 一定の場合）

(3) 建物 TKS について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(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 = 80～110m/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)]。建物・地盤・観測条件の概要と記録の整理結果を本書付録に、また、地震応答解析の結果を別添第 4 章に示している。

検討に用いた観測記録を表 4.2-8 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-9 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 4.2-9 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 4.2-8　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 4.2-9　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(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
3038	1523	8.54	10.4	14.0	1.0	基礎梁

b. 長辺方向

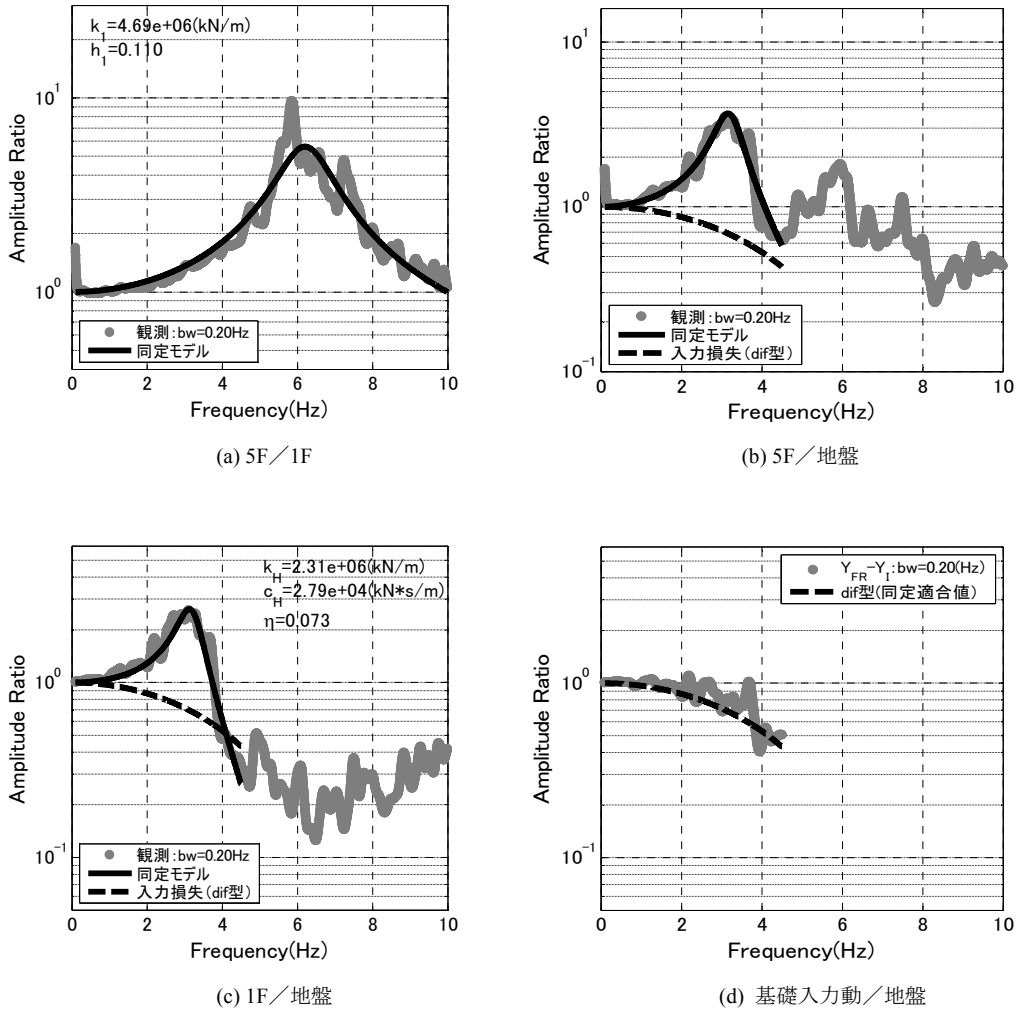
1) 同定結果

3 地震に対する同定結果を図 4.2-23～図 4.2-25 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。

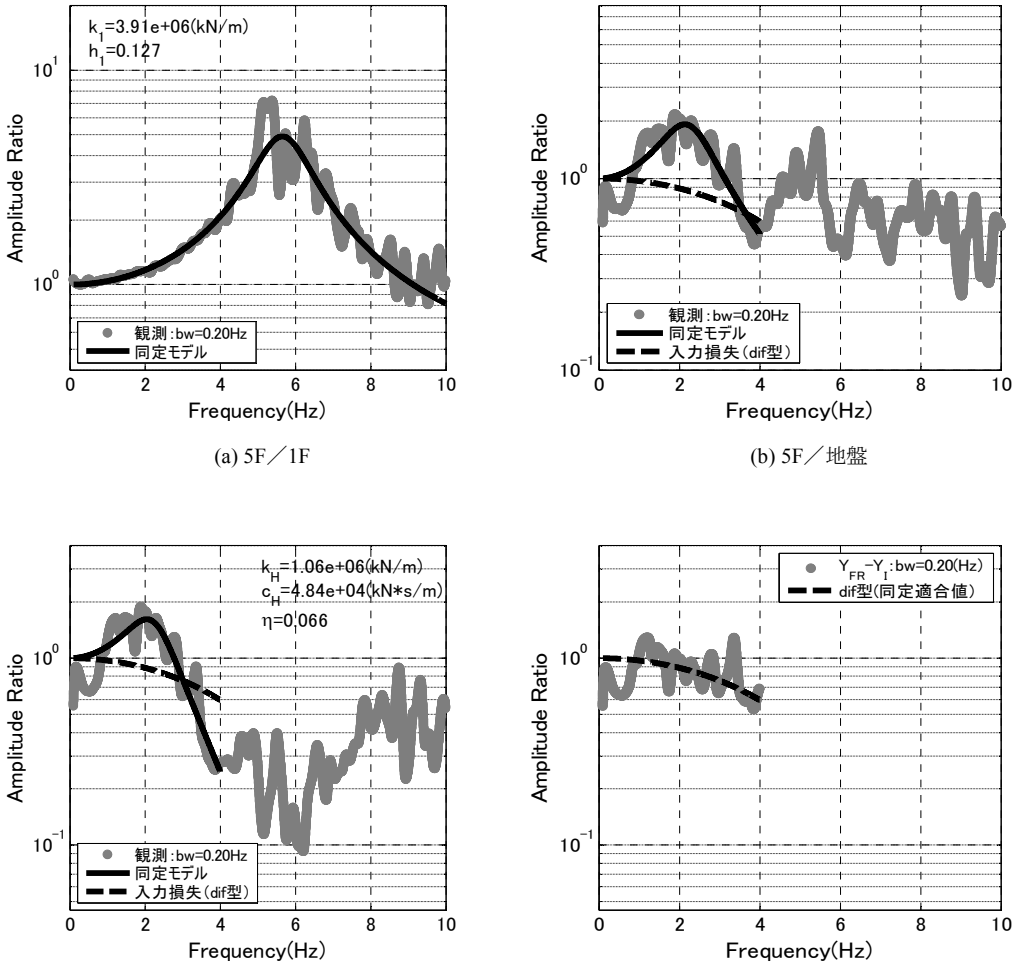
建物の減衰定数は 6.5%～12.7%と評価されているが、建物は概ね弾性範囲に止まったと考えられるので、粘性減衰や履歴減衰以外の要因によって、見かけ上の減衰が生じているものと推測される。



(a) 5F／1F　　(b) 5F／地盤

(c) 1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-23　TKS 長辺方向の同定（2011/03/09 前震、北側測点）



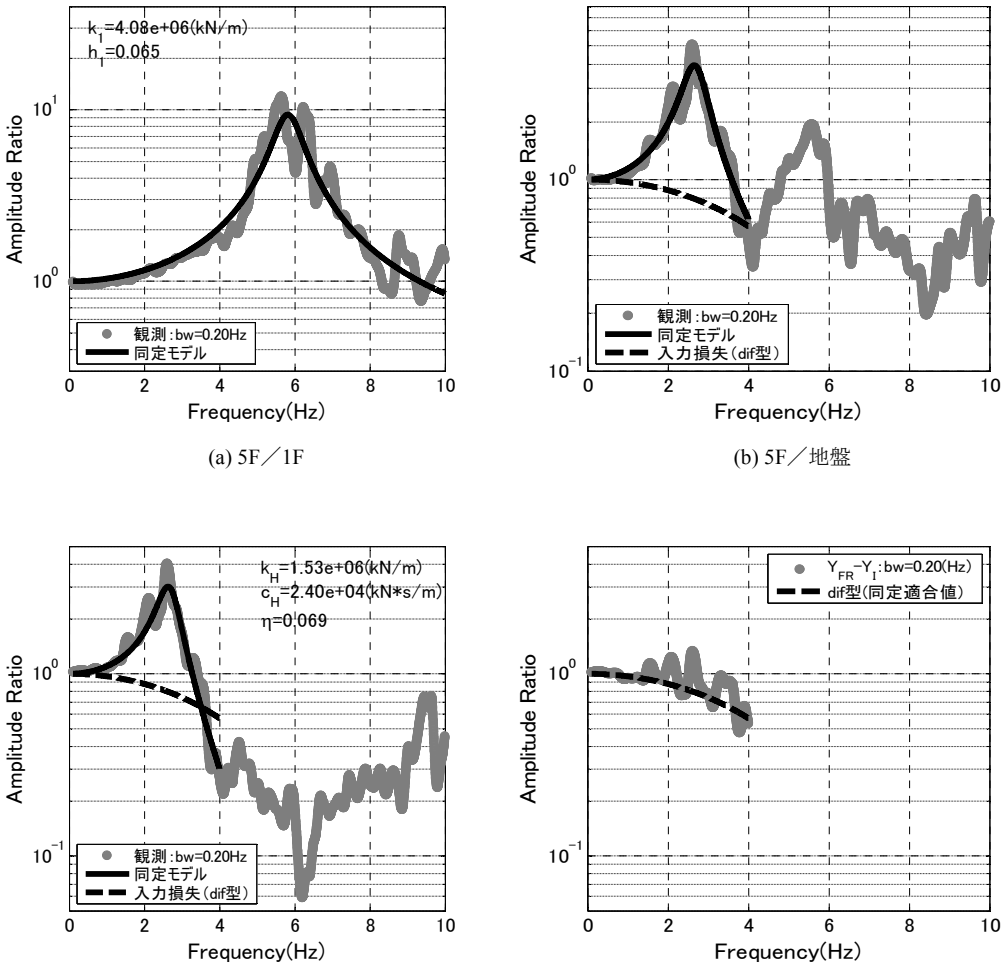
(a) 5F／1F

(b) 5F／地盤

(c) 1F／地盤

(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-24　TKS 長辺方向の同定（2011/03/11 本震、北側測点

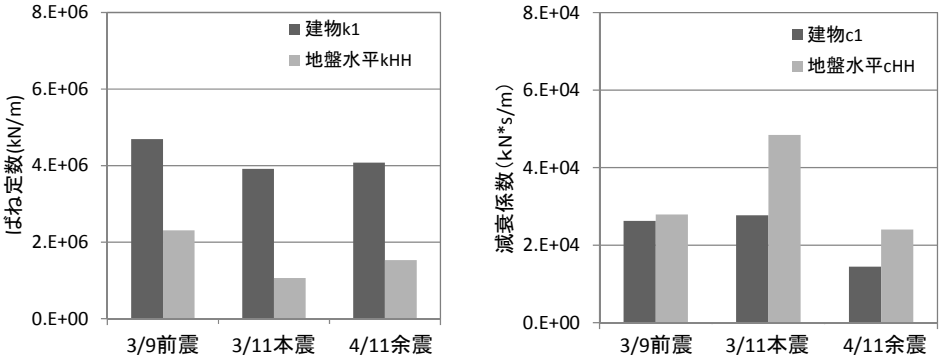


(a) 5F／1F　(b) 5F／地盤

(c) 1F／地盤　(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-25　TKS 長辺方向の同定（2011/04/11 余震、北側測点）

図 4.2-26 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。

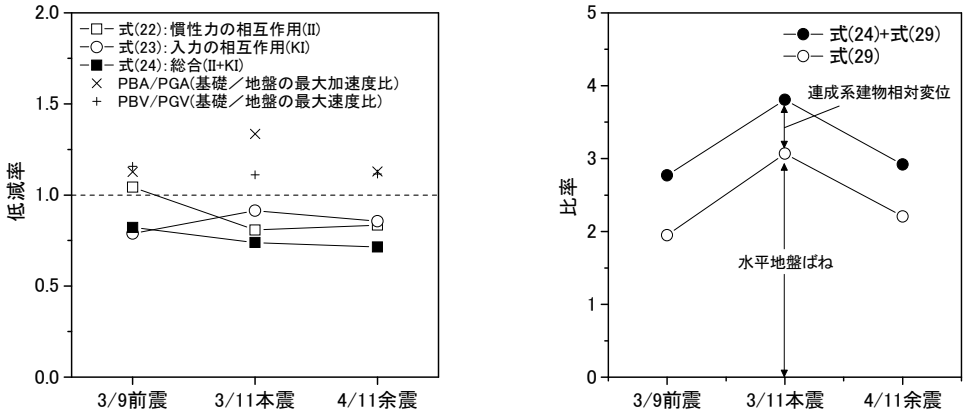


(a) 剛性　(b) 減衰係数

図 4.2-26　地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化（TKS 長辺方向）

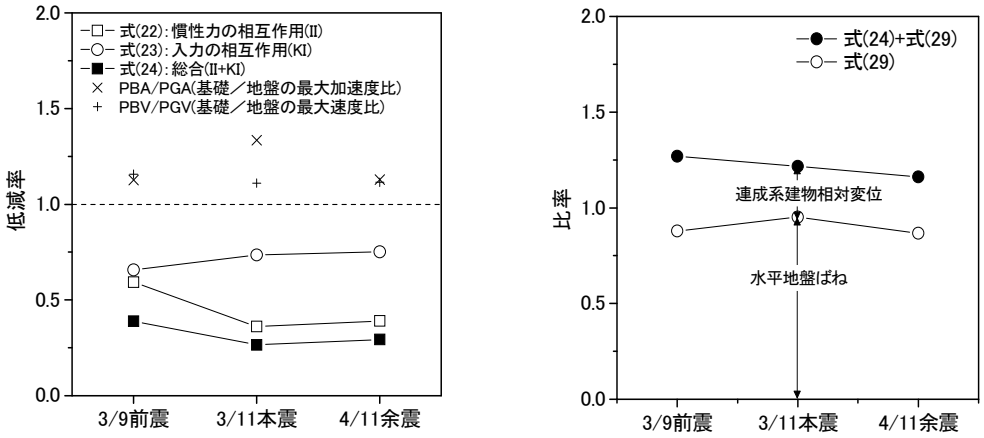
2) 地盤－構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-27 及び図 4.2-28 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。



(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 4.2-27　相互作用による建物相対変位の低減率（TKS 長辺方向、Sa 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 4.2-28　相互作用による建物相対変位の低減率（TKS 長辺方向、pSv 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

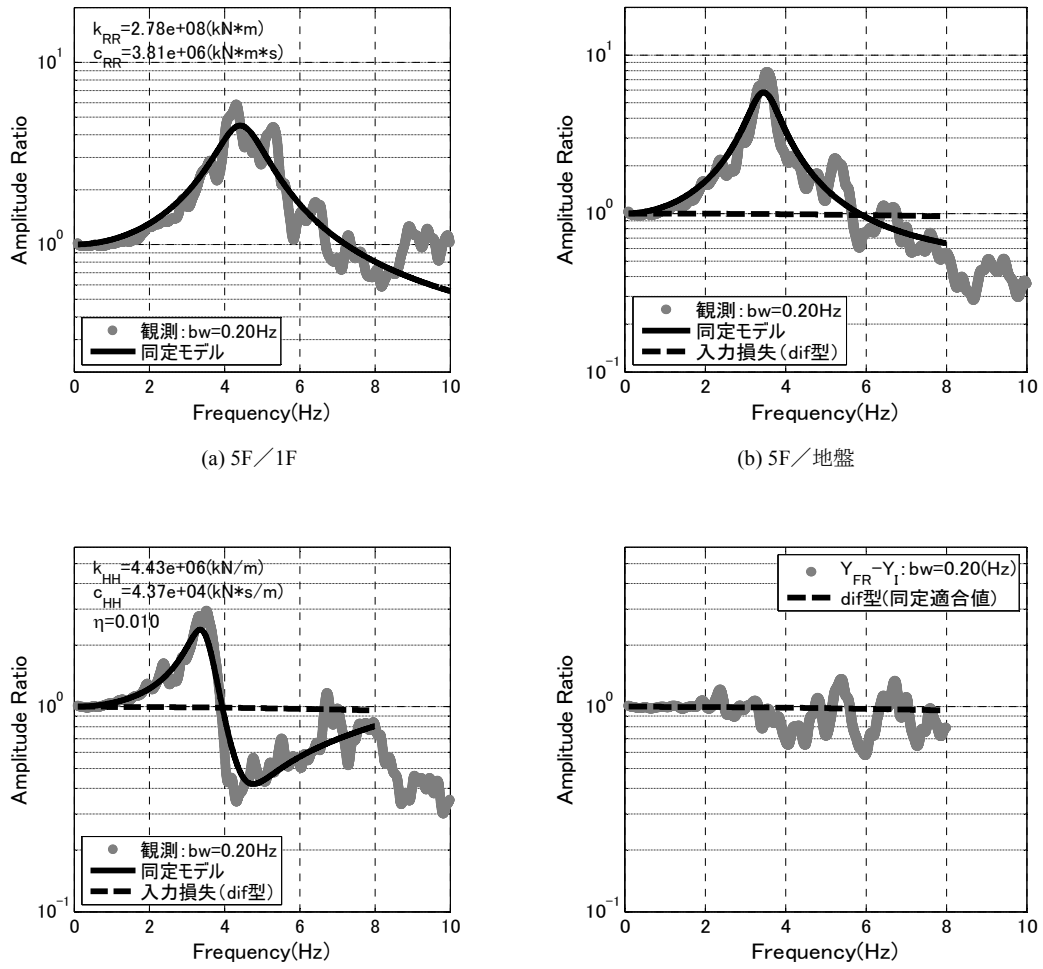
の都合で図は割愛するが、長辺方向について、各測点の伝達関数を比較すると、5F はほぼ一様に剛床として振動しているのに対し、1F は 6Hz 付近で位置によって振幅が異なっており、これが見かけ上の大きな減衰と関連している可能性がある。南側の観測点を用いた場合は、建物の減衰はさらに大きくなる。ただし、地盤ばねの同定値には大きな差はない。この建物は、1F がプレキャストの置床（他の階は一体打ちスラブ）となっており、このことが 1F の剛床性が低下する一因になっていると考えられる。これらの現象については、観測とその記録分析における今後の検討課題である。

c．短辺方向

1）同定結果

図 4.2-29～図 4.2-31 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 4.2-31 パネル(d))。

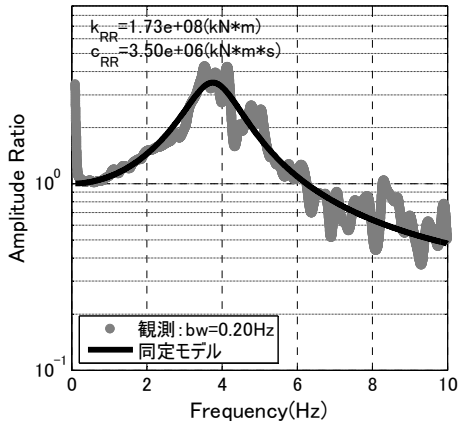
図 4.2-32 に、水平地盤ばねと回転地盤ばねの変化を示す。地盤ばねの剛性は、水平、回転成分とも、本震時に低下していることは長辺方向の水平地盤ばねの場合と同様である。



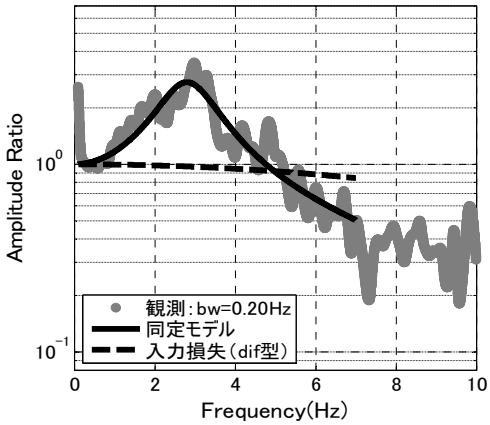
(a) 5F／1F　　(b) 5F／地盤

(c) 1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

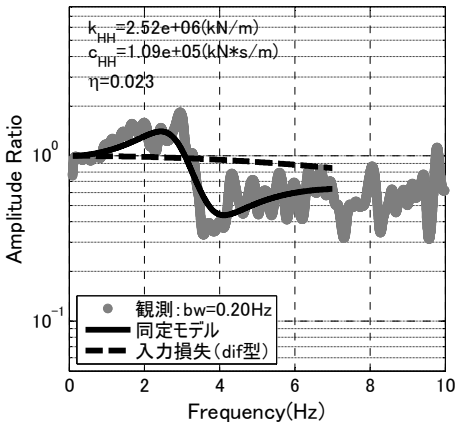
図 4.2-29　TKS 短辺方向の同定（2011/03/09 前震、北側測点）



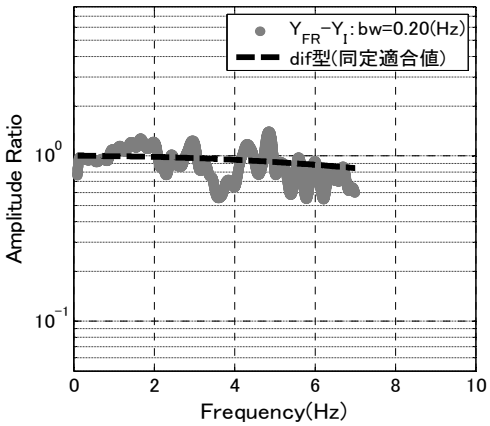
(a) 5F／1F



(b) 5F／地盤

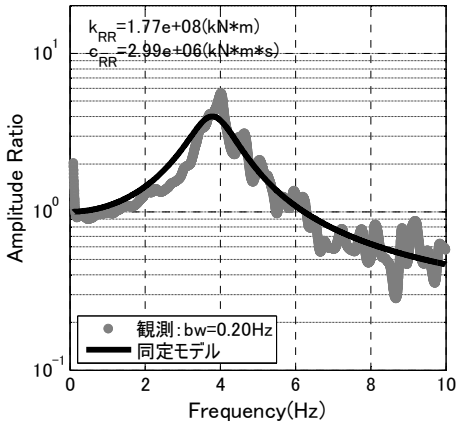


(c) 1F／地盤

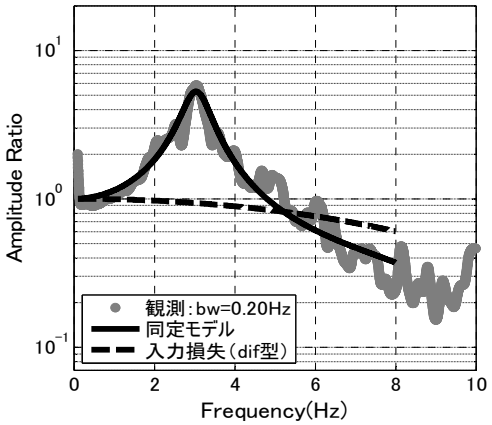


(d) 基礎入力動／地盤

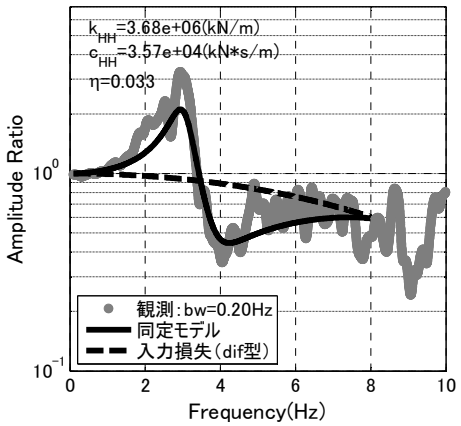
図 4.2-30　TKS 短辺方向の同定（2011/03/11 本震、北側測点）



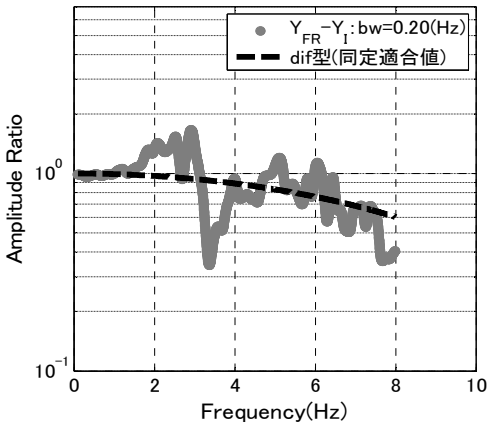
(a) 5F／1F



(b) 5F／地盤

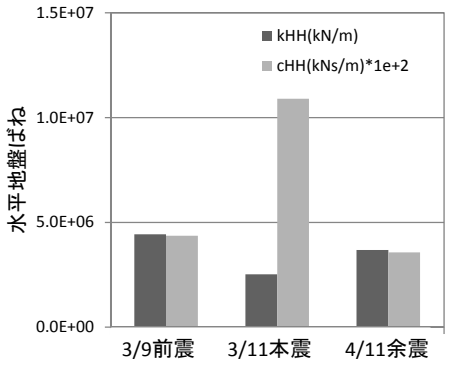


(c) 基礎／地盤

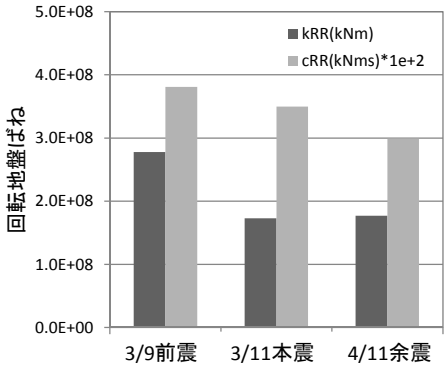


(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-31　TKS 短辺方向の同定（2011/04/11 余震、北側測点）



(a) 水平地盤

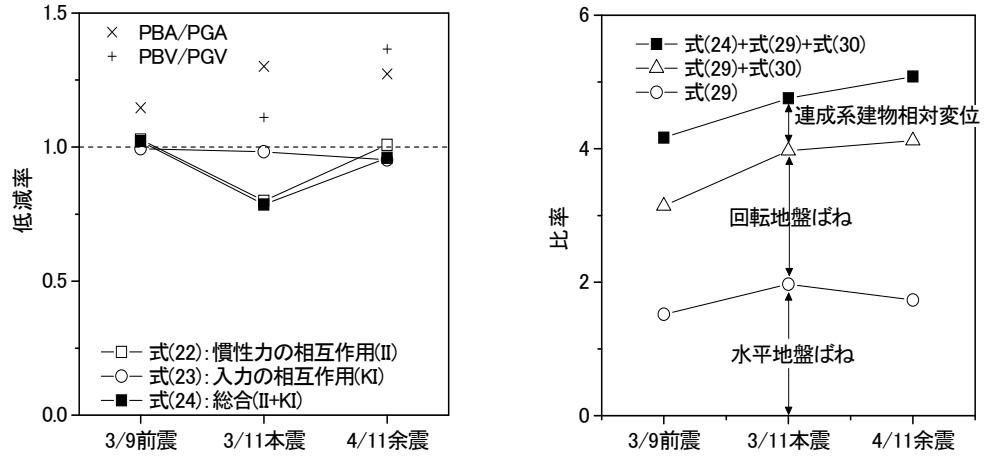


(b) 回転地盤ばね

図 4.2-32　地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化（TKS 短辺方向）

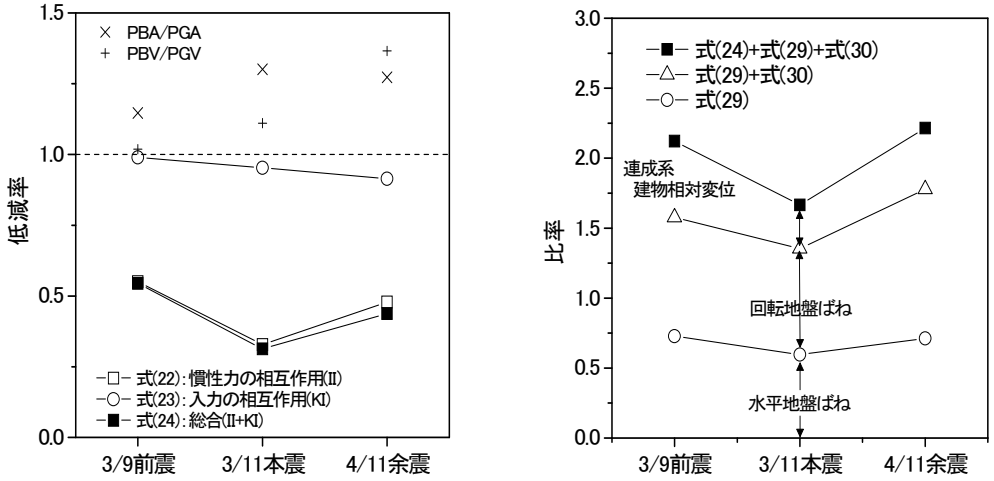
2) 地盤－構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-33 及び図 4.2-34 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。



(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 4.2-33　相互作用による建物相対変位の低減率（TKS 短辺方向、Sa 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 4.2-34　相互作用による建物相対変位の低減率（TKS 短辺方向、pSv 一定）

(4) NIT について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(NIT)は、埼玉県南埼玉郡に建つ RC 造 6 階建ての学校建物で、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 Vs は 150～200m/s 程度[7]である。地震計は、地表（GL）、1F、6F に設置されている。平面図と地震計の配置を図 5 に示す。検討に用いた観測記録を表 4.2-10 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-11 に示す。

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 4.2-10 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-11 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 4.2-10　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

*1: 北東側　*2: 北側

表 4.2-11　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

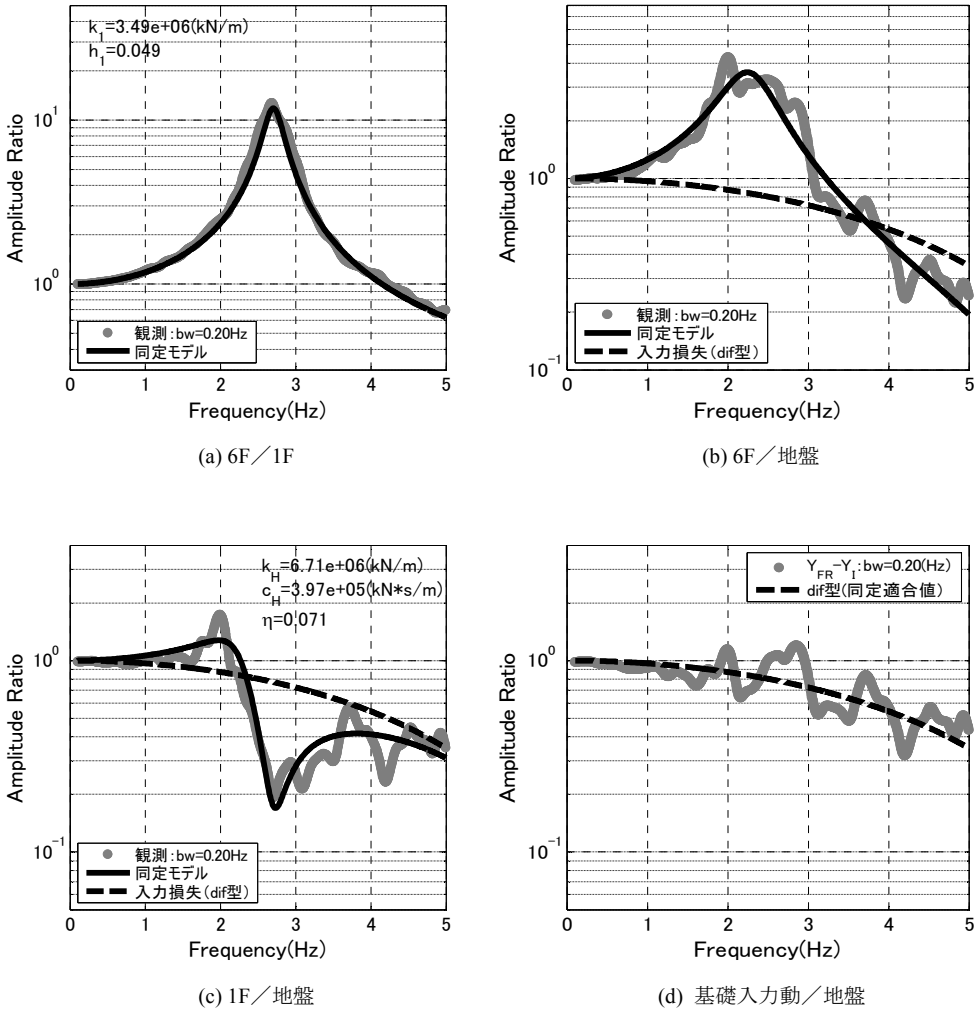
*1: 部分地下での深さ

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 4.2-35～図 4.2-37 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。

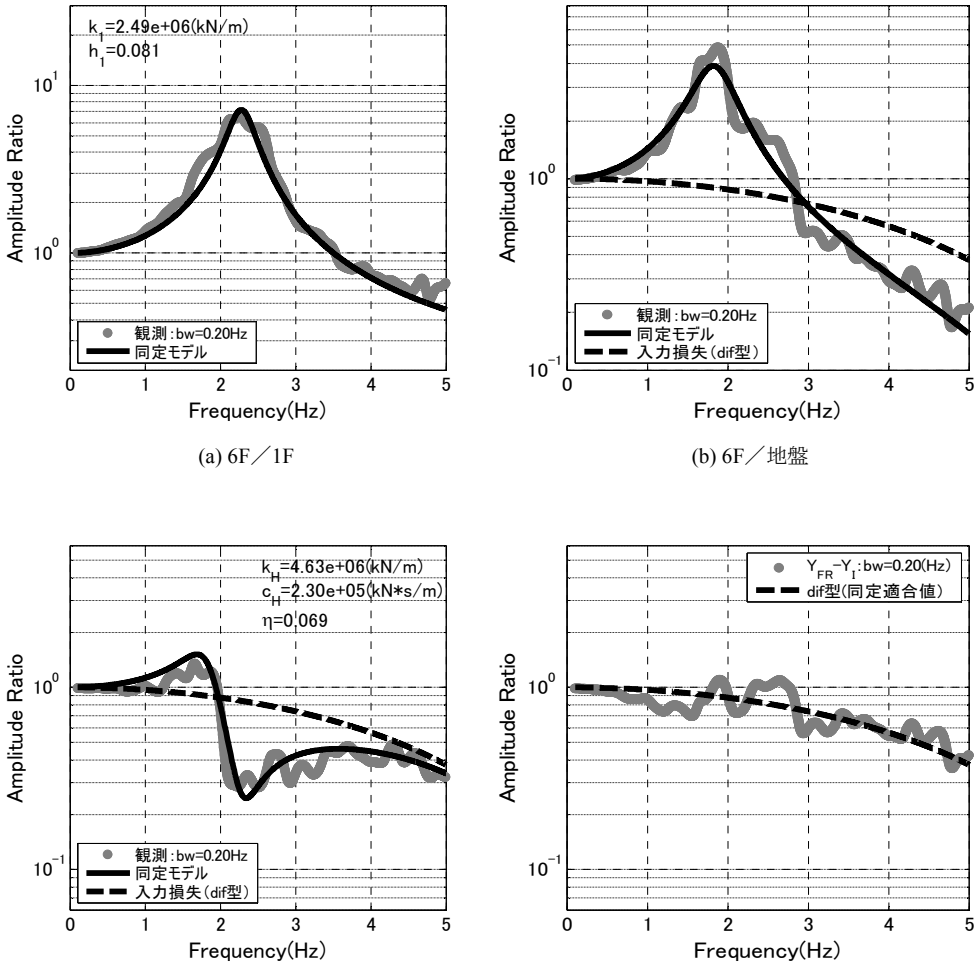
図でパネル(c)と(d)を比較すると、パネル(c)の基礎応答の伝達関数では慣性力の作用による大きな山谷が見られるが、パネル(d)の入力損失では、高振動数側に向かって漸減する特性が得られている。



(a) 6F／1F　(b) 6F／地盤

(c) 1F／地盤　(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-35　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 4.2-36　NIT 長辺方向の同定（2011/03/11 本震）

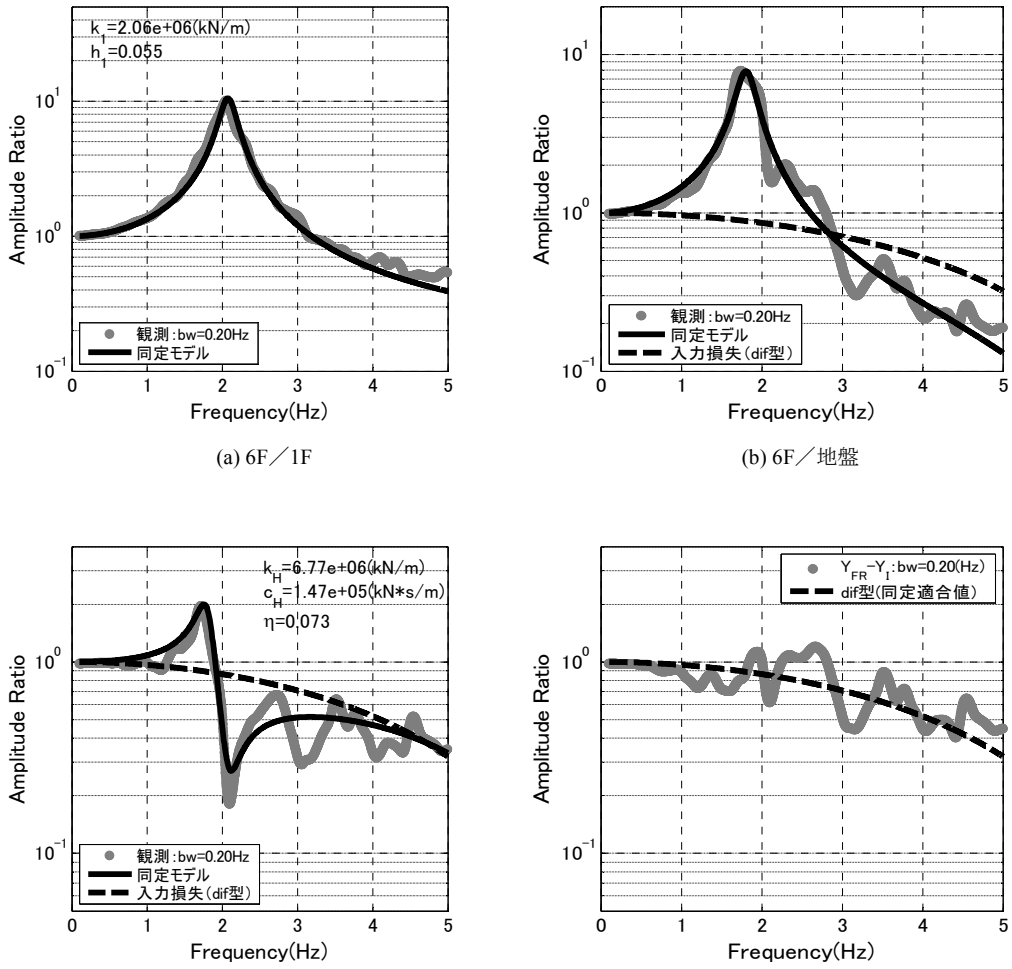
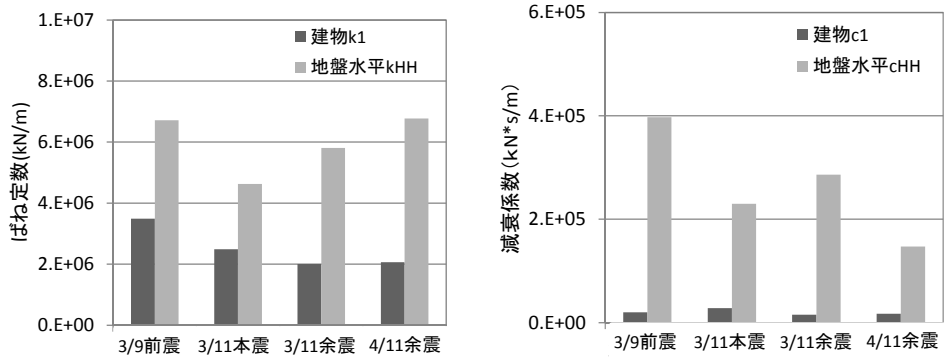


図 4.2-37　NIT 長辺方向の同定（2011/0４/11 余震）

図 4.2-38 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。



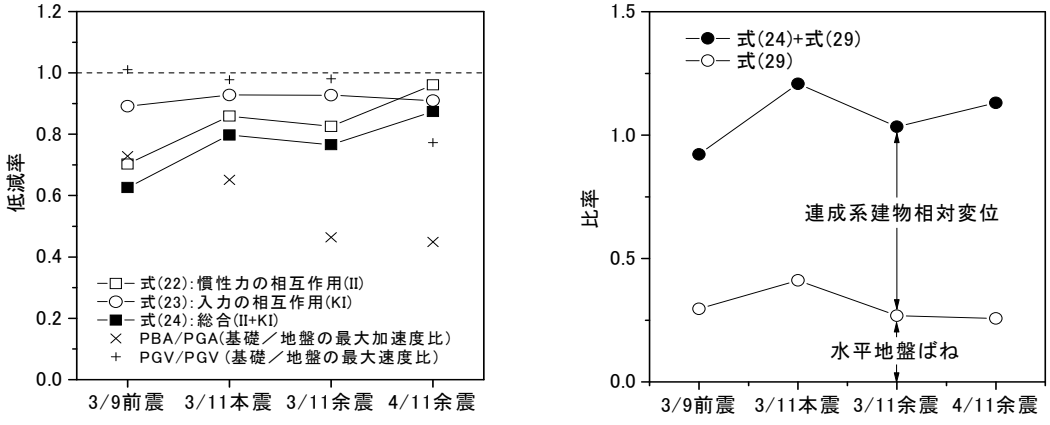
(a) 剛性　　(b) 減衰係数

図 4.2-38　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

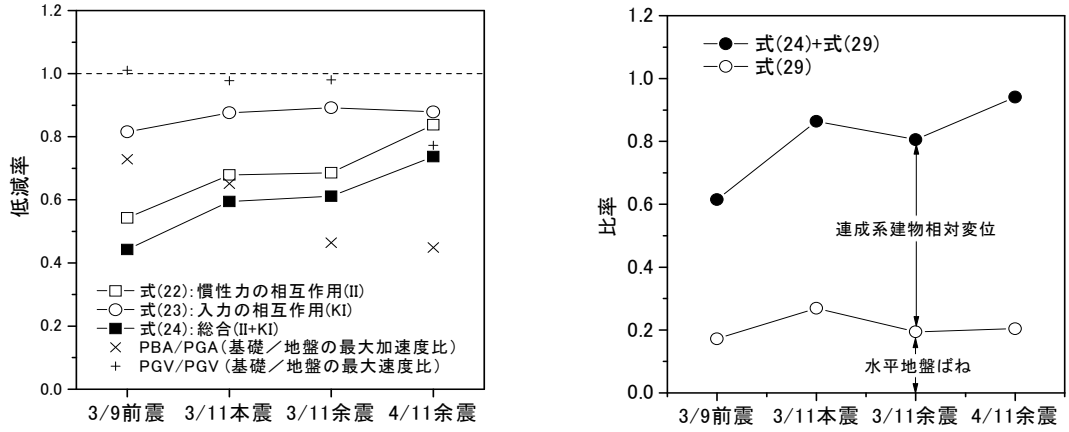
図 4.2-39 及び図 4.2-40 に、それぞれ入力地震動の特性として Sa 一定と pSv 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の変化を示す。

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 4.2-39 及び図 4.2-40 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 4.2-37 パネル(c)）。



(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 4.2-39　相互作用による建物相対変位の低減率（NIT 長辺方向、Sa 一定）



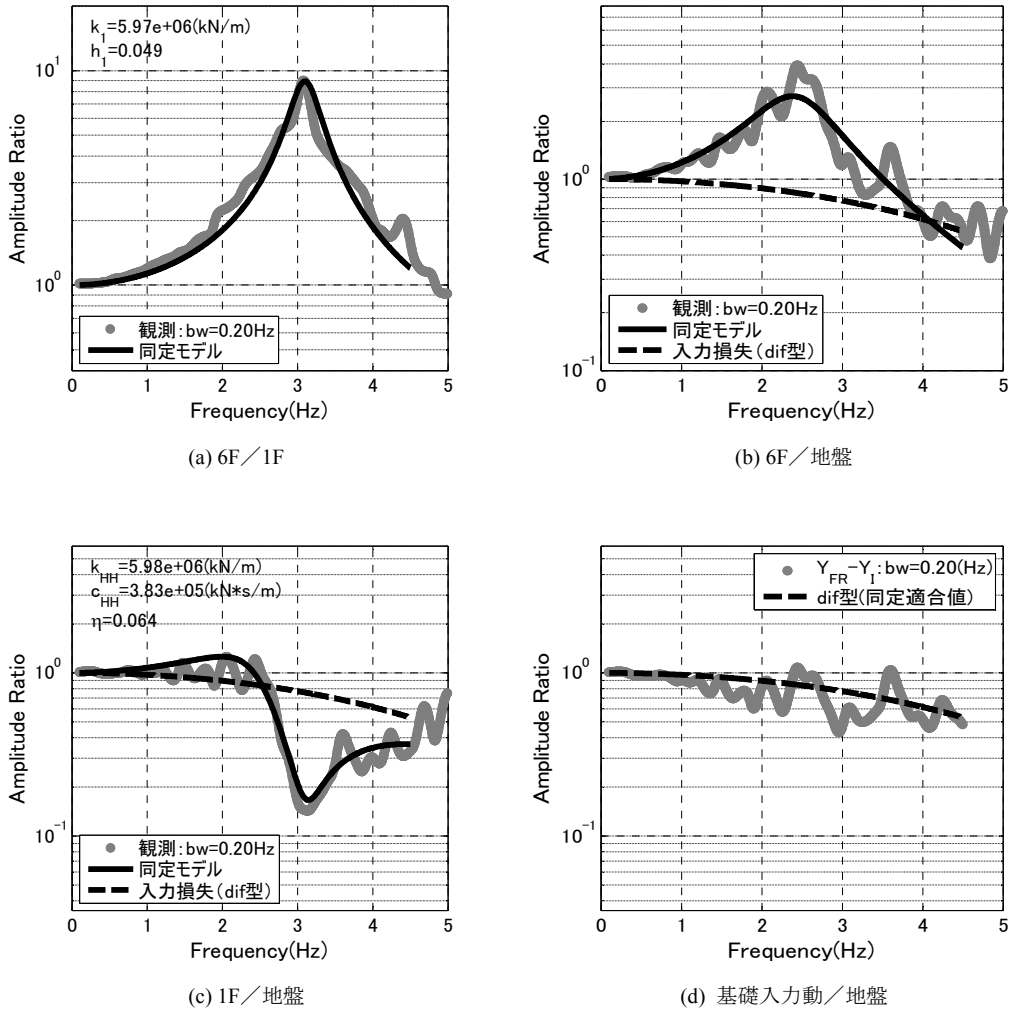
(a) 建物相対変位の低減率　　(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 4.2-40　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

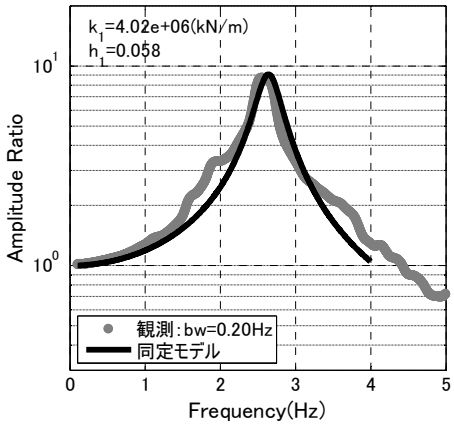
3/9 前震、3/11 本震、4/11 余震に対する、短辺方向の同定結果を図 4.2-41～図 4.2-43 に示す。同定の対象振動数の設定方法は、長辺方向と同様である。



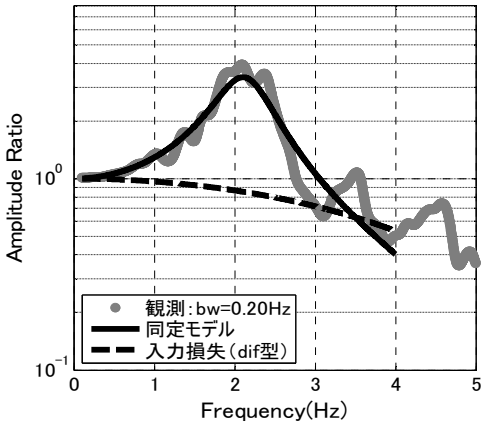
(a) 6F／1F　　(b) 6F／地盤

(c) 1F／地盤　　(d) 基礎入力動／地盤

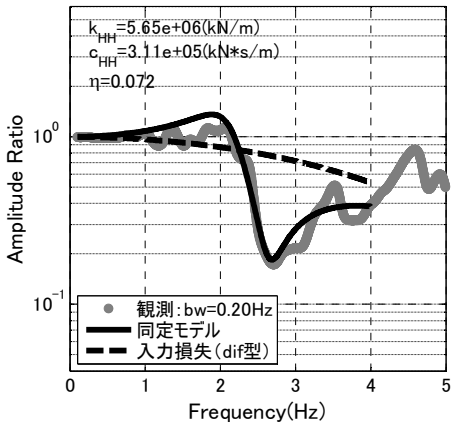
図 4.2-41　NIT 短辺方向の同定（2011/03/09 前震）



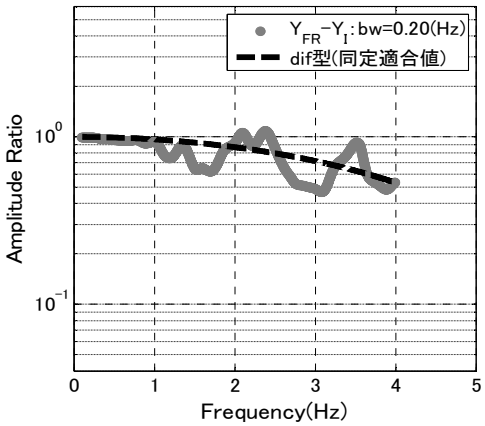
(a) 6F／1F



(b) 6F／地盤



(c) 1F／地盤



(d) 基礎入力動／地盤

図 4.2-42　NIT 短辺方向の同定（2011/03/11 本震）

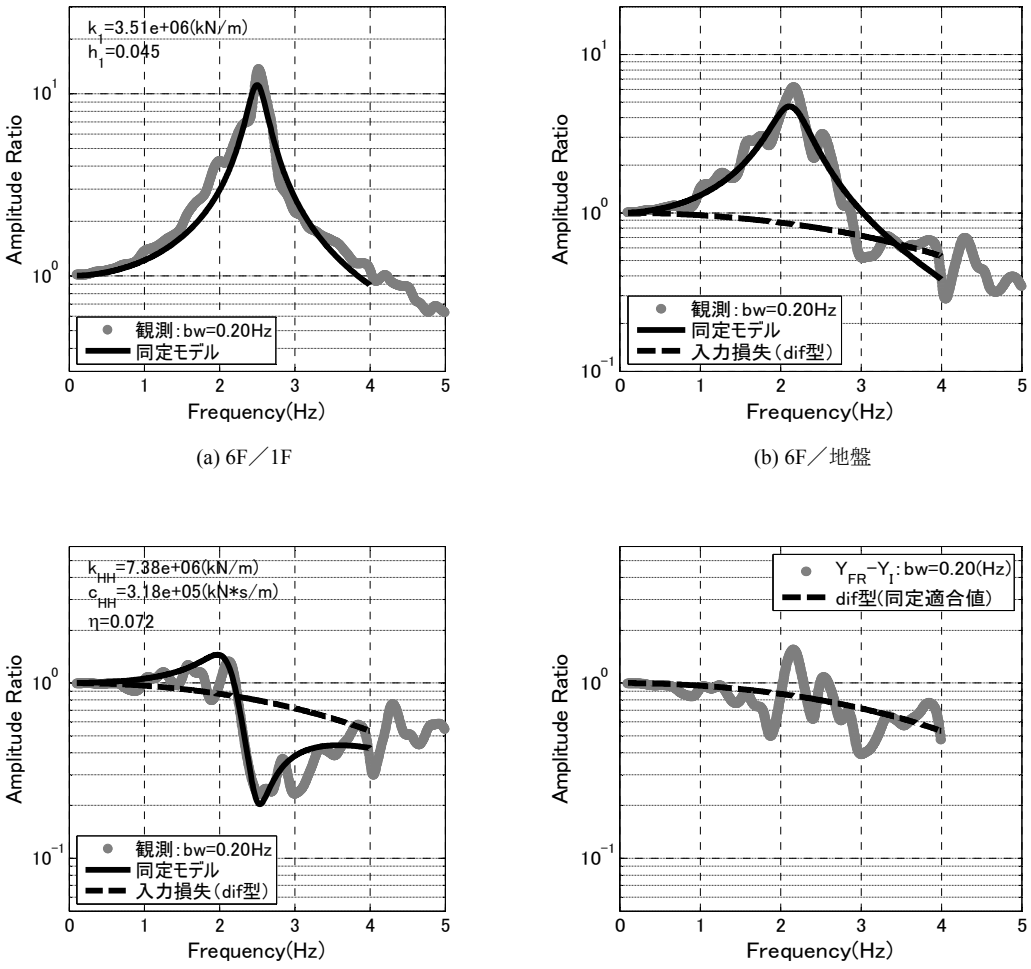
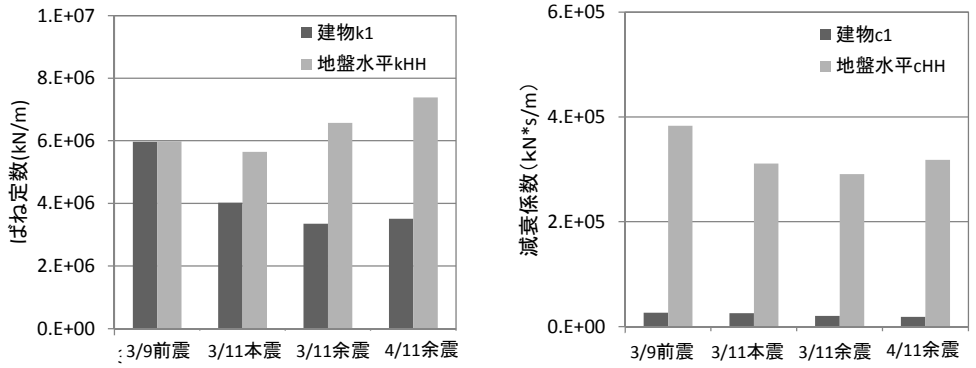


図 4.2-43　NIT 短辺方向の同定（2011/0４/11 余震）

図 4.2-44 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。

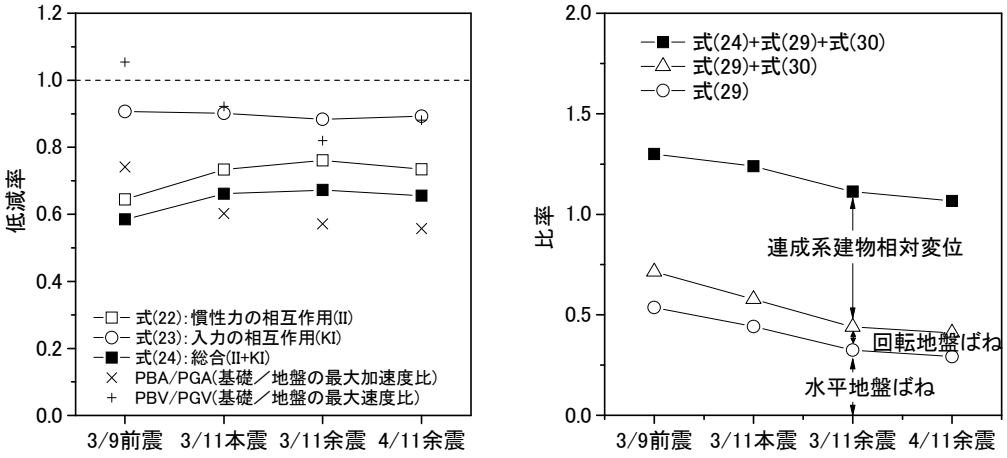


(a) 剛性　　(b) 減衰係数

図 4.2-44　地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化（NIT 短辺方向）

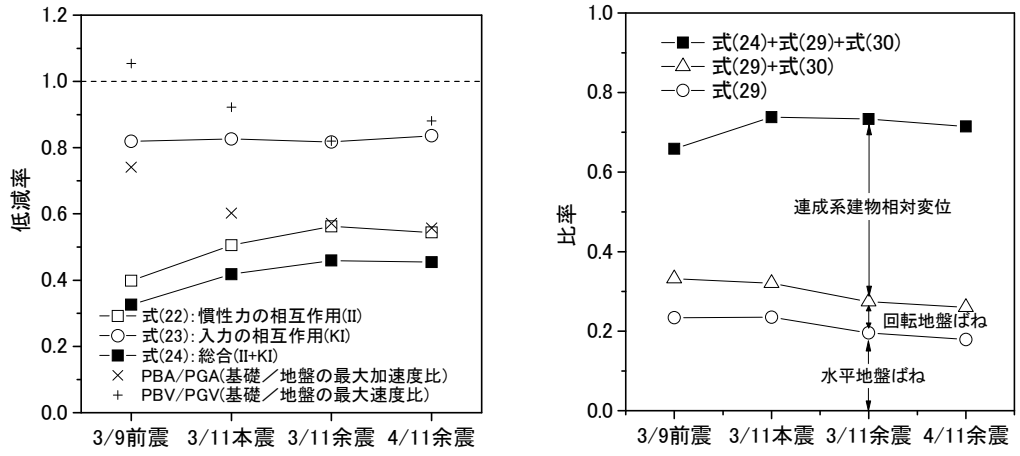
図 4.2-45 と図 4.2-46 に、それぞれ入力地震動の特性として Sa 一定と pSv 一定を仮定した場合の相互作用による応答低減効果を示す。入力の相互作用による低減効果は 0.8 強でほぼ一定である。慣性力の相互作用による低減効果は、前震で最も大きく、3/11 本震以降は効果が減じている。これも、長辺方向の場合と同じ要因によると考えられる。慣性力の相互作用による応答低減は、短辺方向の方が長辺方向より大きい。これは、短辺方向の方が建物の剛性が高いためである。

図 4.2-45 と図 4.2-46 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。



(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 4.2-45　相互作用による建物相対変位の低減率（NIT 短辺方向、Sa 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 4.2-46　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、基礎回転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。

$$\frac{Z_1}{Z_0 + H\Theta_0} = \frac{1 + \overline{Y}_{H_I} + H\overline{\Theta}_{H_I} + \overline{X}_{H_I}}{1 + \overline{Y}_{H_I} + H\overline{\Theta}_{H_I}} \tag{4.32}$$

記号の表記は、式(4.8)(4.9)に倣う。また、基礎回転動は無視している。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(4.32)右辺中の変数も得ることができる。

式(4.32)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り得られることは周知の通りである。

$$\frac{Z_1}{Z_0 + H\Theta_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1} \tag{4.33}$$

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。

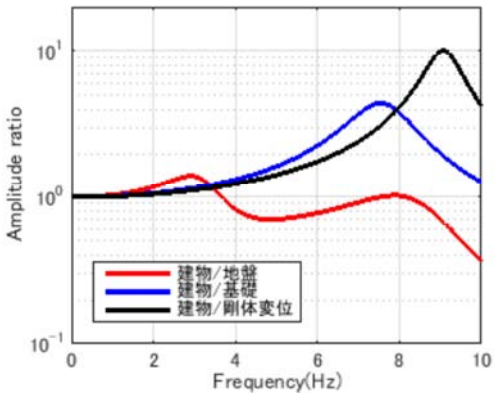
なお、式(4.31)の伝達関数を地震記録によるフーリエスペクトル比と対応させるためには、伝達関数 $Z_{1obs}/Y_{FF,}$及び Z_{1obs}/Z_0 の場合と異なり、基礎回転に関する地震記録が必要であるが、本研究での観測では、基礎回転の観測を行っていないか観測を行っていたとしても十分な精度を有する基礎回転の記録が得られていないため、地震記録との直接的な比較はできない。

SR モデルを使って同定を行った建物のうち、表 4.2-12 に示すケースについて、各伝達関数を比較した結果を図 4.2-47 に示す。

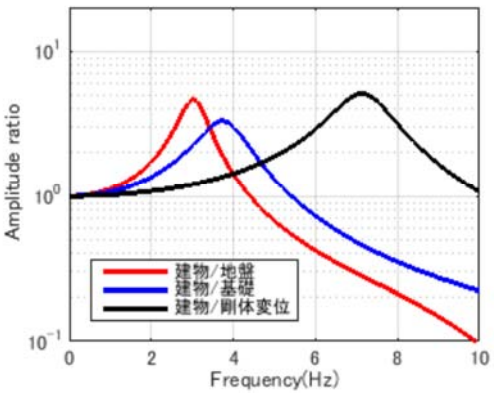
$Z_1/Y_{FF,}$及び Z_1/Z_0 のピーク振動数対し、基礎固定モデルの固有振動数に対応する式(4.31)の伝達関数のピーク振動数は、さらに高振動数側に移動することが分かる。特に、EDG 及び TKS の場合にこの度合が大きく、構造物の応答に地盤ばねが大きく影響していると言える。

表 4.2-12 検討ケース一覧

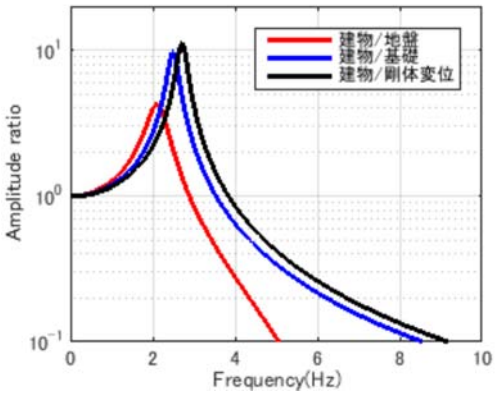
建物	方向	地震発生日	対応する同定結果の図
EDG	短辺方向	2011/07/15	図 7
TKS	短辺方向	2011/04/11	図 19
NIT	短辺方向	2011/04/11	図 31



(EDG)



(TKS)



(NIT)

図 4.2-47 伝達関数の比較

【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

4.3 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効果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効果について、シミュレーション解析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)も加えている。

各観測建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効果の影響を検討する。

(1) TKS の場合

別添第 4 章では、TKS について、図 4.3-1 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 4.3-2 に示す。

図4.3-3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4.3-4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。

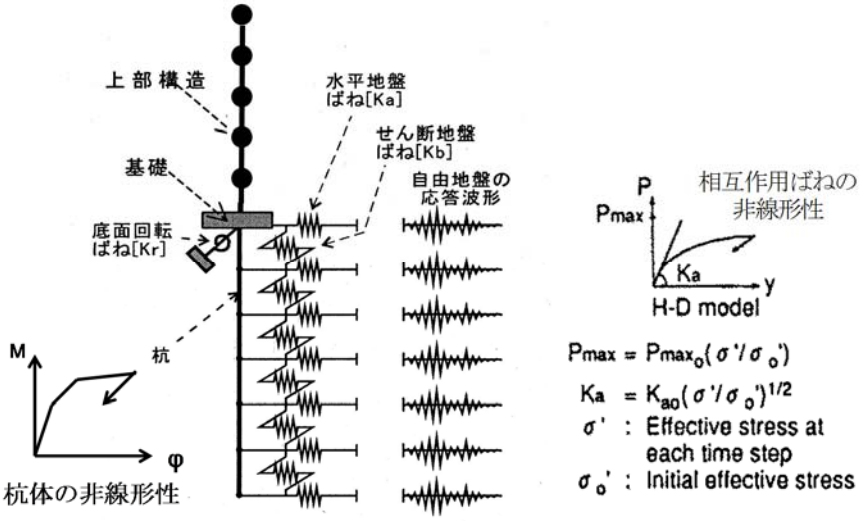


図4.3-1 建物 - 杭基礎の応答解析モデル

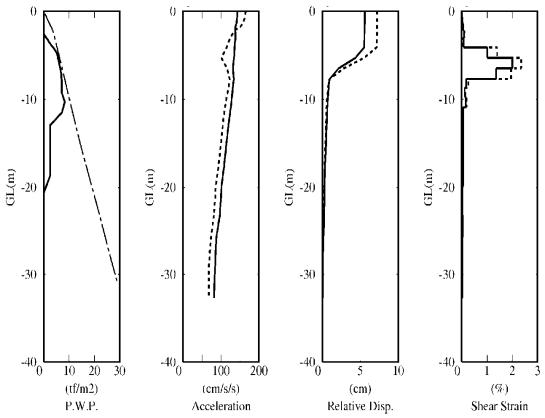


図4. 3-2 地盤の最大応答値分布

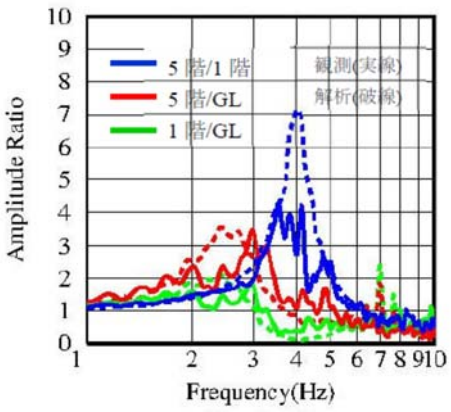
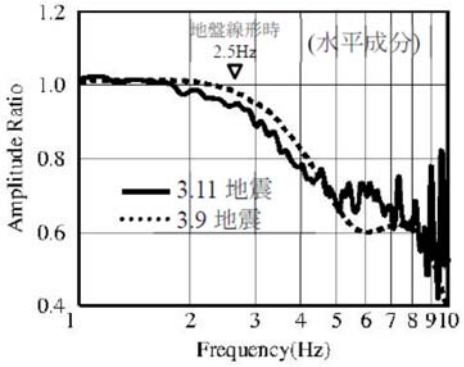
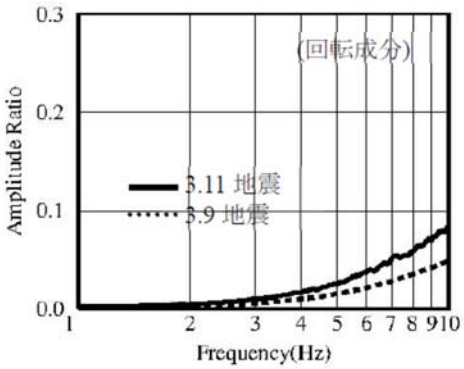


図4. 3-3 観測記録と解析の伝達関数(短辺)



水平



回転

図4. 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4.3-1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4.3-1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4.3.5及び4.3.6に示す。3/9 本震では慣性の相互作用効果(Case-B/Case-A)で比率が0.91 倍、慣性と入力の相互作用効果(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効果で0.69 倍、慣性と入力の相互作用効果で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効果(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効果の影響が大きい。

表 4. 3-1 動的相互作用効果の解析ケース

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

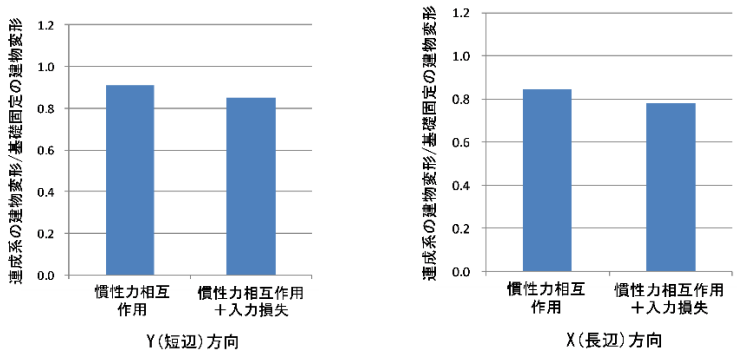


図 4.3-5 建物応答変形に与える動的作用効果(3/9 前震)

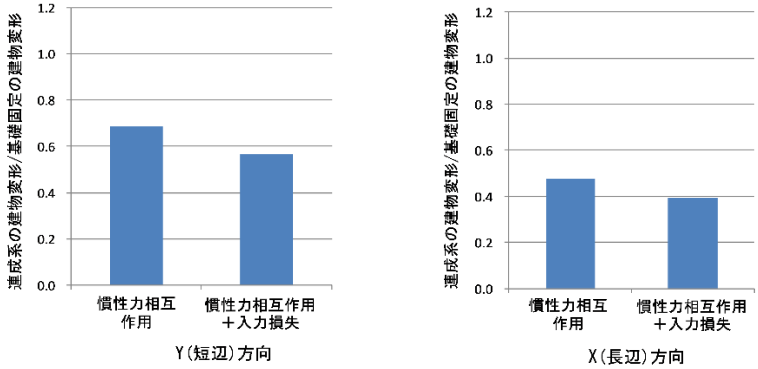


図 4.3-6 建物応答変形に与える動的作用効果(3/11 本震)

(2) NIT の場合

別添第5章に示すシミュレーション解析では、図4.3-7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モデルとした。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4.3-8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4.3-9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。

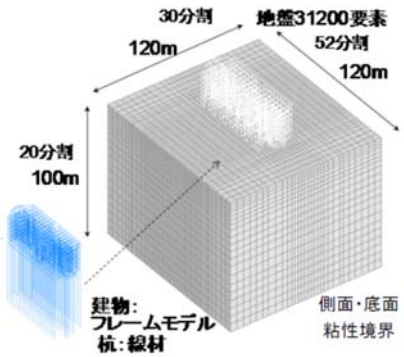


図 4.3-7 3 次元 FEM モデル

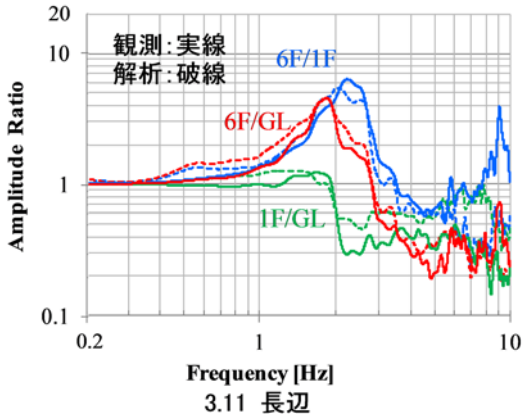


図 4.3-8 観測記録と解析の伝達関数(長辺)

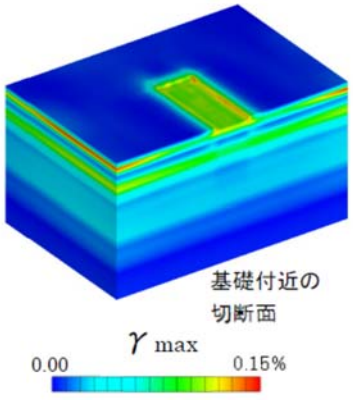


図 4.3-9 地盤最大せん断ひずみ

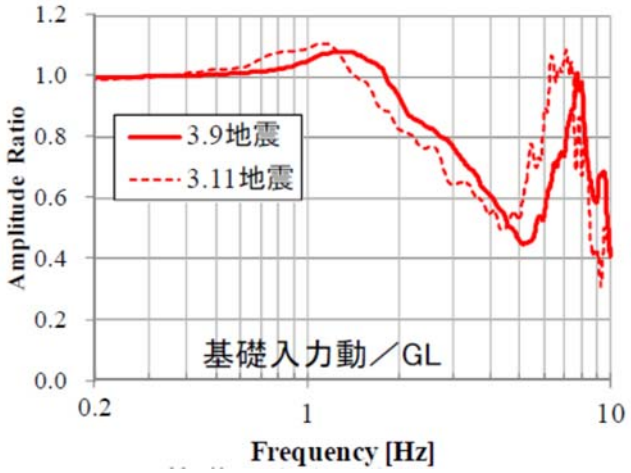


図4.3-10 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数

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 4.3-10 は地表面入力に対する相互作用系に対する入力である基礎入力動の伝達関数である。

結果を図4.3-11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、3/9前震では0.5～0.7倍程度、3/11本震では0.45～0.6倍程度に低減し、地盤－構造物の動的相互作用の影響が分かる。3/9前震時に比べ3/11本震時では低減が顕著となっている。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を与えていることが分かる。

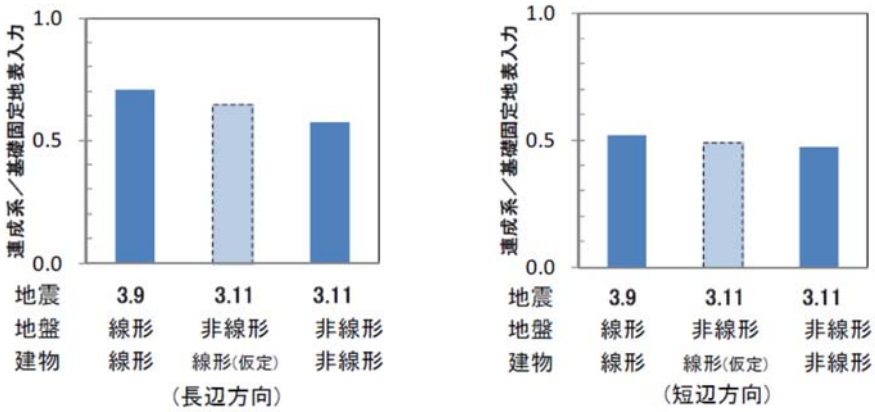


図 4.3-11 建物応答変形に与える動的作用効果

(3) ANX の場合

4.2 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 4.3-12 の SR モデルを用いている。

図 4.3-13 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 4.3-14 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。

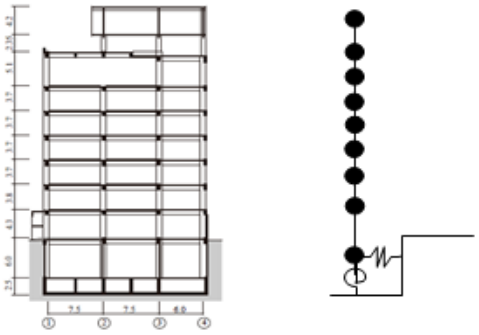


図 4.3-12 建物モデル

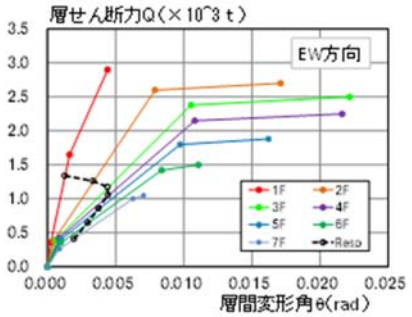
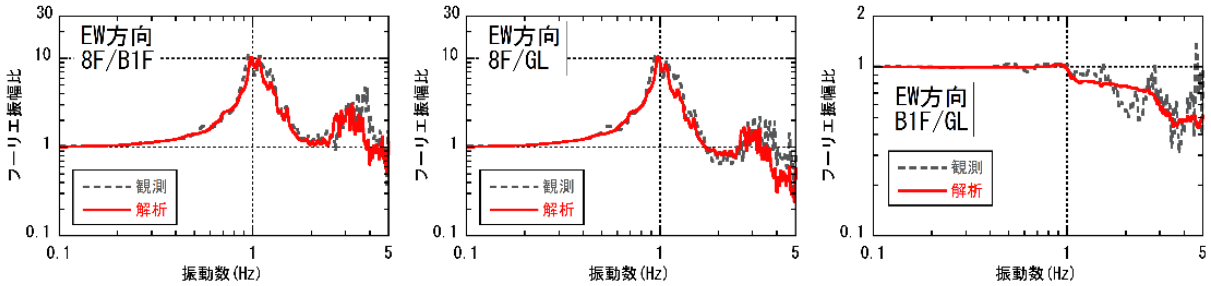


図 4.3-13 復元力特性と最大応答(短辺方向)



建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

図 4.3-14 観測記録と解析の伝達関数(短辺)

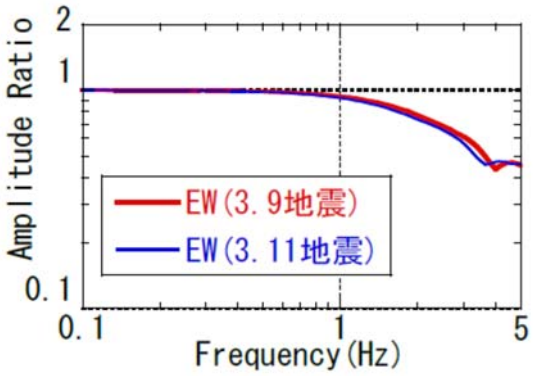


図 4.3-15 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(短辺方向)

図 4.3-15 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 4.3-1 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。

2 ケースのうち、慣性の相互作用効果は、(Case-B の建物応答変形)/(Case-A の建物応答変形)、慣性と入力の相互作用効果は、(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 4.3-16 に相互作用効果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慣性力の影響が大きくなったと考えられる。しかし、慣性と入力の相互作用では変形比率が小さくなっており、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、本検討の建物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。

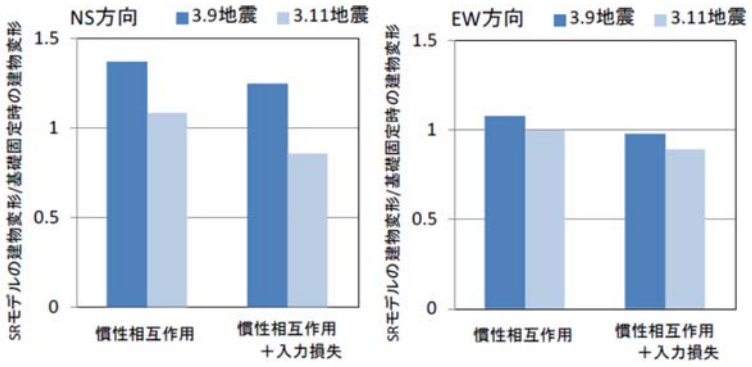


図 4.3-16 建物応答変形に与える動的作用効果

(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効果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る。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効果によって建物応答変形が大きくなることもあり得る。このことは、ANX の評価結果に現れている。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避けられている。

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。一般にモデルが精緻なために、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、シミュレーション解析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、より実現象を反映した評価が得られるものと考えらえる。

4.4 基礎入力動の簡易評価

簡易な評価式を用いて、基礎入力動の評価を行う。直接基礎及び杭基礎の観測建物の地震観測記録との比較を通して簡易な評価式の妥当性を検証する。

簡易な評価式として、以下の(1)では、基礎構造の根入れ深さに基づく方法を、(2)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検討する。

(1) 基礎構造の根入れ深さに基づく方法

1) 原田の提案式について

簡易評価に当たって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((4.34)式及び(4.36)式)と地震観測記録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]は以下のようである。地表面に対する基礎入力動の水平成分は、次式で表される。

$$H(\omega)=\begin{cases}\left|\dfrac{\sin(\frac{\omega D_f}{V_s})}{\omega D_f/V_s}\right|, & \omega \le \omega_n \\ 0.63, & \omega > \omega_n\end{cases} \qquad (4.34)$$

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。

$$\omega_n = \pi V_s/(2D_f) \qquad (4.35)$$

$H(\omega)$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、(4. 34)式は、次式に変更された [2]。

$$H(\omega)=\begin{cases}\left|\dfrac{\sin(\frac{\omega D_f}{V_s})}{\omega D_f/V_s}\right|^2, & \omega \le \omega_n \\ 0.405, & \omega > \omega_n\end{cases} \qquad (4.36)$$

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]。

$$L_{eq} = \frac{\pi}{4}\sqrt[4]{\frac{\sum EI}{G}} \qquad (4.37)$$

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。

実際の根入れ深さと杭による等価根入れ深さを杭基礎の等価根入れ深さとし、次式で求められる。

$$D_{f\,eq} = D_f + L_{eq} \qquad (4.38)$$

簡易評価式(4.34)及び(4.36)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るため、やや意味が異なるが、概ね基礎入力動に対応すると考えて、観測記録から得られる地表面に対する最下階のフーリエスペクトル比 BASE/GL と(4.34)及び(4.36)式を比較する。対象は、前節の UTM, EDG, TKS, NIT, ANX に、中層 2 棟(NRK, OHJ)、超高層 5 棟(SO1, HPP, TSU, HMB, UKM)、免震 3 棟(NMW, HCN2, URM)を加える。結果を、付録３に掲げる。

付録３に掲げる比較結果を示す表では、各建物について第 2 章の整理項目に従い地震記録を整理した資料より抜粋した参考情報も併記している。

以下では、これら本節末の資料から、適宜、結果を抜き出して建物への基礎入力動に関する検討を行う。

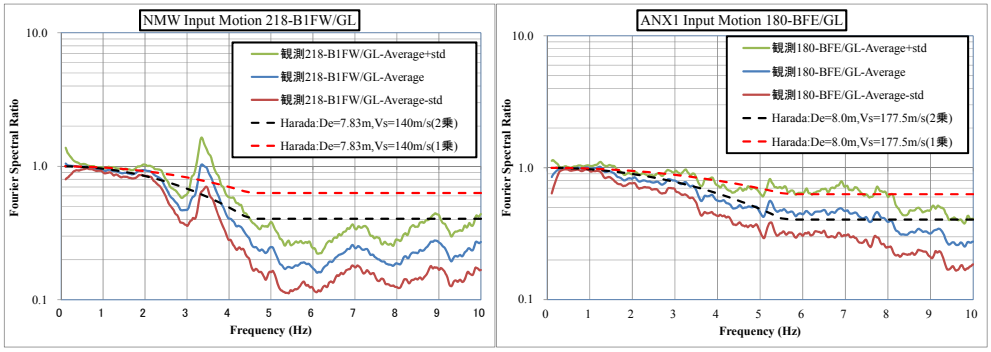
2）地震記録との対応について

原田式は、$\omega_n=Vs/(2D_f)$ 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した。

上記に示した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（Vs）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。

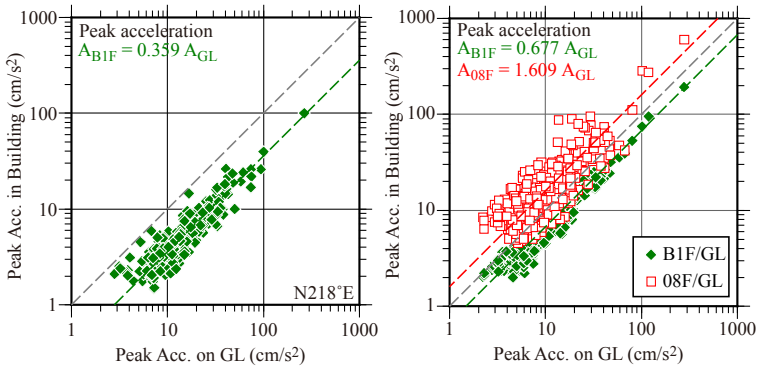
2. 1）直接基礎における検討（地下１階程度の根入れあり）

図 4.4-1 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 4.4-2 に最大加速度の関係を示す。建物２におけるフーリエスペクトル比の平均値と原田の結果は良く対応しているが、建物１では、地震観測結果の方が小さい結果となった特性値 f_n ($=\omega_n/(2\pi)$)は、建物１で 4.47Hz、建物２では 5.5Hz となり、建物１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 Vs(140m/s、178m/s)が異なることが原因となっている。図 4.4-2 に示した最大加速度の比においては、建物１では、0.36、建物２では、0.68 なり、f_nが小さい場合には、加速度比も小さくなることが確認できる。



a)建物１　　b)建物２

図 4. 4-1　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

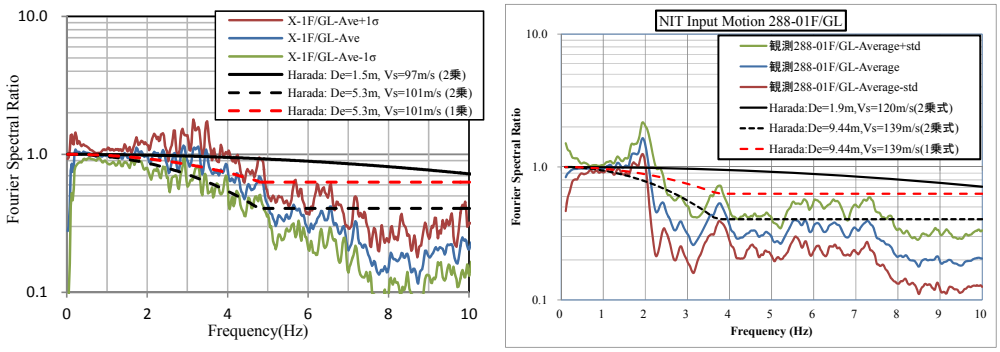


a)建物１　　b)建物２

図 4.4-2　地表面に対する地下１階の最大加速度の関係

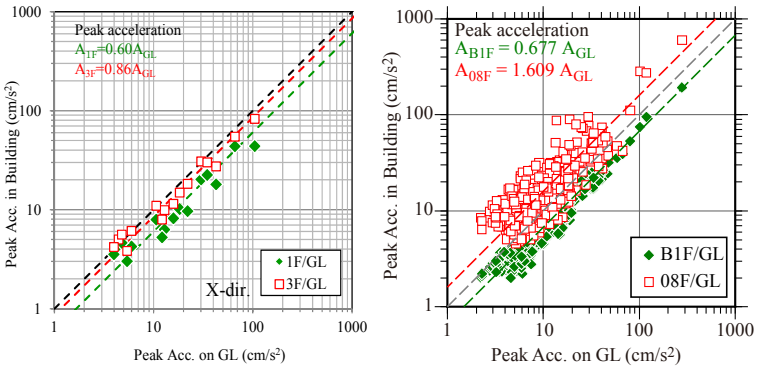
2.2）杭基礎における検討（地下階の無い中低層建築物）

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（4.38）を用いて検討する。２棟(建物１２と建物３)の建築物における、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）と原田の結果を図 4.4-3 に、１階と地表面と最大加速度の比を、図 4.4-4 に示す。建物３におけるフーリエスペクトル比の平均値と原田の結果は良い対応を示しており、根入れ深さが小さい建物の場合、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)建物１２　　b)建物３

図 4.4-3　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）

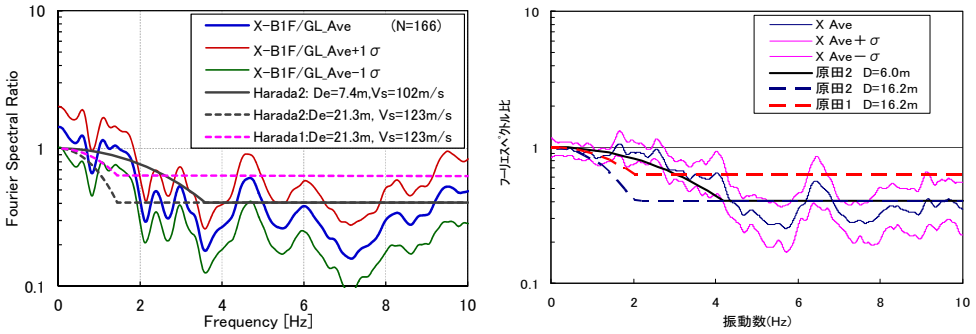


a)建物１２　　b)建物３

図 4.4-4　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）

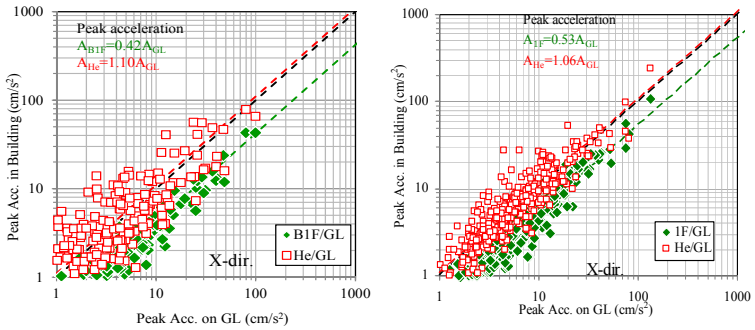
2. 3）杭基礎における検討（高層建築物、主に地下階あり）

図 4.4-5 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(建物９と建物５)の結果を、図６に最大加速度の関係を示す。建物９及び建物５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の提案式との対応が良く、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、基礎入力動が大きく低下し、危険側の評価となる。



a)建物９　　b)建物５

図 4. 4-5　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)建物９　　b)建物５

図 4. 4-6　地表面に対する地下１階の最大加速度の関係（高層）

(2) 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

1) 限界耐力計算における基礎の地盤ばねと地盤増幅係数 Gs による方法の概要

限界耐力計算における、地盤増幅算定の方法に基づき、基礎入力動の考え方を示す。図 4.4-7 に示すように表層における地盤増幅係数を Gs で示す。地表面と基礎根入れ深さ位置での Gs を用いる。さらに、基礎構造の地盤ばねにおける底面水平地盤ばねと側面地盤ばねを算定しておく。

建築物への入力動として、地表面での地震動 G_{si} と基礎底面位置での地震動 $G_{si}(De)$（De は基礎根入れ深さ）を用い、基礎構造の水平地盤ばねの重み付き平均値を、建築物へ入力動を定義すると、下式が得られる（三浦・関式と呼ぶ）[4),5)]。

$$\beta'(T_i) = \frac{K_{hb} \cdot G_{si}(De) + K_{he} \cdot G_{si}(De/2)}{K_{hb} + K_{he}} \cdot \frac{1}{G_{si}} \tag{4.39}$$

上式の関数のイメージは、図 4.4-8 のようになる。表層地盤の１次と２次卓越周期（卓越振動数）の２つポイントで低減係数が求まり、それらの点をつなぐ関数を定義している。一般に、１次と２次卓越周期における低減係数を比較すると、２次卓越周期での値の方が小さくなる。

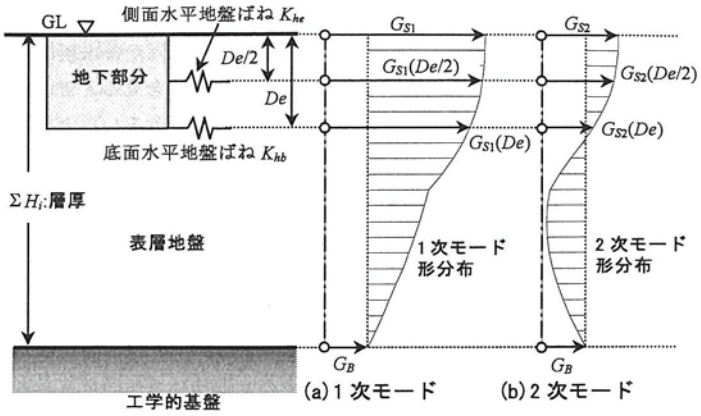


図 4.4-8　表層地盤の１次・２次変位分布と基礎各位置における地盤増幅係数

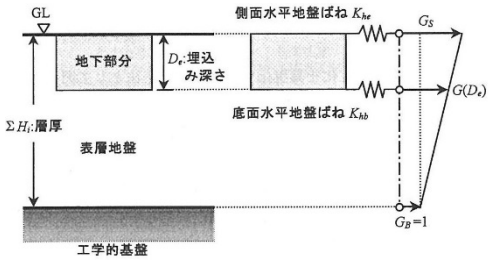


図 4.4-7　表層地盤における基礎根入

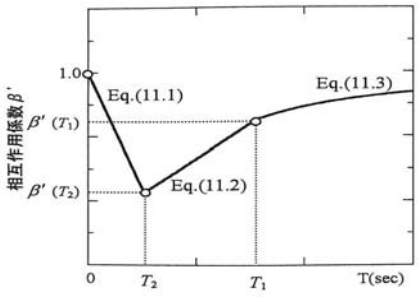


図 4.4-9 地表面に対する低減特性のイメージ

2）建物への基礎入力動に関する検討

式（4.39）を用いた基礎入力動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 Gs については、各周期の変位モードを用いて算定している。

2.1) 直接基礎における検討（地下１階程度の根入れあり）

図 4.4-10 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・関提案式の対応（建物２）を示す。評価式が、式(4.39)の結果であり、評価式 A は、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。観測結果と良い対応を示している。

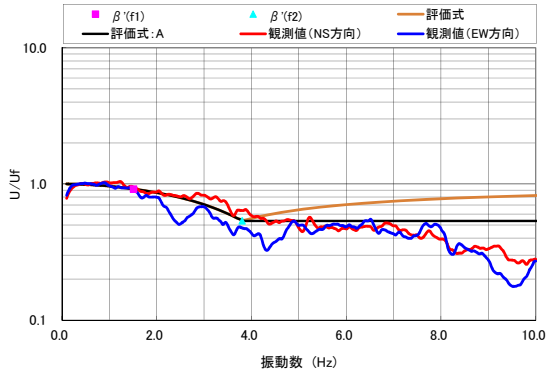


図 4.4-10　地表面に対する地下１階のフーリエスペクトル比と三浦・関式（建物２）
（１次・２次卓越振動数：1.52、3.81Hz）

2.2) 杭基礎における検討（地下階の無い中低層建築物）

図 4.4-11 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・関提案式の対応（建物３）を示す。図 4.4-11 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、基礎の根入れ効果に杭の効果を加えた根入れ深さ（1-5 式）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、かなり過小効果となっている。次に、「杭考慮」した場合、値は小さくなるが、観測結果に比べて、入力低減効果がかなり小さい。

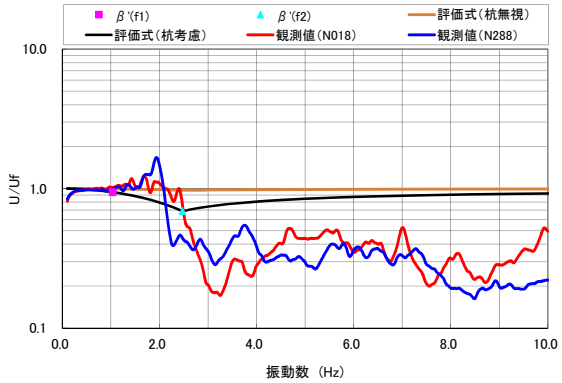


図 4.4-11　地表面に対する地下１階のフーリエスペクトル比と三浦・関式（建物３）
（１次・２次卓越振動数：1.04、2.48Hz）

2.3) 杭基礎における検討（高層建築物、主に地下階あり）

図 4.4-12 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（建物９）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。

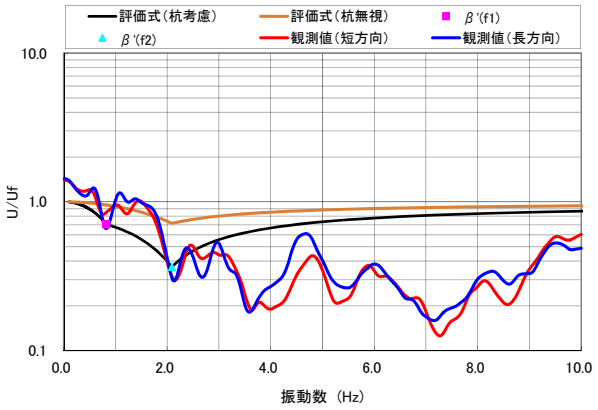


図 4.4-12　地表面に対する地下１階のフーリエスペクトル比と三浦・関式（建物３）
（１次・２次卓越振動数：0.826、2.09Hz）

(3) まとめ

原田式及び三浦・関式を適用した場合の結果について、地震観測結果の対応をまとめると、以下のようになる。

１）原田式：

・直接基礎（杭なし）の場合、良い対応

・地下階なし・杭基礎の場合、良い対応

・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）

２）三浦・関式：

・直接基礎（杭なし）の場合、良い対応

・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、良い対応

【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) 河辺美穂他：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) 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

5) 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

4.5 まとめ

本章では、地震観測建物の地震応答及び地震入力に対する地盤-構造物の動的相互作用効果を、地震記録と対応づけつつ、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入力及び慣性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解析結果に対し、基礎固定系や入力を地表面応答とした場合の解析を別途行い、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効果を検討した。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効果による建物応答低減効果が確認された。ただし、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、相互作用系の方が地震応答の大きくなる場合(ANXの場合)があることを示した。
4) 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、杭による地震入力低減効果について考察した。

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(H22~H25 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記録を収集し、特に、地震観測記録の整理結果に現れる地盤 - 構造物の動的相互作用効果の影響の程度、様相を整理した。観測記録には 2011 年東北地方太平洋沖地震での記録も含まれるが、いくつかの観測建築物では、地盤又は上部構造の非線形現象が反映された記録を観測した。これら記録の整理の結果、直接基礎と杭基礎の違い、階数、地盤条件等に応じて、フーリエスペクトル比等に特徴的なパターンが見いだされることを把握した。

(3) 超高層建築物につき、地震入力に対する基礎構造形式の違いの影響等を観測記録に基づき分析した。連壁基礎の場合に通常の設計では無視することが多い回転動の影響がやや大きくなること等を示した。また、2011 年東北地方太平洋沖地震での各超高層建築物の地震記録の比較により、その地震応答に対する長周期地震動の影響を把握した。

(4) 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表示している。

(5) 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に、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。

5.2 今後の課題

第 2 章表 2.1 及び表 2.2 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。

公開された地震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 - 構造物の動的作用効果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効果の影響の程度は、第 2 章 3 節に示される通り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効果の影響が少ない

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効果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。実現象として地震記録からより直接的に評価するには、第 4 章に示す同定に基づく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、Sa 一定又は pSv 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える。

以上のような活用のされ方を想定すると、地震記録の整理結果を閲覧し易い形で公表することが重要となる。また、地震記録には、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、「低層杭基礎」又は「低層直接基礎」と言った極めて大くくりの分類にて、地盤 - 構造物の動的相互作用効果による建築物の応答低減効果を検討しているが、適用事例を積み重ねることで、より細分化された分類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効果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効果の評価は、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。

付録１　観測に用いた地震計

1.1　観測対象建築物及び設置地震計一覧

1.1.1　国土技術政策総合研究所関連観測点

本プロジェクトに関連して地震計を設置した各建築物における地震計のメーカー及び型番を表1.1-1に示す。なお建築物記号、観測点は本編表2.1で示したものを用いている。

表 1.1-1　国土技術政策総合研究所関連観測点における地震観測機器

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				
OS1[*3]	大阪府大阪市	8F, 1F, B1F, 地表	2011/03 ～ 2013/03[*5]			
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

1.1.2 建築研究所関連観測点

共同研究を行った建築研究所による観測点における地震計のメーカー及び型番を表 1.1-2 に示す。なお建築物記号、観測点は本編表 2.1 で示したものを用いている。

表 1.1-2 建築研究所関連観測点における地震観測機器

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
KGC	北海道釧路市	GL, G10, G34, B1F, 01F, 09F	1998/12		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		
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

1.1.3 都市再生機構関連観測点

共同研究を行った都市再生機構による観測点における地震計のメーカー及び型番を表 1.1-3 に示す。なお建築物記号、観測点は本編表 2.1 で示したものを用いている。

付表 1.1-3 都市再生機構関連観測点における地震観測機器

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

1.2　設置地震計諸元

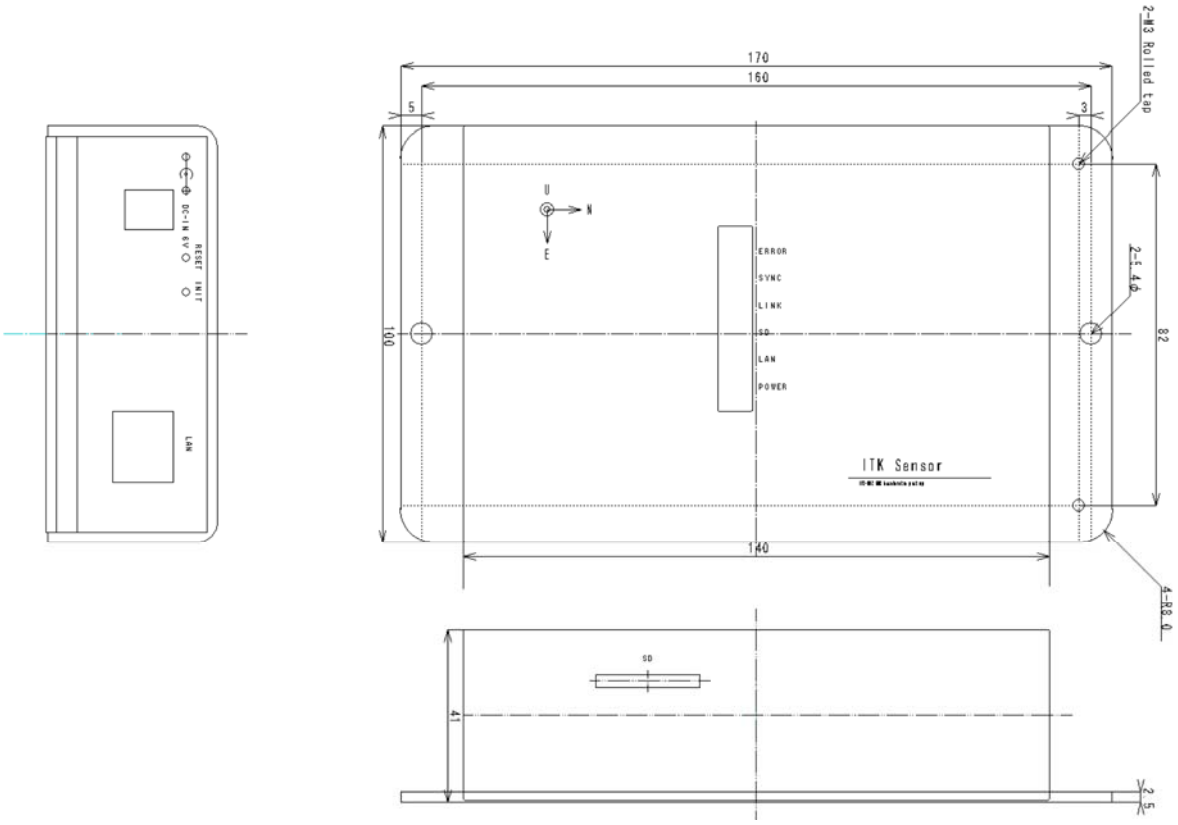
表 1.1-1 に示す国土技術政策総合研究所関連観測点における設置機器の詳細を以下に示す。

1.2.1 ITK-002（aLab 製 ＧＭＲ型加速度センサー）

(a) 製品仕様及び定格

仕様項目	仕様または定格
計測デバイス	独自GMR加速度センサ
計測加速度軸	3軸 X(NS) 、Y（EW)、Z(UD)
定格加速度レンジ	±2450[gal] (X,Y,Z軸)　±2.5[G]
加速度計測範囲	±1960[gal] (X,Y,Z軸)　±2.0[G]
計測加速度分解能	0.01gal
他軸クロストーク	±3%未満
残留雑音レベル	0.1gal未満
加速度センサ周波数特性	0.1Hz～100Hz
加速度センサレゾナンス周波数	170Hz
加速度センサ部加速度換算式	980[gal]=2.0[V]
フィルター特性	カットオフ周波数 fc=40Hz 3次群遅延一定 LPF
A/D変換特性	24bitΣΔ型A/D変換器、有効ビット数22bit以上
サンプリング周波数	100SPS,3軸同時サンプリング
定格電圧	DC6V±５％（付属ACアダプタ）
絶縁耐圧	AC500V、１MΩ以上（ACアダプタ性能）
絶縁抵抗	500V、1MΩ以上（ACアダプタ特性）
筐体材質	2.5ｔアルミ板を使用
取り付け許容角度	水平取り付け精度 ±3°以内
重量	約660ｇ
一般使用温度	周囲温度：-10～+40℃ （ただし結露しないこと）
精度保障温度	周囲温度： 0～+40℃（ただし結露しないこと）
保存温度条件	周囲温度：-20～+60℃ 湿度：5%～80%（ただし結露なきこと）
時間同期精度	NTPに依存
イーサネット準拠規格	IEEE802.3u(100BASE-TX),IEEE802.3(10BASE-T)
データ転送速度（規格値）	100/10Mbps(自動認識)
ポート仕様	100BASE-TX/10BASE-T 兼用ポート(AUTI-MDIX)RJ45ソケット
インターネット通信プロトコル	TCP/IP、UDP、DHCP、NTP（IPｖ4）
計測データ取得プロトコル	IT強震計コンソーシアム データ通信仕様準拠
環境対応	RoHS対応

(b) 製品寸法等



付図 1.2-1　ITK-002 外形寸法

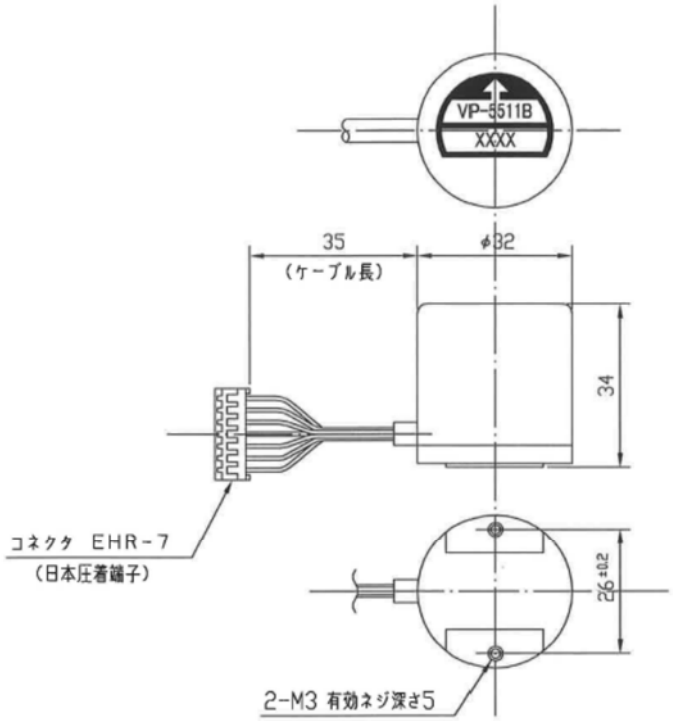
1.2.2 VP-5511B/3（IMV 製 サーボ型加速度センサー（ピックアップ部））

(a) 製品仕様及び定格

仕様項目	仕様または定格
感度	2000mV/G ±5%
加速度計計測範囲	X, Y軸　：±3G Z軸　：-4～20G
振動数範囲	10～100Hz ±10% 10～30Hz ±3%
固有振動数	300Hz 以上
分解能	10^{-5}G 以下
直線性	DC～1G ：±0.1% F.S以内 1G～3G ：±0.3% F.S以内
零点不平衡	±100mV 以下
ケースアライメント	±1° 以下
横方向感度	2% 以下
水平取付出力範囲	X, Y軸　：-100～+100mV Z軸　：+1900～+2100mV
感度温度係数	±500ppm/℃ 以下
感度温度ヒステリシス	±10mV 以下
零点温度係数	±1mV/℃ 以下
零点温度ヒステリシス	±100mV 以下
経時変化	±10mV/decade (h) 以下 （50mV/100000h 以下）
感度電源電圧係数	±500ppm/V 以下
セルフテスト感度	TEST OUT　：1240mV/V ±10% SIG OUT　：790mV/V ±10%
電源電圧	±13.0～15.5VDC
消費電流	静 止 時　：+47mA (Typ.)　+50mA (Max) -12mA (Typ.)　-15mA (Max) 静 止 時（１軸）：+15mA (Typ.)　+17mA (Max) -4mA (Typ.)　-6mA (Max) 最大加振時（１軸）：+17mA (Typ.)　+19mA (Max) -6mA (Typ.)　-8mA (Max) ｾﾙﾌﾃｽﾄ時（１軸）：+22mA (Typ.)　+24mA (Max) -11mA (Typ.)　-13mA (Max)
使用温度範囲	-25～+70℃
保存温度範囲	-40～+80℃
耐湿度	55±2℃、85%RH

耐衝撃	150G（1470m/s²）（片持ち落下）
耐振動	5G（49m/s²）（25～1000Hz、半正弦波、3方向）
トルカ駆動入力	有（セルフテスト用）
質量	約200g
ケーブル仕様	中継ケーブル　：耐熱PVC AWG28 7/0.127 耐圧80℃ （UL758準拠） 出力ケーブル　：耐熱PVC AWG26 7/0.16 耐圧80℃ （CSA LL28292 Type TR-64 90℃）
絶縁抵抗	ケースー線間 DC5Vにて100MΩ以上
検出抵抗	794Ω±35Ω

(b) 製品寸法等



リード線色	名　称	コネクタ PinNo
赤	電源+15V DC	3
黒	電源帰線	4
青	電源-15V DC	5
黄	信号出力	1
白	信号帰線	2
緑	TEST IN	7
灰	TEST OUT	6

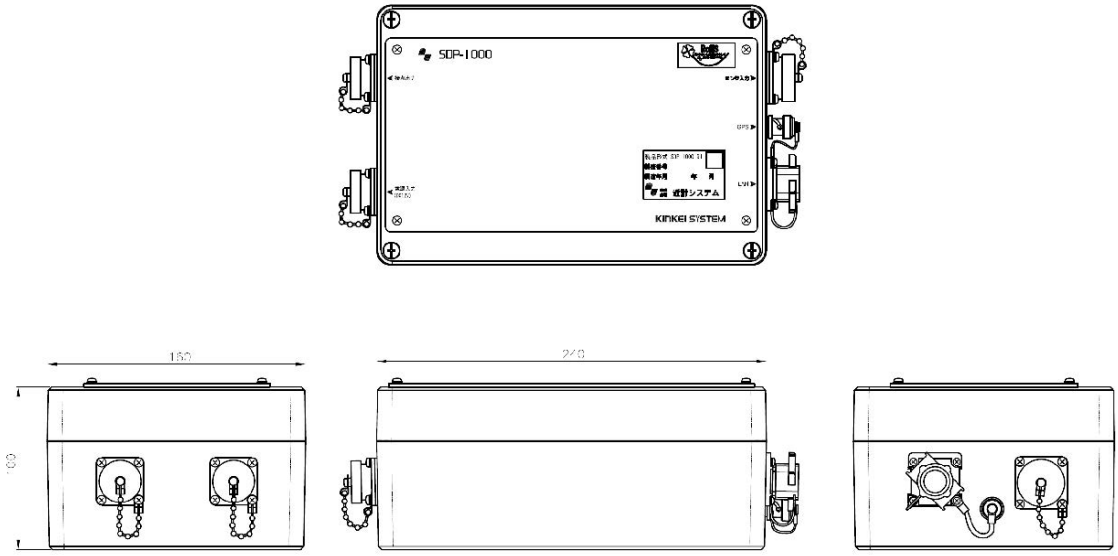
付図 1.2-2　VP-5501B/3 外形寸法

1.2.3 SDP-1000/KSS-3（近計システム製 サーボ型加速度センサー）

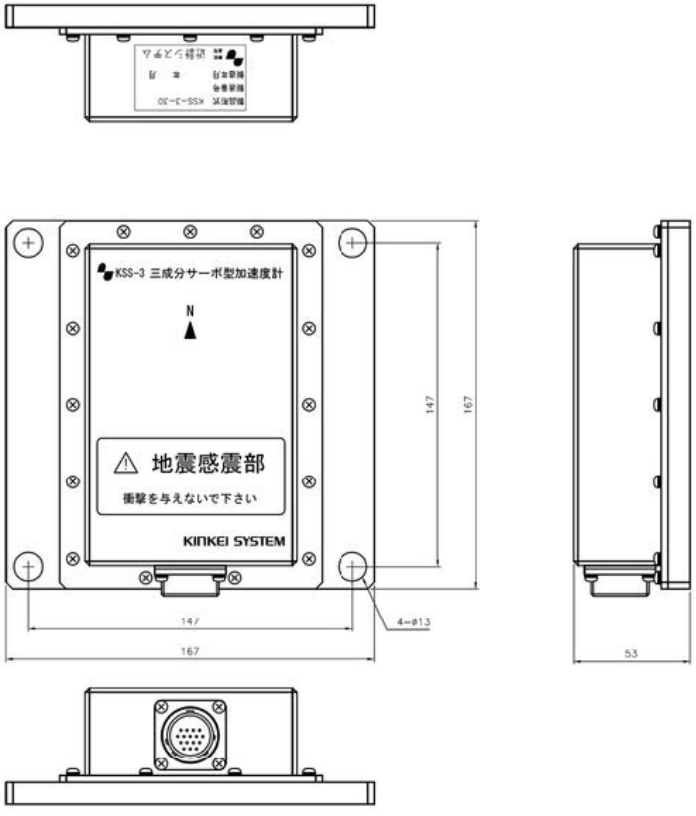
(a) 製品仕様及び定格

仕様項目	仕様または定格
測定要素	3成分（水平2成分＋上下1成分）
計測範囲	±3094gal
感度	1.9V/G
フィルター	DC～30Hz（-3dB 以上）、遮断係数-48dB/oct
A/D変換器	24bit（実効分解能 20bit 以上）
最小計測加速度	5.8mgal
サンプリング周波数	100Hz、200Hz 選択
起動判定フィルタ （ソフトウェア処理）	HPF　0.05Hz/0.1Hz/0.2Hz/0.5Hz より選択 LPF　2Hz/5Hz/10Hz/OFF より選択 減衰率次数　1次/2 次/4 次 より選択（HPF/LPF個別設定）
データ保存形式	3成分時刻歴波形　win32 フォーマットに適合 データ長 60 秒/ 件 記憶媒体　CF(16GB)×1 データ保存　内部CFに100,000 件以上保存 データ管理　最大件数を越えると起動日付の古いものから上書きされる。日付ごとのフォルダの下にファイルを保管し、削除は日付フォルダ単位で行う。
時刻管理（右欄のいずれか）	GPS衛星の信号を受信して時刻修正を行う 受信局サーバ上の専用ソフトとの間で時刻修正（サーバ時刻に同期）を行う
時刻精度（GPS利用時）	時刻修正 電源立上げ時及び、1回/時間に実行 日差±0.24 秒（但し、24時間時刻修正が無い場合）
通信用インターフェース	LAN I/F 1ポート（10Base-T/100Base-TX） USB I/F 1ポート（USB1.1 B端子）
電源	DC12V
環境条件	－10～＋50℃（動作保証）
防水性能	SDP-1000-90/91 JIS 5 級相当 KSS-3-30 水深3mまでの水没に耐える

(b) 製品寸法等



付図 1.2-3　SDP-1000 外形寸法



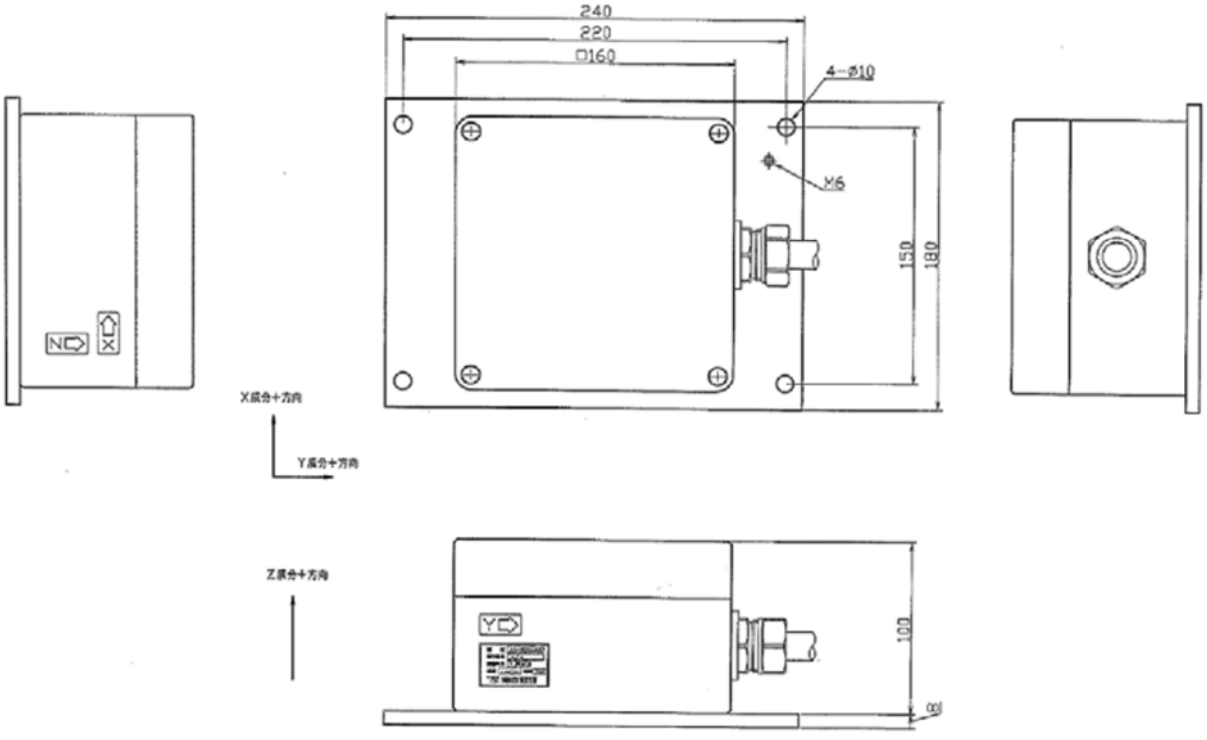
付図 1.2-4　KSS-3-30 外形寸法

1.2.4 AS-303（東京測振製 サーボ型加速度センサー）

(a) 製品仕様及び定格

成分数 加速度	水平 2，鉛直 1 成分
変換制動方式	フォースバランスサーボ方式
測定周波数	DC～100Hz
測定範囲	加速度±3000Gal 以上
感 度	加速度 3.333mV/Gal
分解能	加速度 約 5mGal
最大出力電圧	±10V
検定コイル	内蔵
電 源	DC±15V
使用温度範囲	－10℃～60℃
防水性	JIS-C-0920 保護等級 5 防滴型
外形寸法・重量	W240×D180×H108mm（ベース含む），約 2.5kg

(b) 製品寸法等



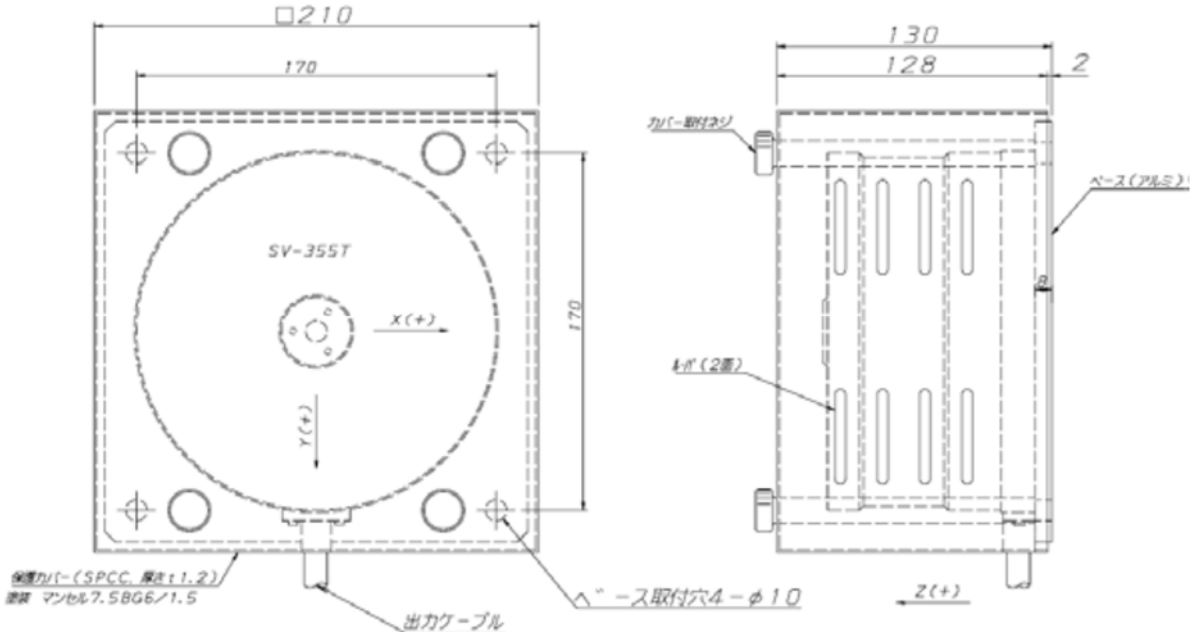
付図 1.2-5　AS-303T1W1 外形寸法

1.2.5 VS-355（東京測振製 サーボ型加速度センサー）

(a) 製品仕様及び定格

測定周波数	DC ～ 250 Hz（±3dB）
測定範囲(加速度)	±2000 gal, ±10V
感度(加速度)	5mV / gal
出力抵抗	100Ω
分解能(加速度)	フルスケールの 0.001%
直線性	フルスケールの 0.003%
ダンピング	ｈ＝0.6 ～0.7
ケースアライメント	誤差±１度以内
出力ノイズ	5 mV rms
横感度	0.003G / G 以下
最大出力電圧	±11 V
供給電源	±15 V（DC）
消費電流	約 10mA
動作温度	－20 ℃ ～＋70 ℃

(b) 製品寸法等



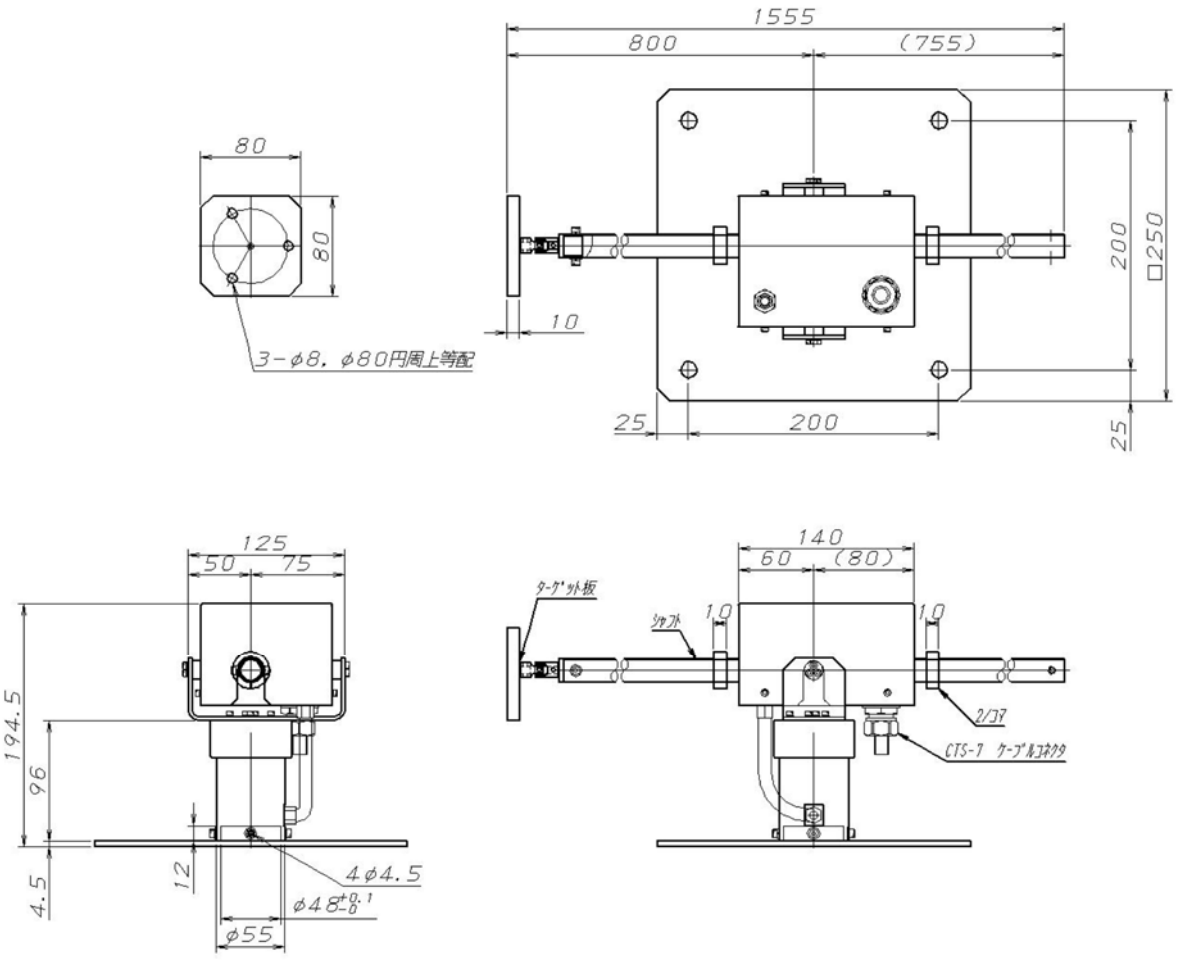
付図 1.2-6 VS-355 外形寸法

1.2.6 DPR-600A（東京測振製 回転角付き変位計）

(a) 製品仕様及び定格

感度	移動距離 0.016 V/mm
	回転角 0.067 V/度
最大測定範囲	変位 ±625mm
	回転角 方位±40 度、仰角±10 度
分解能	変位 0.25mm
	回転角 0.05 度
最大応答速度	変位 250 mm/sec (max)
	回転角 720 度/sec (max)
温度範囲	-20℃ ～ +60℃
供給電圧	DC±15V（上記感度はこの供給電圧の場合）

(b) 製品寸法等



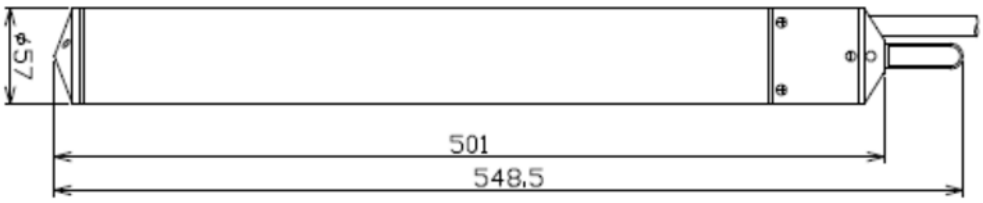
付図 1.2-7 DPR-600A 外形寸法

1.2.7 AS-303D3BH（東京測振製 埋設用サーボ型加速度センサー）

(a) 製品仕様及び定格

測定周波数	DC ～ 250 Hz（±3dB）
測定範囲(加速度)	±2000 gal ±10V
感度(加速度)	5mV / gal
出 力 抵 抗	100Ω
分解能(加速度)	フルスケールの 0.001%
直線性	フルスケールの 0.003%
ダンピング	ｈ＝0.6 ～ 0.7
ケースアライメント	誤差±１度以内
出力ノイズ	5 mV rms
横感度	0.003G / G 以下
最大出力電圧	±11 V
供給電源	±15 V（DC）
消費電流	約 10mA
動作温度	－20 ℃ ～＋70 ℃

(b) 製品寸法等



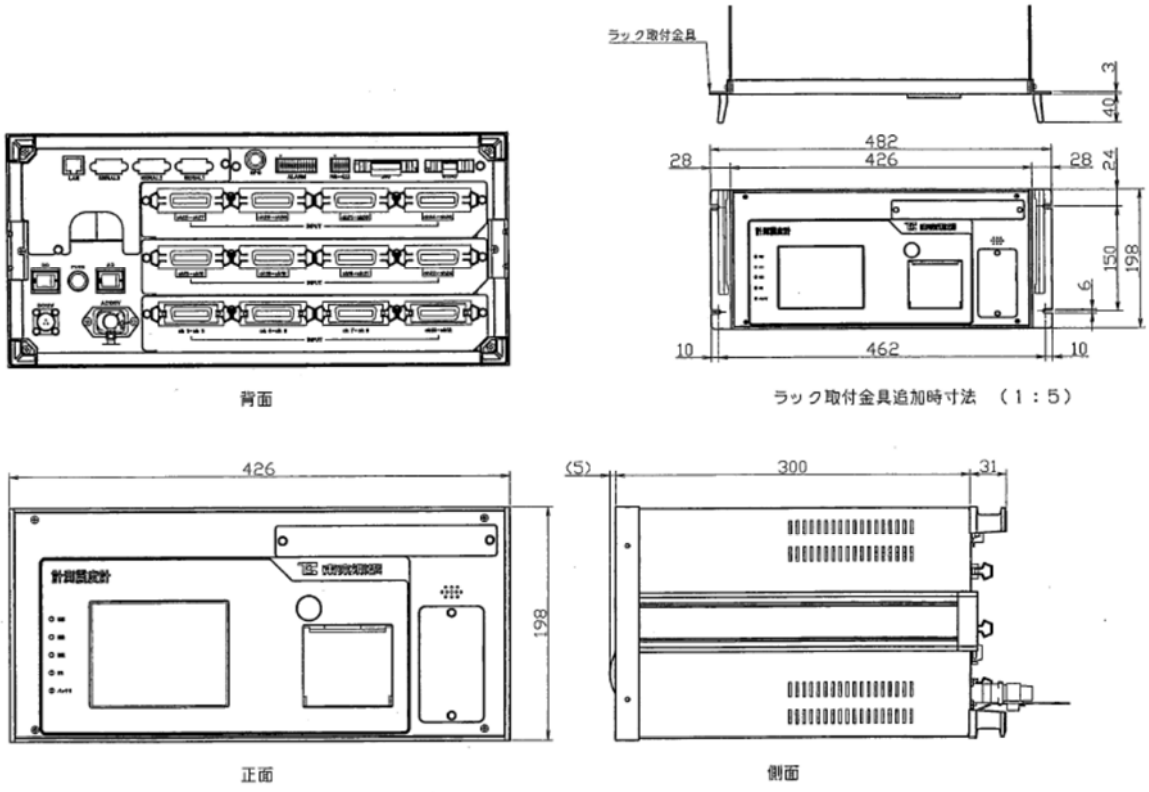
付図 1.2-8 AS-303D3BH 外形寸法

1.2.8 VIP-19（東京測振製 データ収録装置）

(a) 製品仕様及び定格

入力部	測定周波数範囲	DC～30Hz (-3dB)
	入力感度	3.255ｍＶ/Ｇａｌ
	測定範囲	加速度±3072Gal
	AD 変換器	分解能：24ｂｉｔ
	サンプリング周波数	100Hz 固定
	ローパスフィルタ	遮断周波数 30Hz (-3dB)，減衰傾度-36dB/oct バタワースフィルタ
	実効ダイナミックレンジ	120dB 以上
記録部	記録媒体	コンパクトフラッシュ 最大 2GB
	記録時間	1 地震記録 最大 10 分間
	プリトリガ時間	最長 300 秒
	ポストトリガ時間	最長 300 秒
	主な記録内容	機番
	記録編集	新しい記録ファイルを優先保存
通信部	イーサネットポート	10/100Base-TX， 1 ポート TCP/IP (telnet，FTP) 通信内容：波形転送および諸動作設定
電源部	動作電源	AC100V±10%，50/60Hz
	停電補償	内蔵バッテリで 1 時間以上のバックアップが可能
	加速度計供給電源	DC±15V
動作環境	温 度	-10℃-45℃
	湿 度	90%RH 以下
避雷対策		アレスタを実装

(b) 製品寸法等



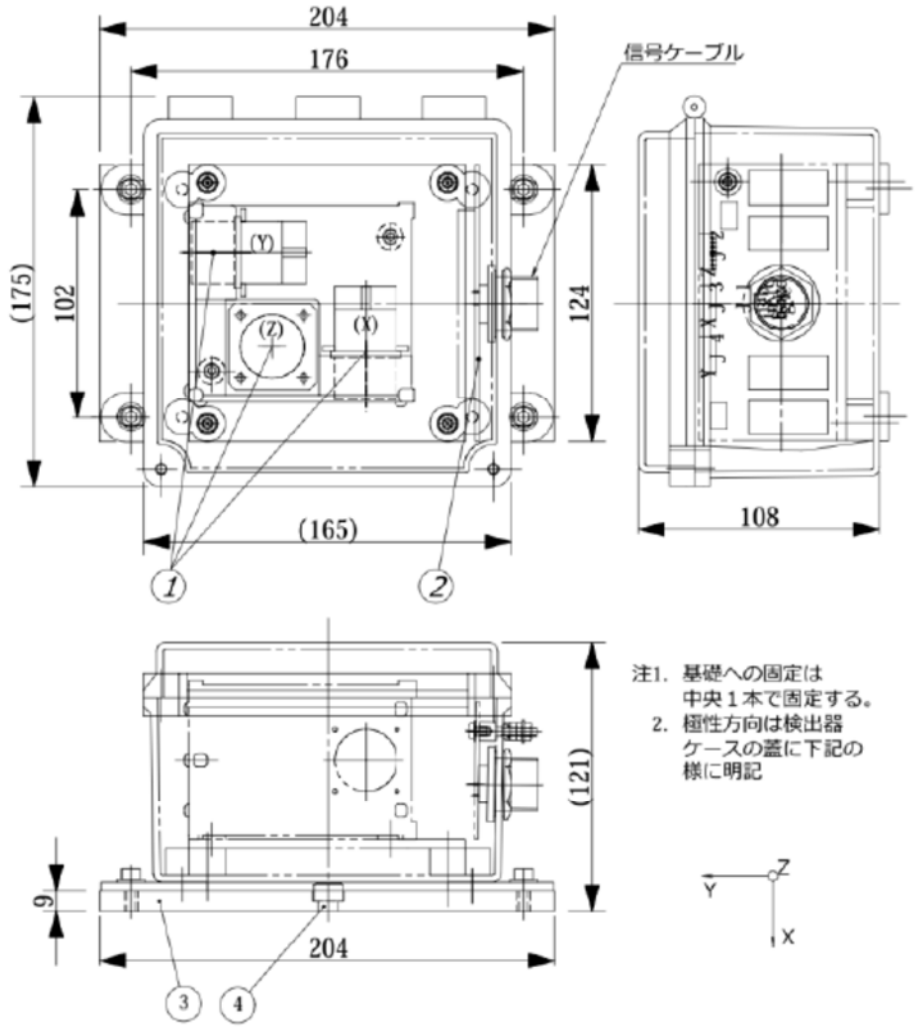
付図 1.2-8 VIP-19 外形寸法

1.2.9 JEP8A3（ミツトヨ製 サーボ型加速度センサー）

(a) 製品仕様及び定格

測定範囲	±30m/s2
分解能	1×10-6m/s2
周波数特性	DC～400Hz
出力感度	0.306V/ms-2
使用電源	V405：+15V
ケース	防滴構造
温度	-20～+60℃

(b) 製品寸法等



1	サーボ形加速度計
2	コネクタ基板
3	基礎固定板
4	基礎ボルト(注1.)

単位（mm）

付図 1.2-9　JEP8A3 外形寸法

付 1.2.10 SMAC-MDU（ミツトヨ製 データ収録装置）

(a) 製品仕様及び定格

計測	計測範囲	±2097Ga（l 3V/9.8m/s2 フルスケール）
	A/D 変換器	24 ビット
	ダイナミックレンジ	114dB
	サンプリング	200Hz、100Hz、50Hz、20Hz、10Hz、5Hz
	演算	震度：気象庁計測震度演算方式準拠 SI 値・応答値：建設省指定演算方式準拠
記録	起動および停止レベル	0.1～99.9Ga（l 0.1Gal ステップ設定可能）
	カード記録	全チャンネル（成分）加速度波形データ、起動時刻、設定値、機器状態、最大加速度値、SI 値、マスターチャンネルの最大計測震度値
	記録モード	シーケンシャルモード：2 枚のカードに連続記録 ミラーモード：2 枚のカードの同一記録
	記録媒体	メモリーカード（PCMCIA rev2.1 準拠）×2 枚装備
	記録容量	最大で 350Mbyte まで実装可能
	記録時間	100 時間以上（85Mbyte×2、50Hz サンプリング、3 成分記録）
時計	時刻修正	GPS またはラジオによる時刻修正　（オプションの GPS アンテナ・受信機ないし FM/AM ラジオ必要）
通信	通信ポート	RS-232C 準拠×2 ポート 遠隔表示ポート RS-485 準拠×1 ポート
使用環境	温度	－10℃～40℃〔据置形〕 －10℃～40℃〔ラックマウント形〕
	湿度	90%以下 RH（結露不可）〔据置形〕 80%以下 RH（結露不可）〔ラックマウント形〕
電源	使用電源	AC100V　50/60Hz　50VA
	内蔵充電池	DC12V（15A/h）〔ラックマウント形〕 DC12V（7.2A/h×2）〔据置形〕 トリクル充電方式 満充電時 3 時間以上全機能維持

(b) 製品寸法等

ラックマウント形	480（W）×441（D）×199（H）mm 約 20kg JIS ラック対応
据置形	398（W）×418（D）×210（H）mm 約 24kg 密閉構造

付録２　地震観測建築物の地震記録整理結果

本プロジェクトにおいて地震観測及び解析の対象とした以下の 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。

○観測点名称

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。

付２．○．１　観測点情報（建築物諸元、地盤情報、機器配置及び方位）
付２．○．２　観測記録概要（震源位置等）
付２．○．３　最大加速度、最大速度、計測震度
付２．○．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
付２．○．５　建築物の固有振動数と減衰定数
付２．○．６　フーリエスペクトル比
＊付２．○．７　2011 年東北地方太平洋沖地震の記録

付 2.1　UTM 観測点

2.1.1 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 ㎡
延床面積	1625.93 ㎡
軒高	15.5m

写真 1.1　建築物外観

(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)

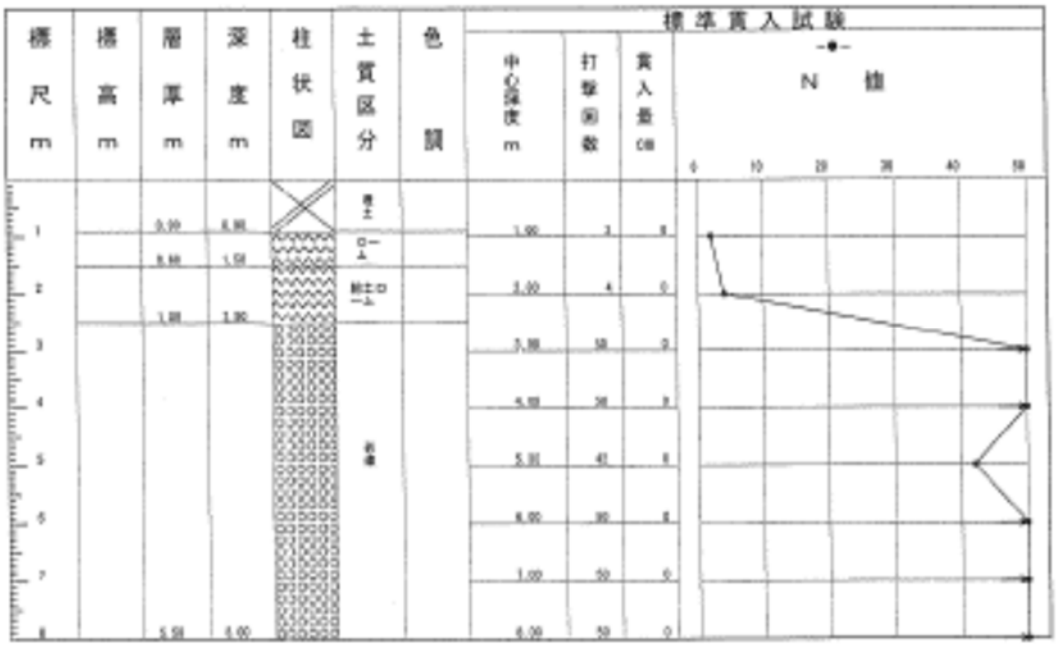


図 1.1　土質柱状図

(3) 機器配置及び方位

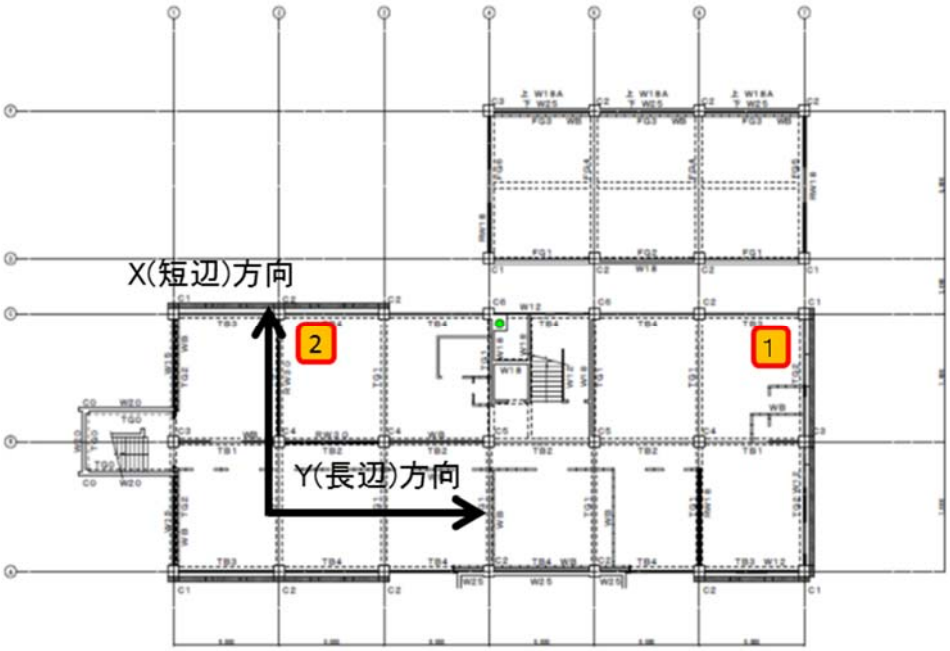


図 1.2 地盤及び建築物内部での加速度計配置

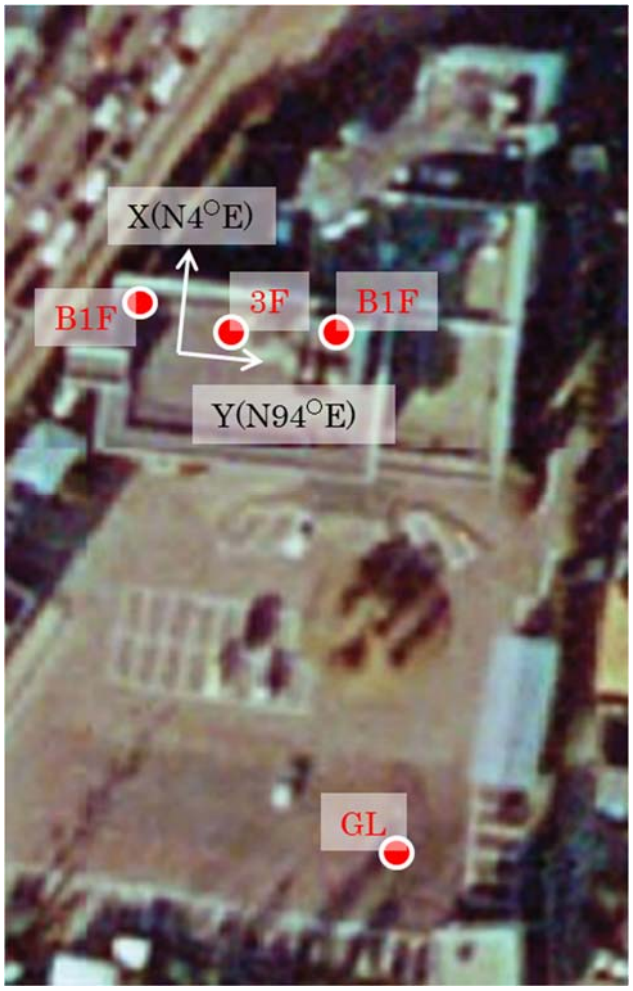


図 1.3 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

2.1.2 観測記録概要

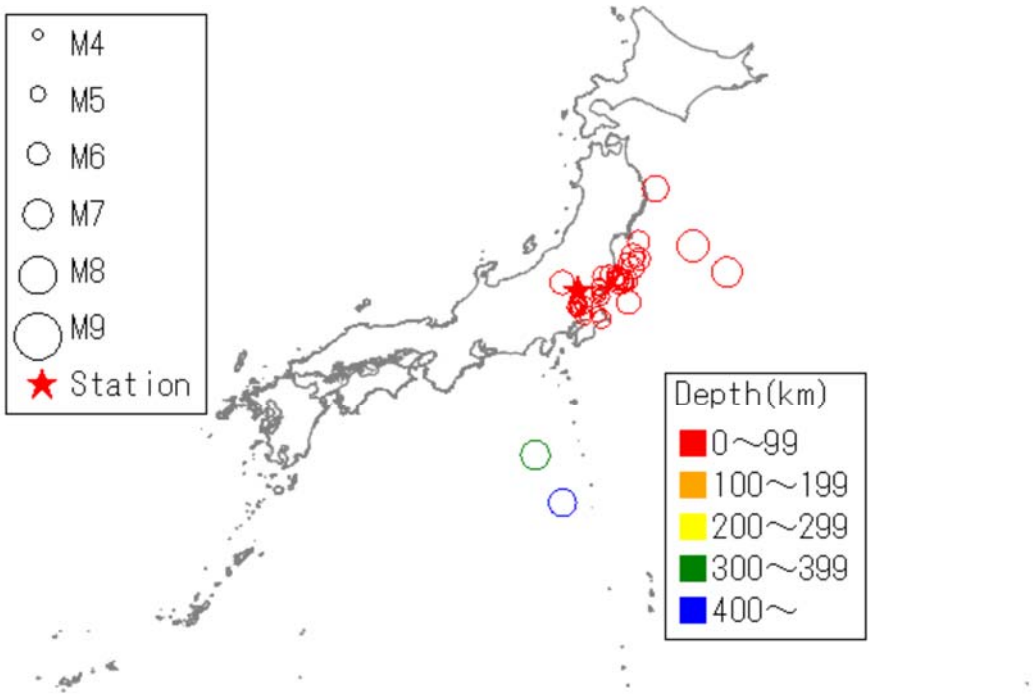


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

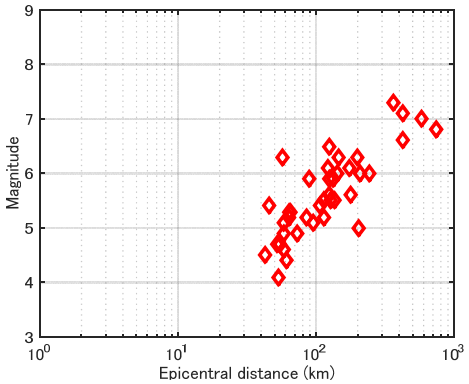


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

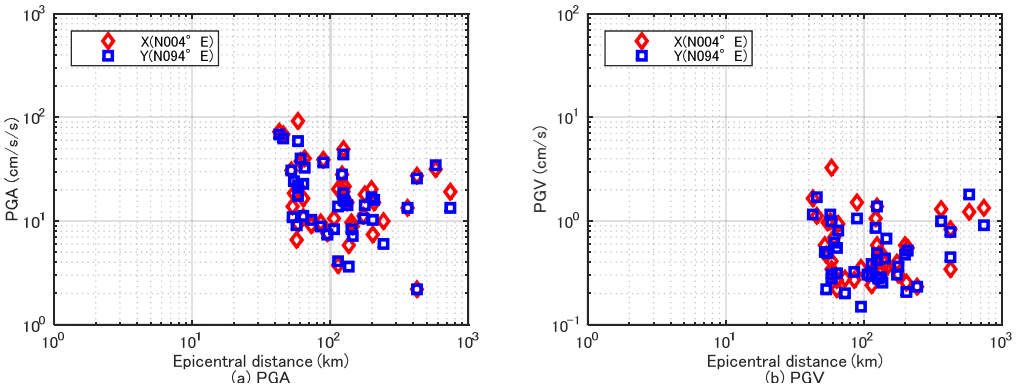


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

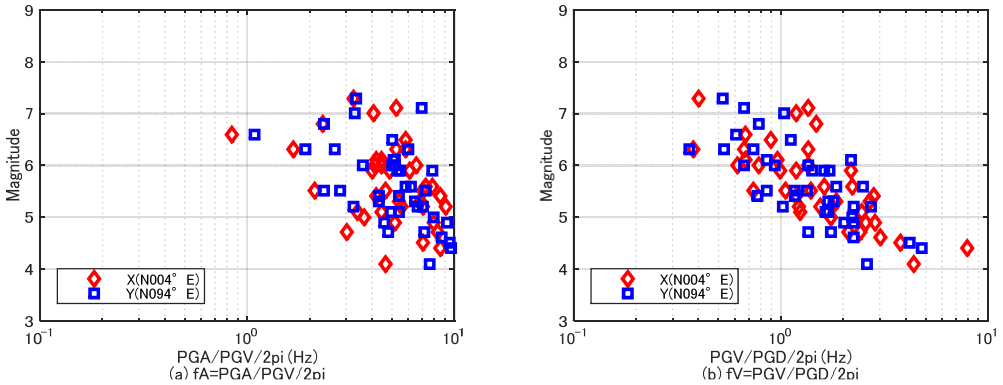


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

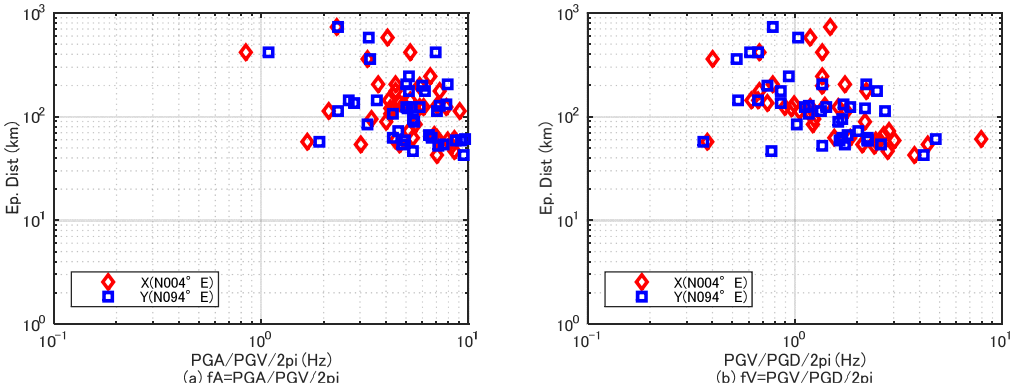


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.1.3 最大加速度、最大速度、計測震度

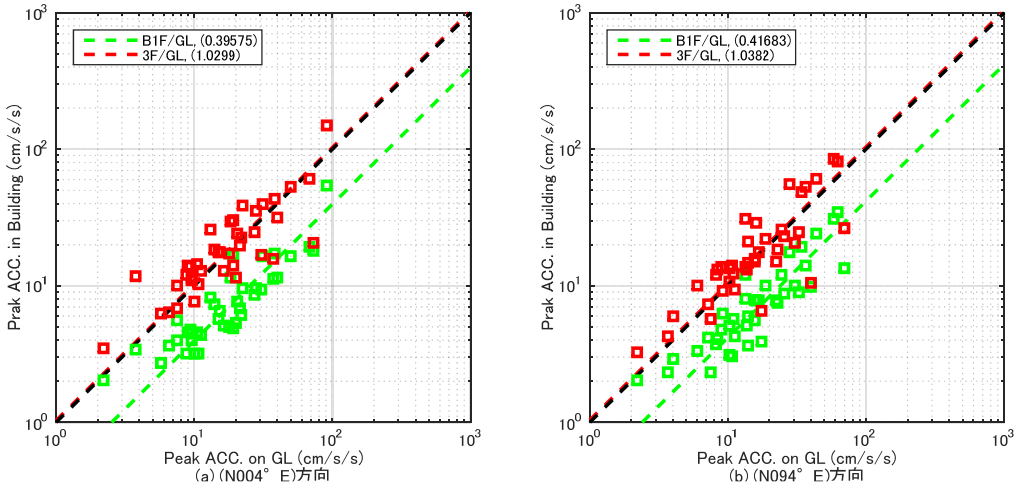


図 3.1 GL の最大加速度と B1F 及び 3F の最大加速度の関係

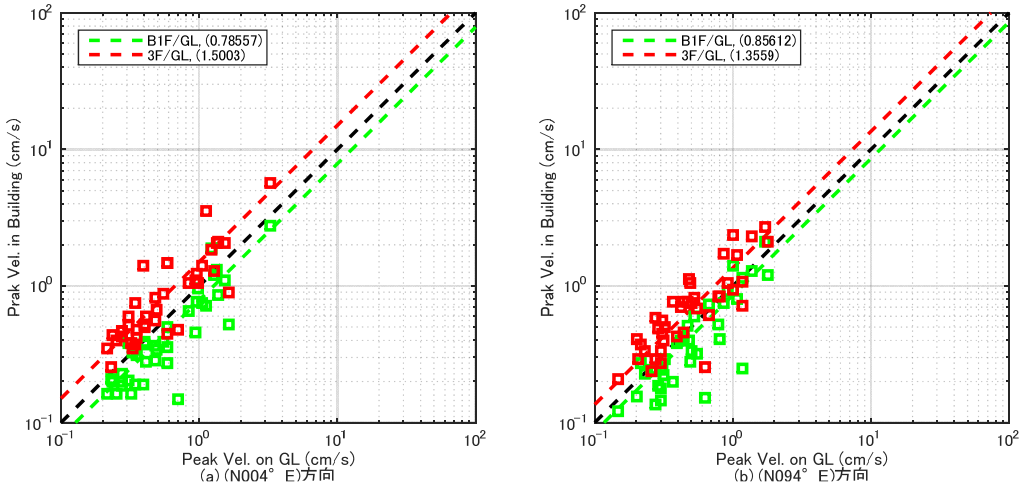


図 3.2 GL の最大速度と B1F 及び 3F の最大速度の関係

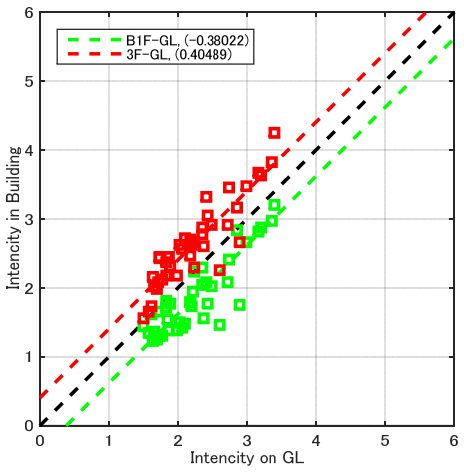


図 3.3 GL の計測震度と B1F 及び 3F の計測震度の関係

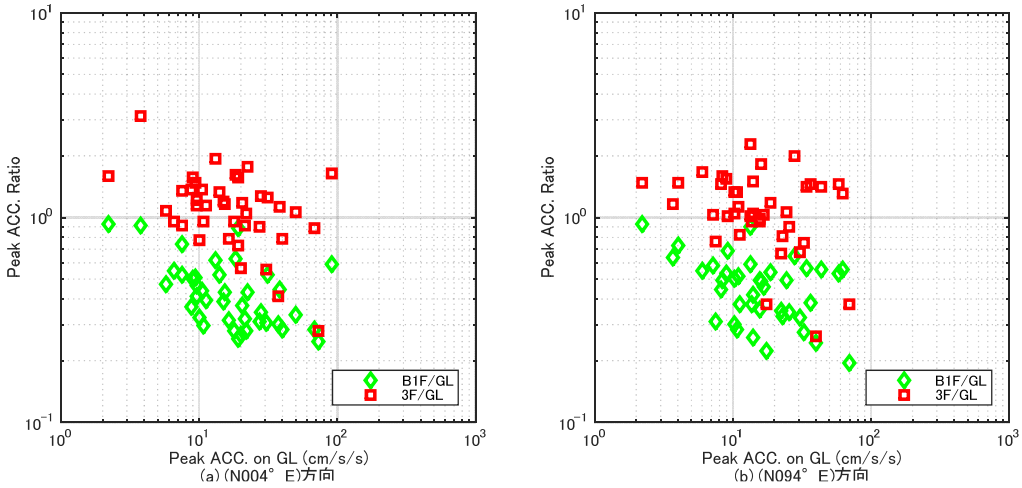


図 3.4 GL の最大加速度と B1F/GL 及び 3F/GL の最大加速度比の関係

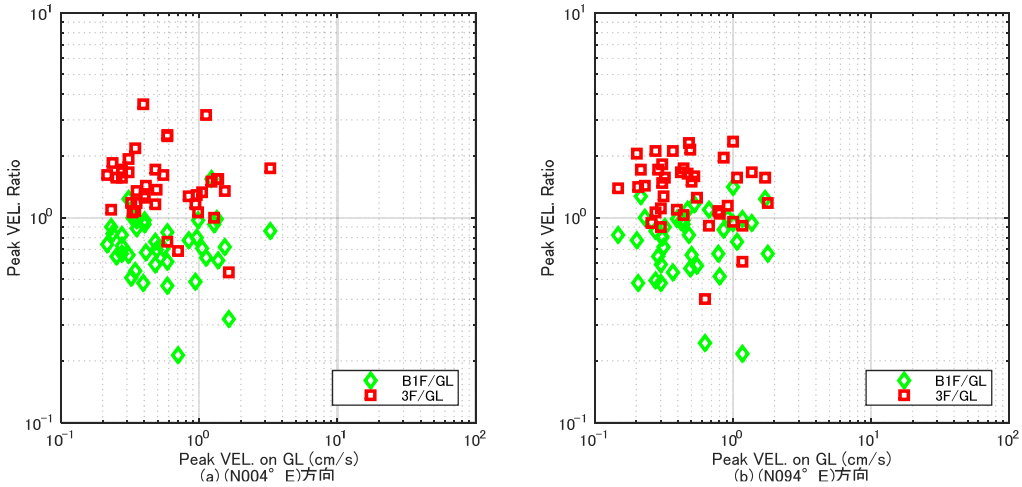


図 3.5 GL の最大速度と B1F/GL 及び 3F/GL の最大速度比の関係

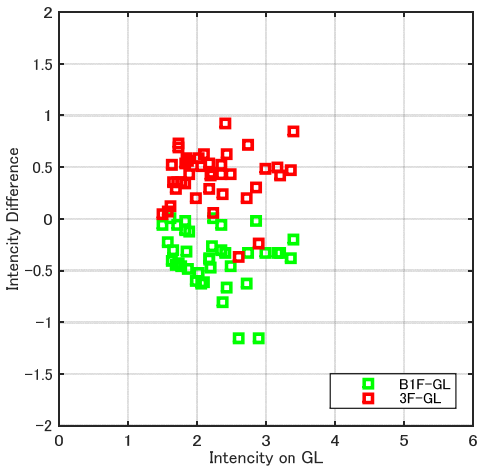


図 3.6 GL の最大震度と B1F-GL 及び 3F-GL の計測震度差の関係

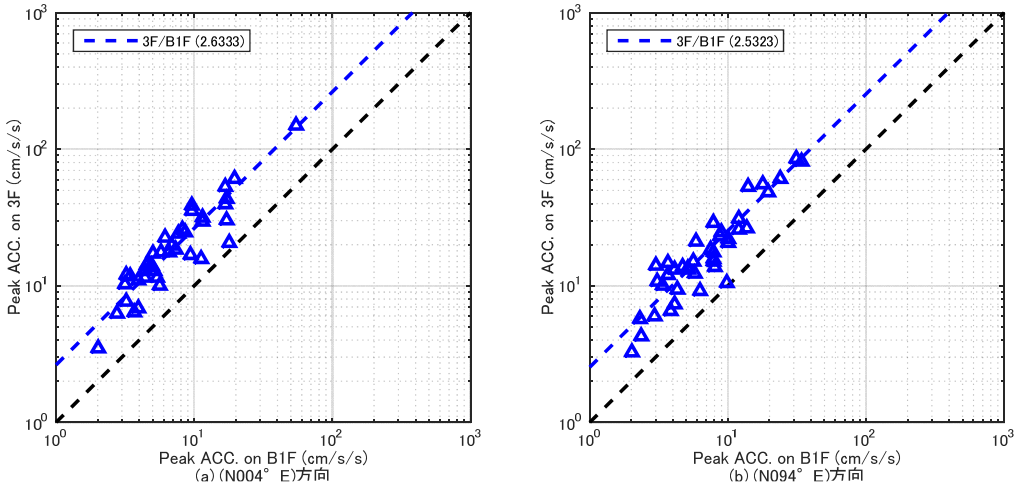


図 3.7 B1F の最大加速度と 3F の最大加速度の関係

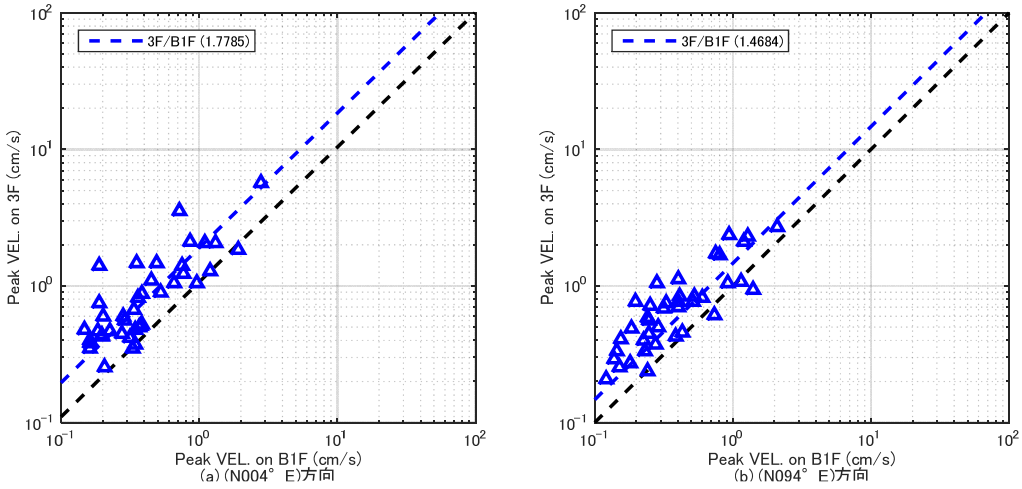


図 3.8 B1F の最大速度と 3F の最大速度の関係

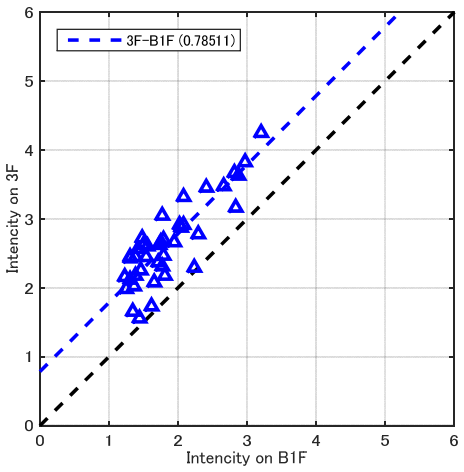


図 3.9 B1F の計測震度と 3F の計測震度の関係

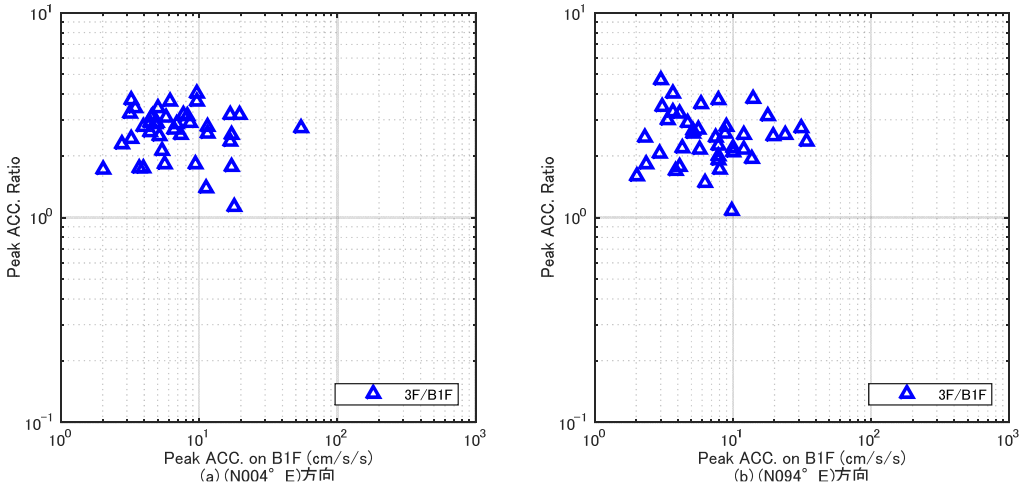


図 3.10 B1F の最大加速度と 3F/B1F の最大加速度比の関係

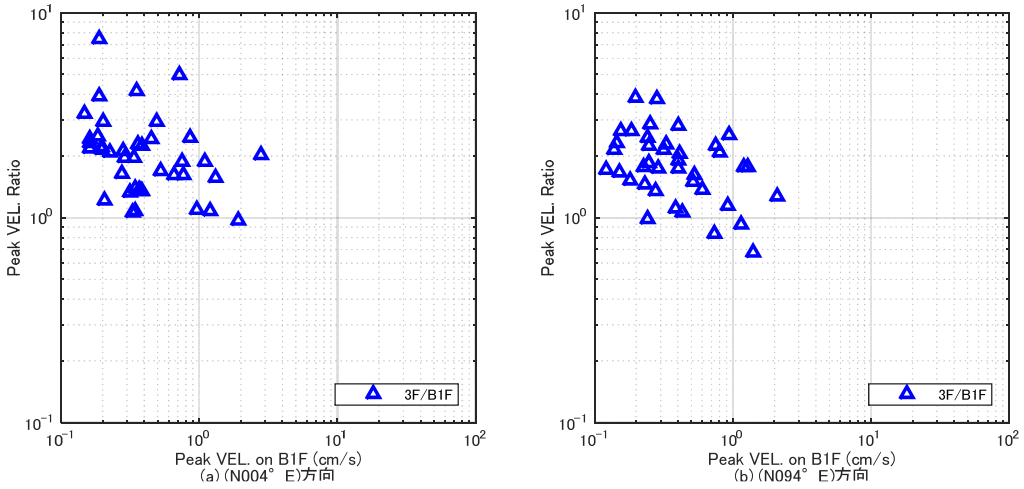


図 3.11 B1F の最大速度と 3F/B1F の最大速度比の関係

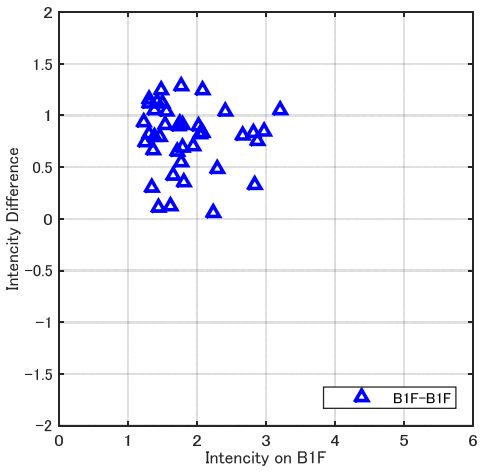


図 3.12 B1F の計測震度と 3F-B1F の計測震度差の関係

2.1.4 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

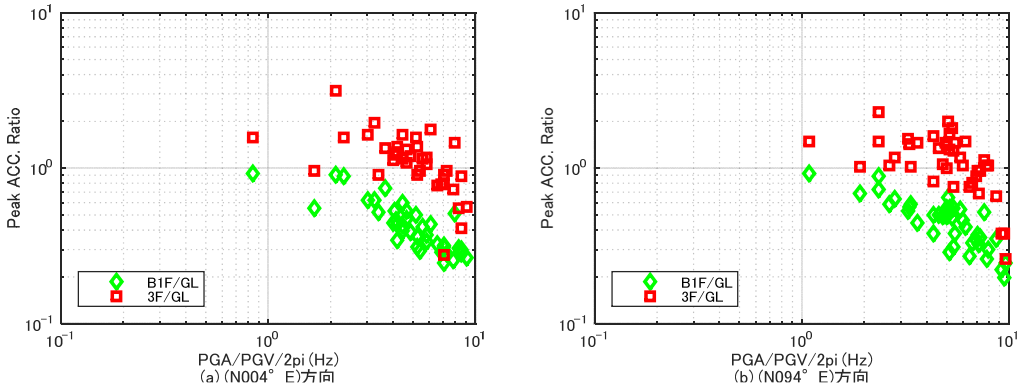


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(3F/GL, B1F/GL)の関係

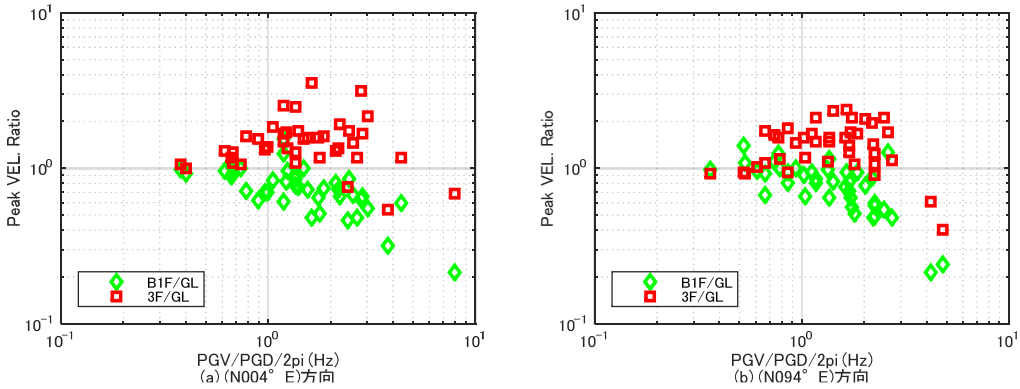


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(3F/GL, B1F/GL)の関係

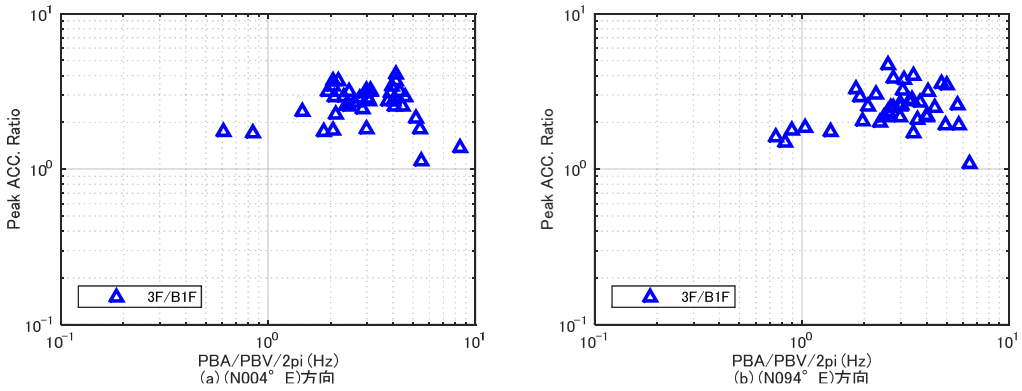


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(3F/B1F)の関係

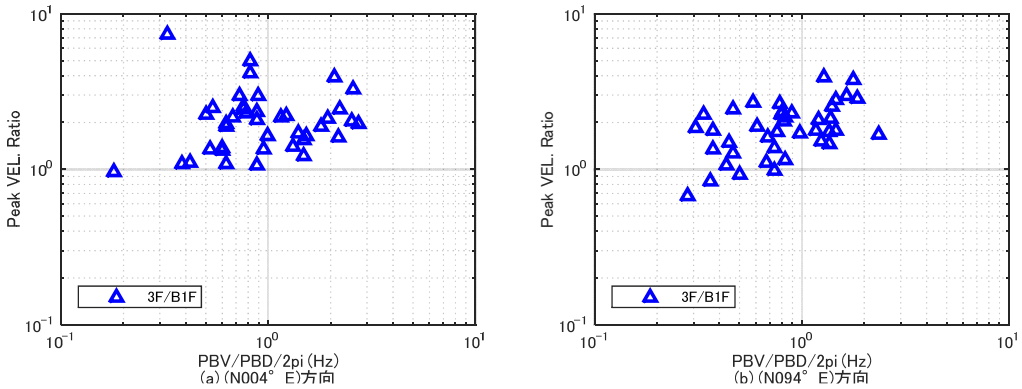


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(3F/B1F)の関係

2.1.5 建築物の固有振動数と減衰定数

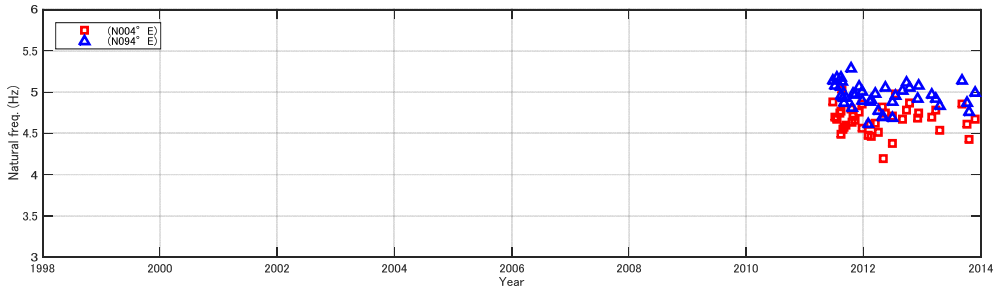


図 5.1 固有振動数(3F/B1F)の経年推移

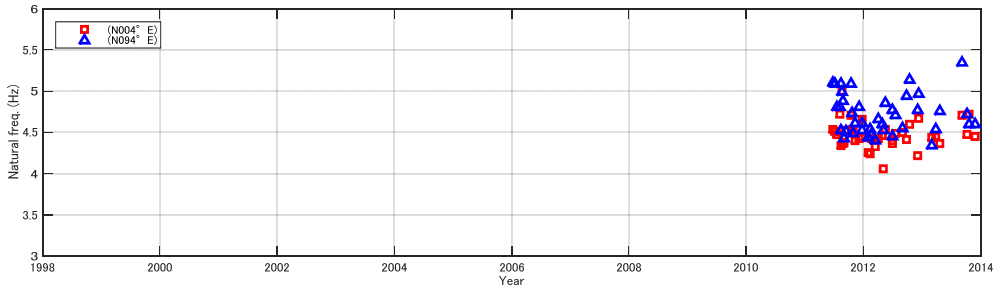


図 5.2 固有振動数(3F/GL)の経年推移

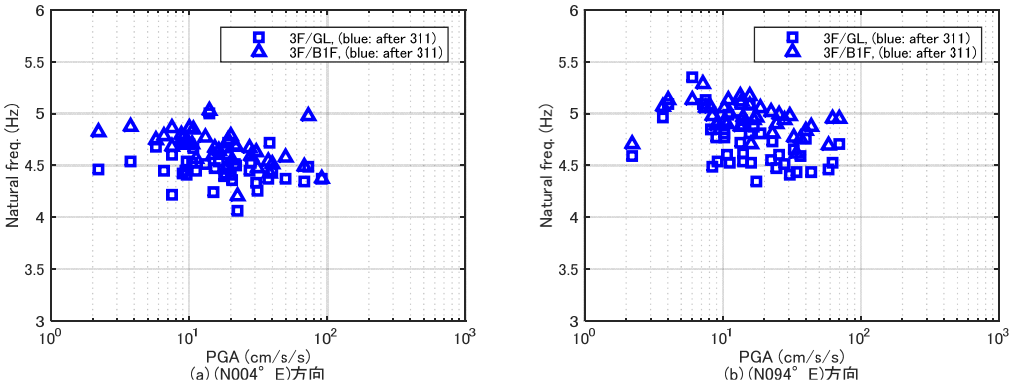


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.1.6 フーリエスペクトル比

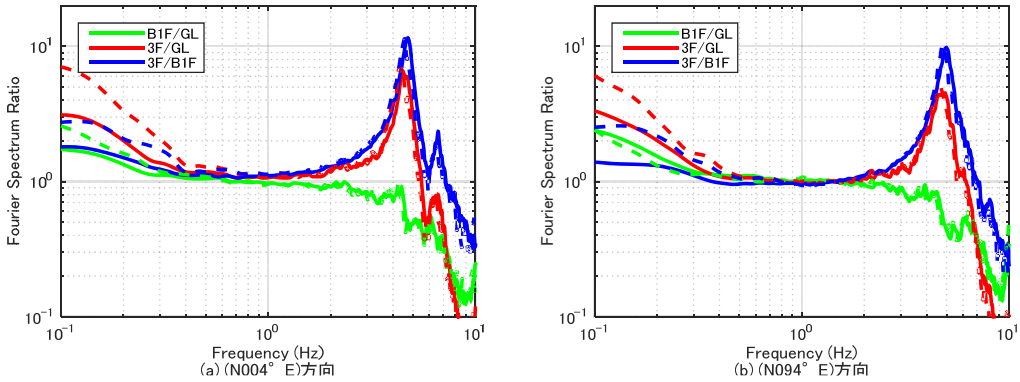


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線：震度 2，破線：震度 3

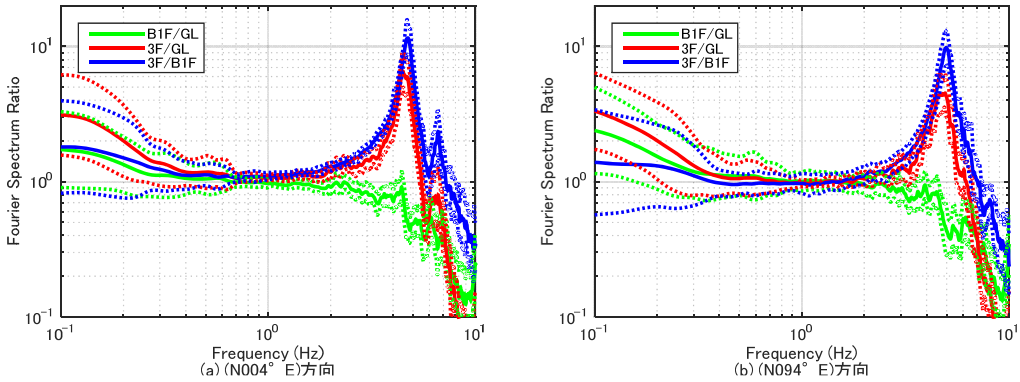


図 6.2 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

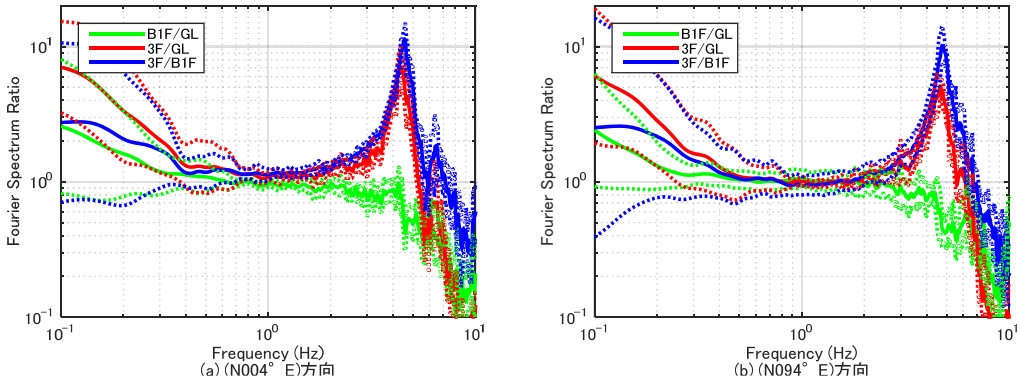


図 6.3 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

付 2.2　EDG 観測点

2.2.1 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), 基礎根入れ深さ 1.5m
階数	地上 3 階
建築面積	1587 ㎡
延床面積	4354 ㎡
軒高	14.3m

写真 1.1　建築物外観

(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)

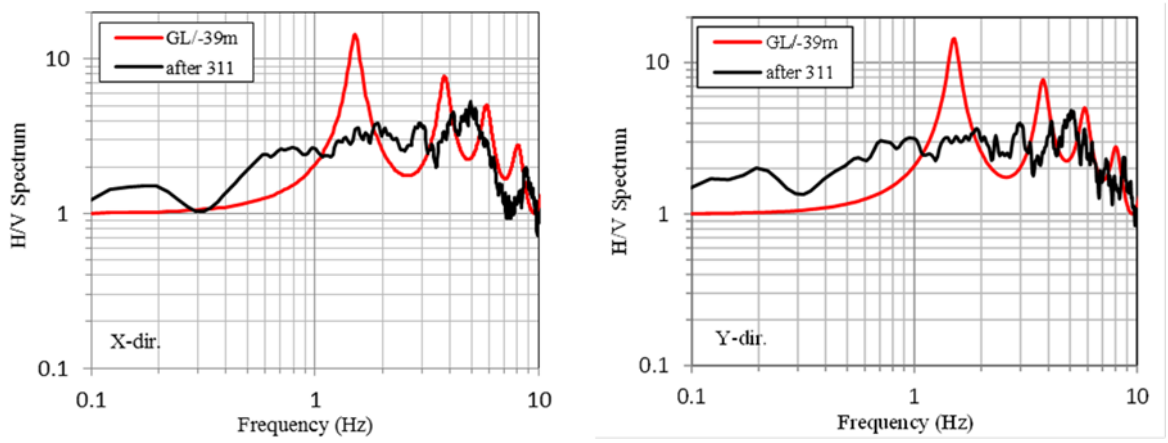


図 1.1　SH 増幅特性と震度毎の平均 H/V スペクトル

調　査　名　：　千葉県野田市に立地する地震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

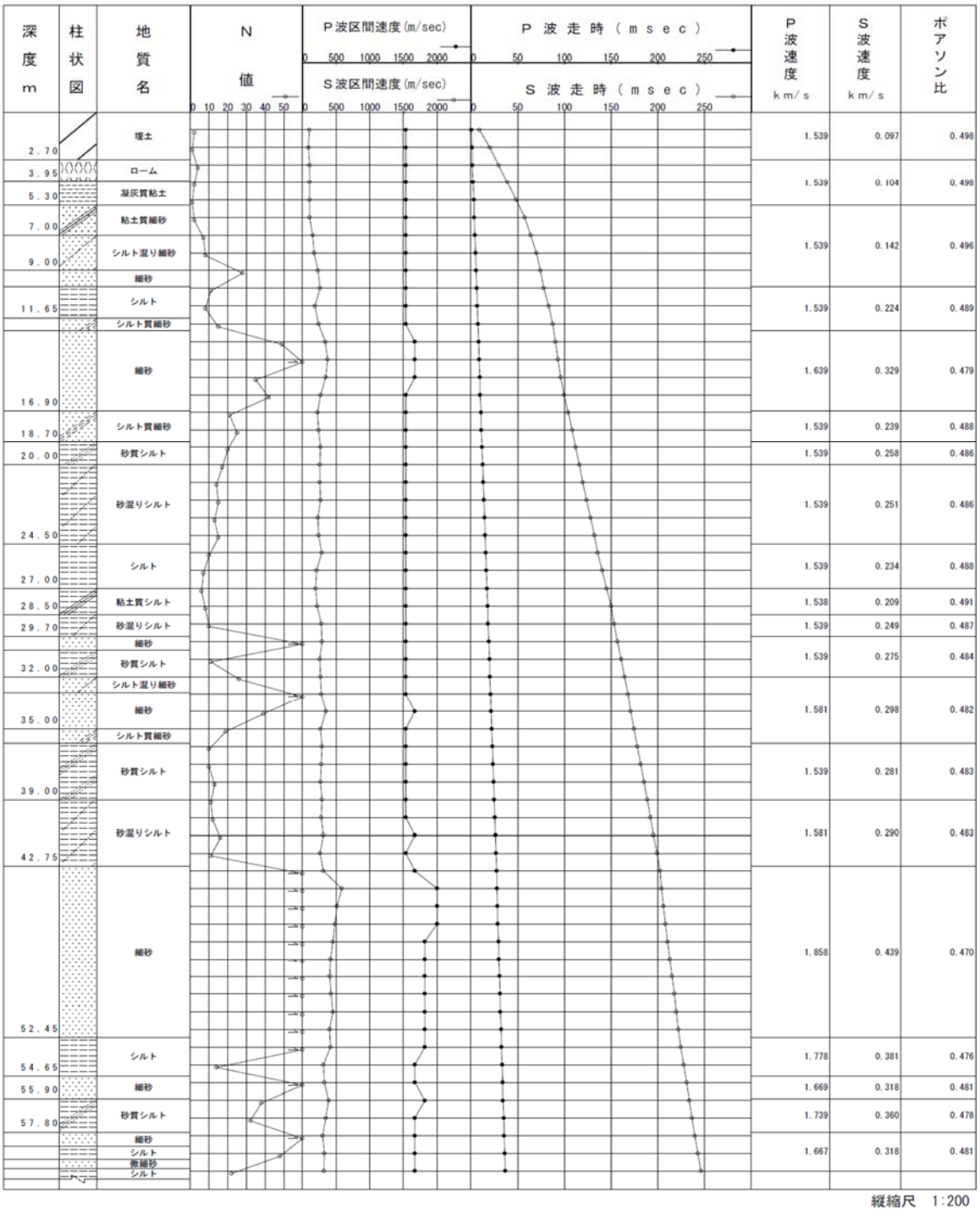


図 1.2 土質柱状図

(3) 機器配置及び方位

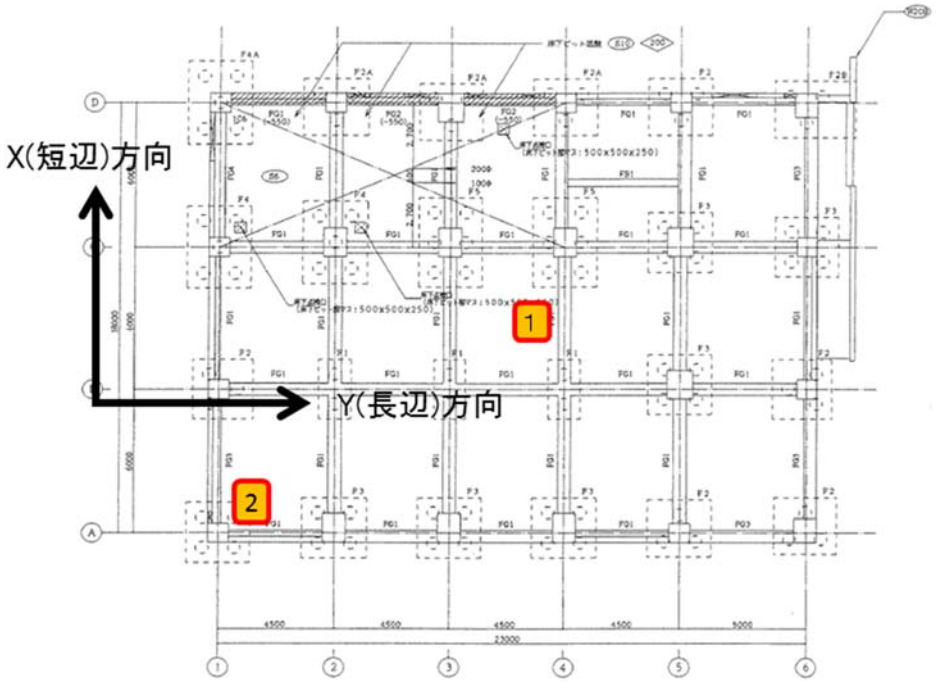


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

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

２．観測記録概要

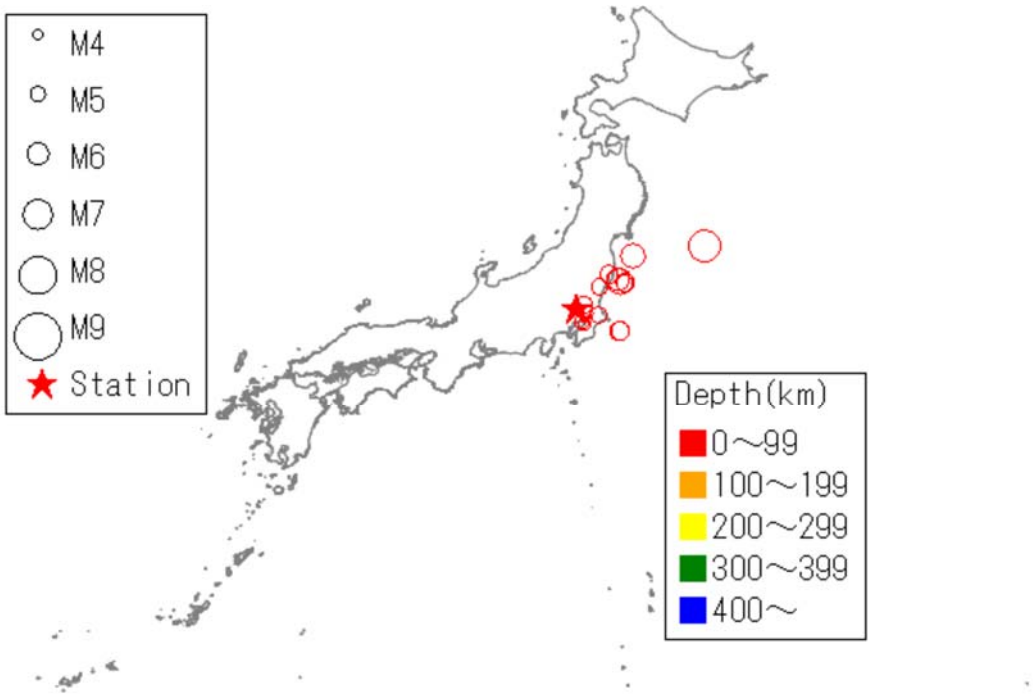


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

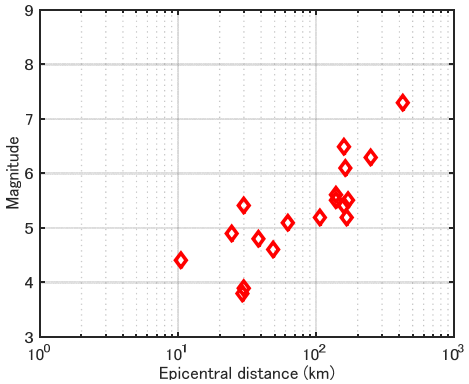


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

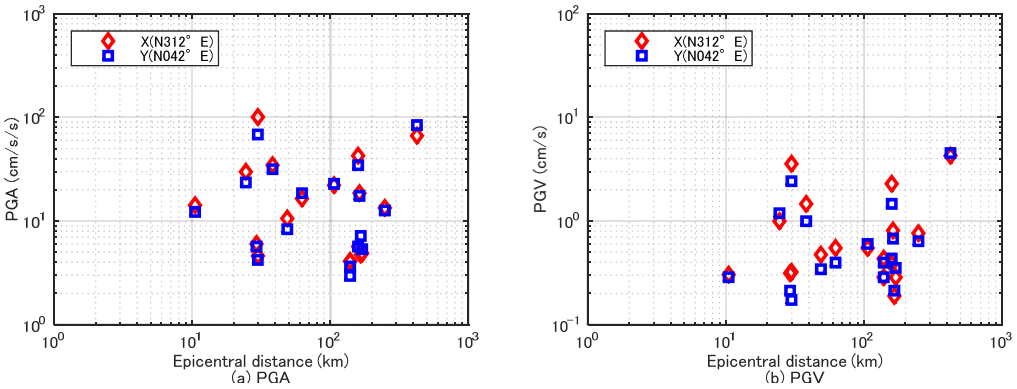


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

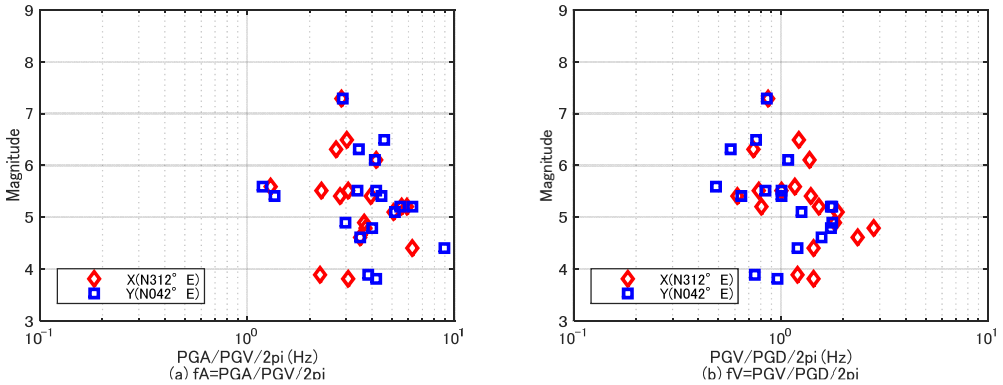


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

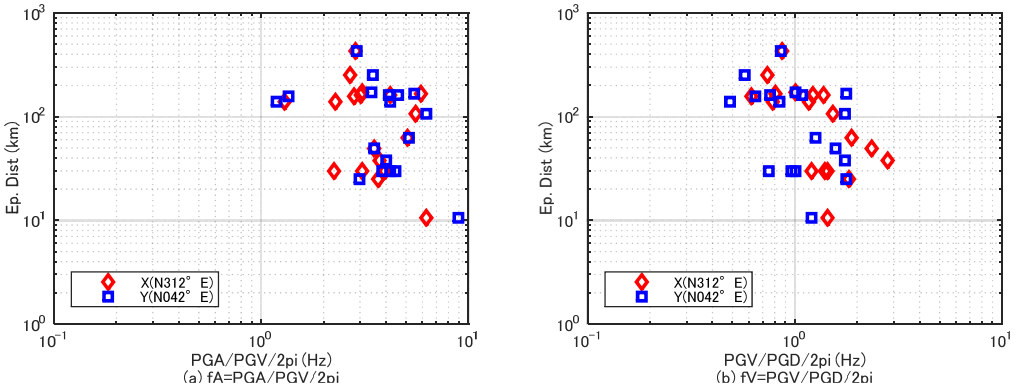


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.2.3　最大加速度、最大速度、計測震度

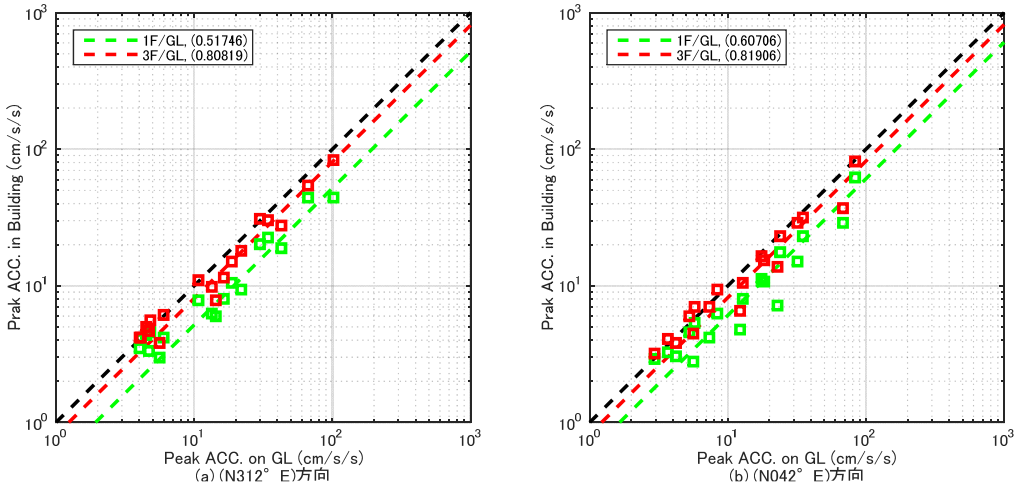


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 3F の最大加速度の関係

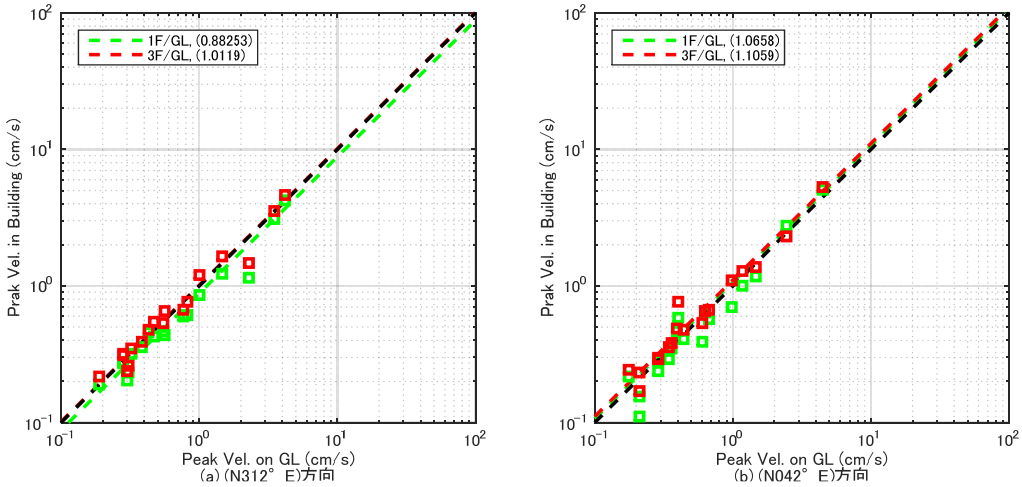


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 3F の最大速度の関係

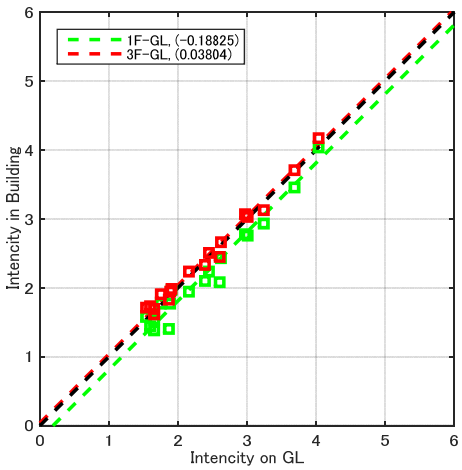


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 3F の計測震度の関係

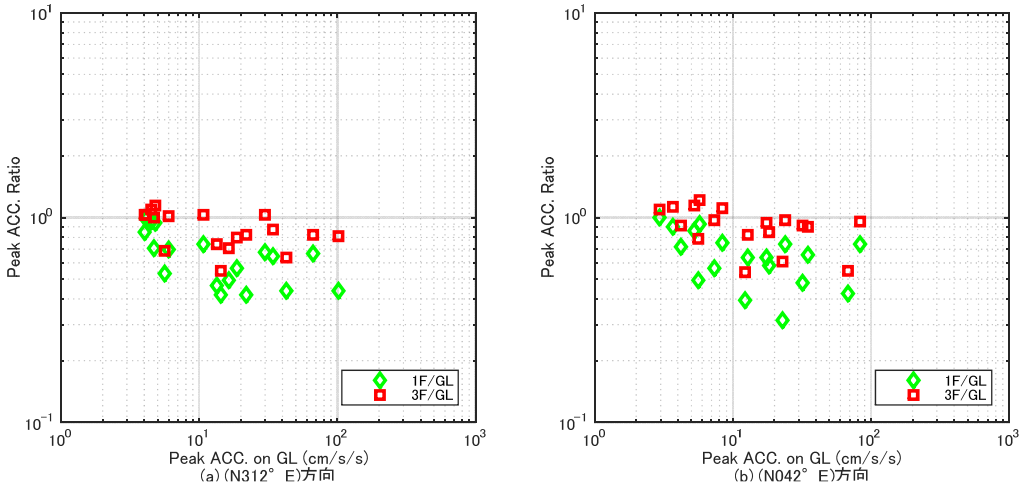


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 3F/GL の最大加速度比の関係

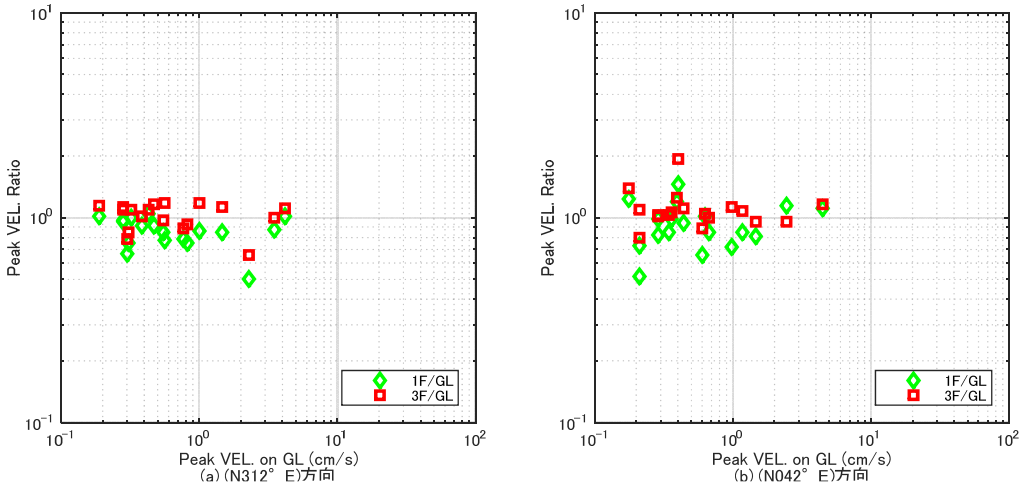


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 3F/GL の最大速度比の関係

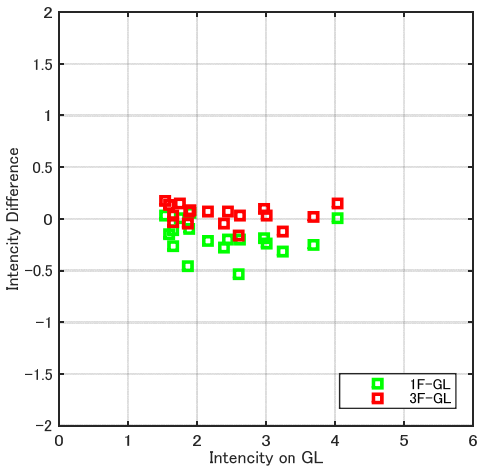


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び 3F-GL の計測震度差の関係

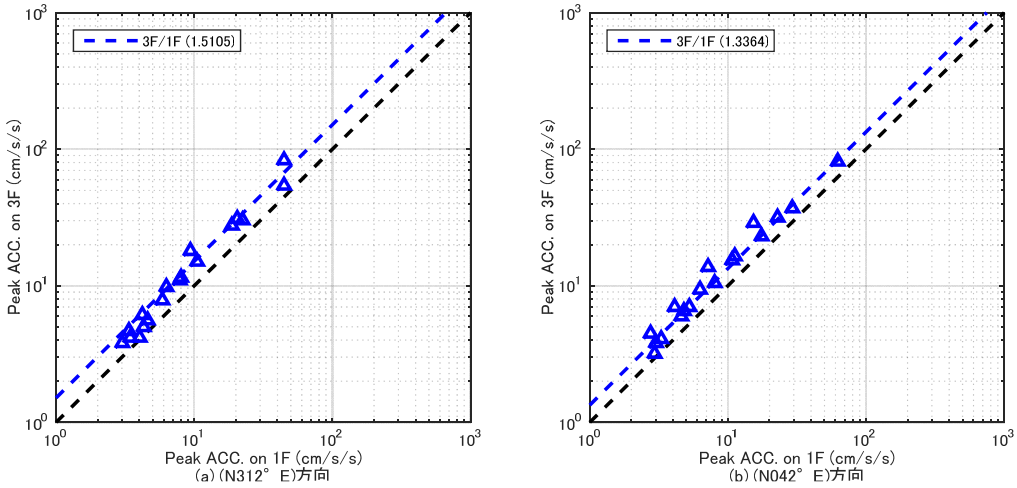


図 3.7 1F の最大加速度と 3F の最大加速度の関係

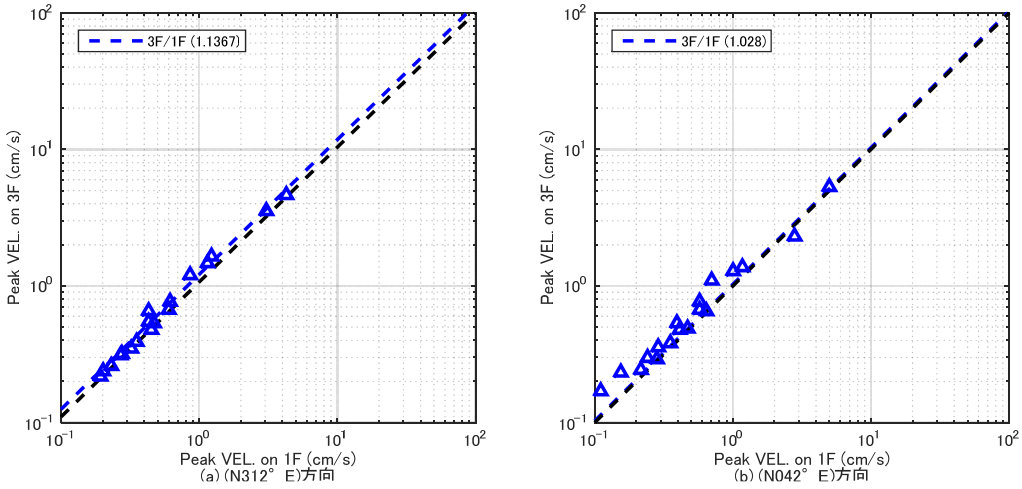


図 3.8 1F の最大速度と 3F の最大速度の関係

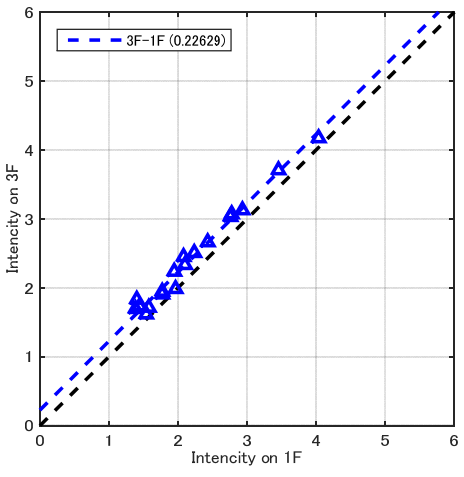


図 3.9 1F の計測震度と 3F の計測震度の関係

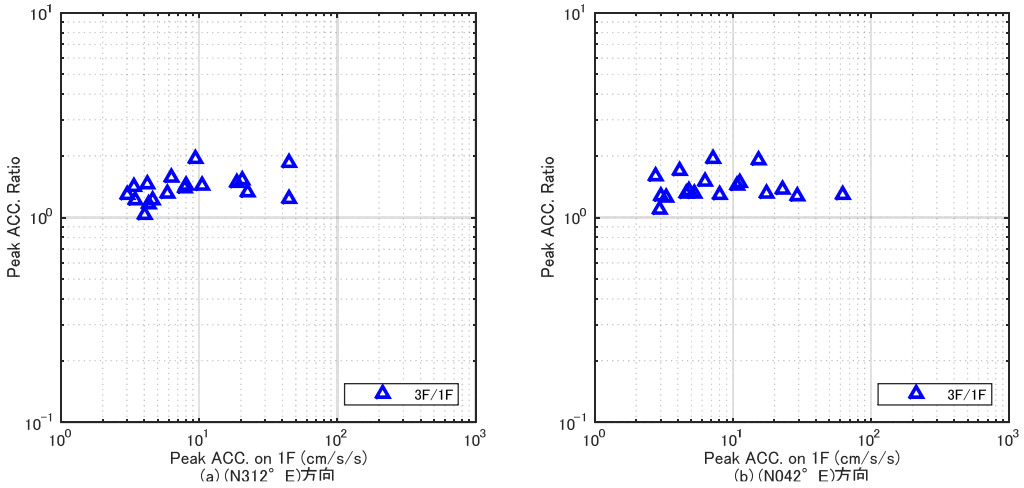


図 3.10 1F の最大加速度と 3F/1F の最大加速度比の関係

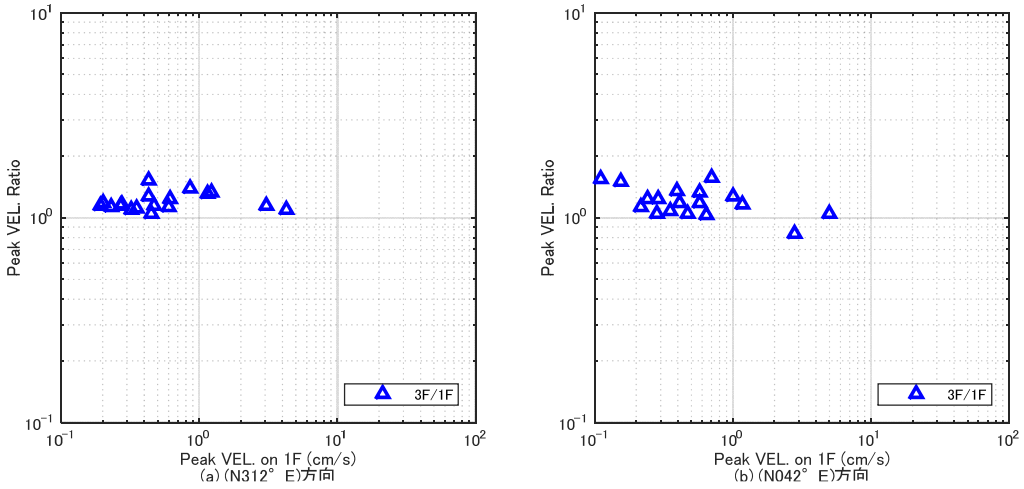


図 3.11 1F の最大速度と 3F/1F の最大速度比の関係

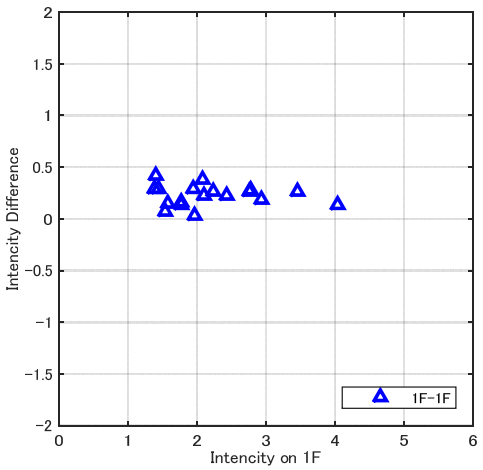


図 3.12 1F の計測震度と 3F-1F の計測震度差の関係

2.2.4　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

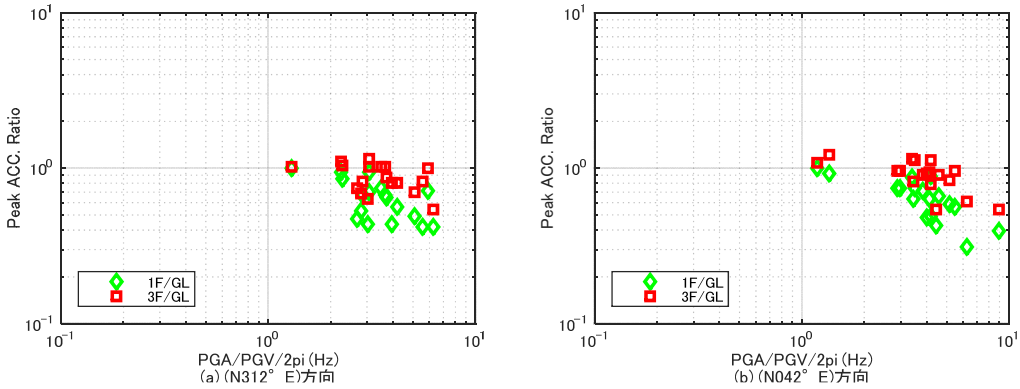


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(3F/GL, 1F/GL)の関係

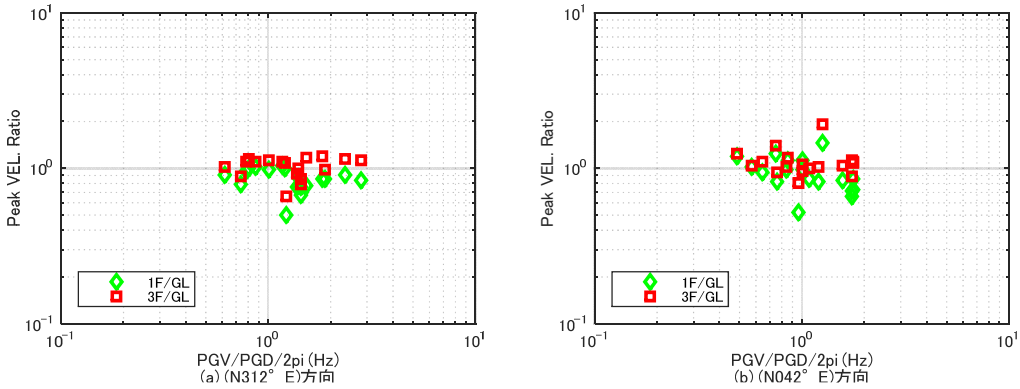


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(3F/GL, 1F/GL)の関係

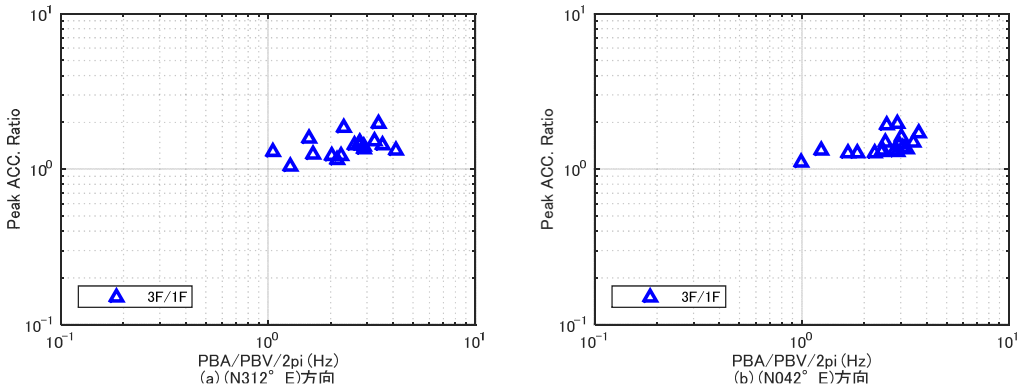


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(3F/1F)の関係

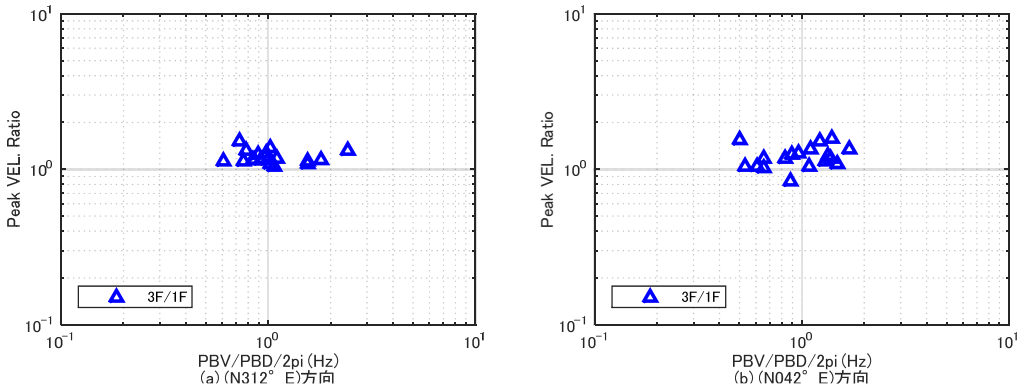


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(3F/1F)の関係

2.2.5 固有振動数

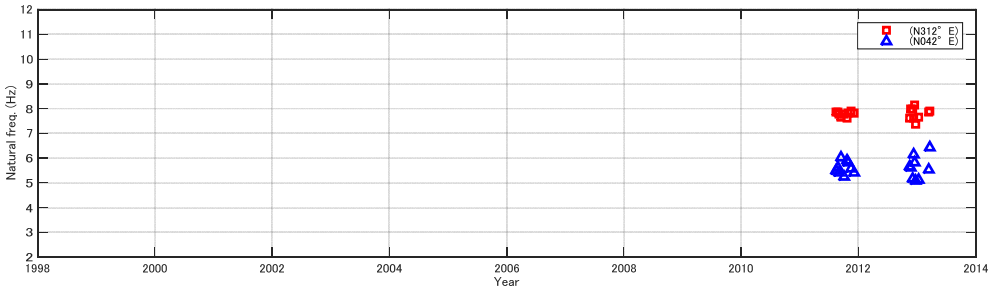


図 5.1 固有振動数(3F/1F)の経年推移

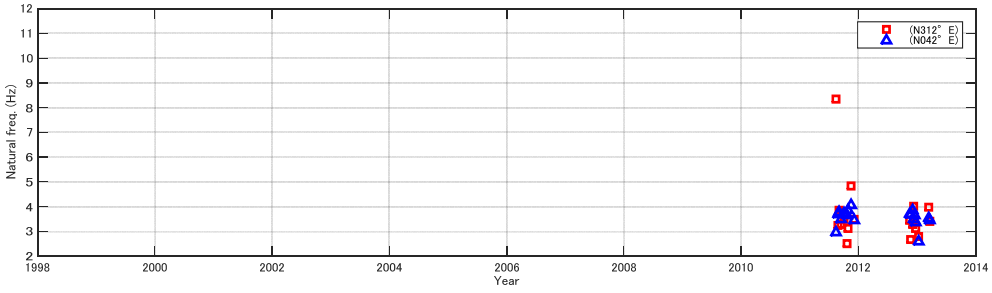


図 5.2 固有振動数(3F/GL)の経年推移

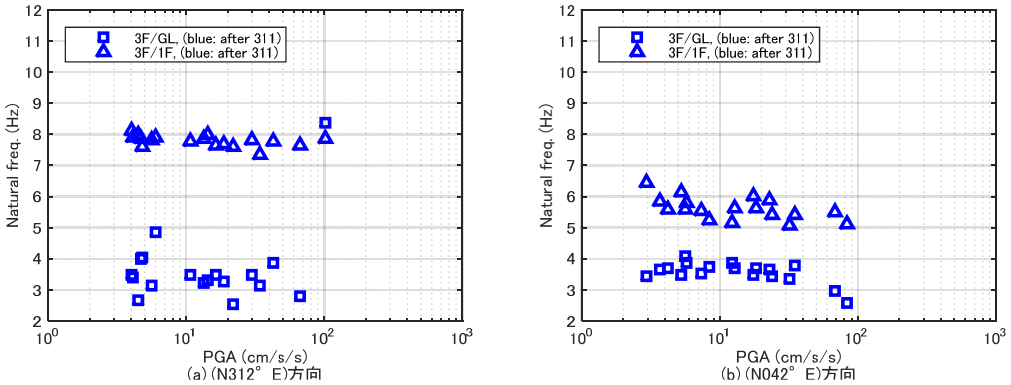


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.2.6 フーリエスペクトル比

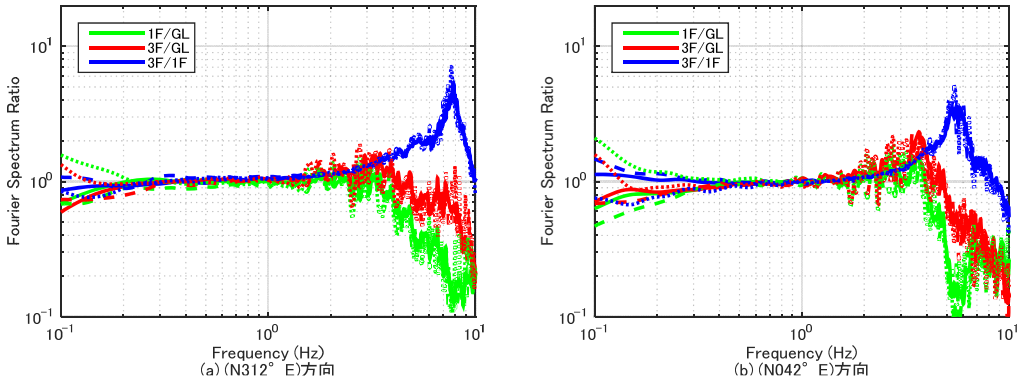


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※太線: 震度 2, 中線: 震度 3, 点線: 震度 4

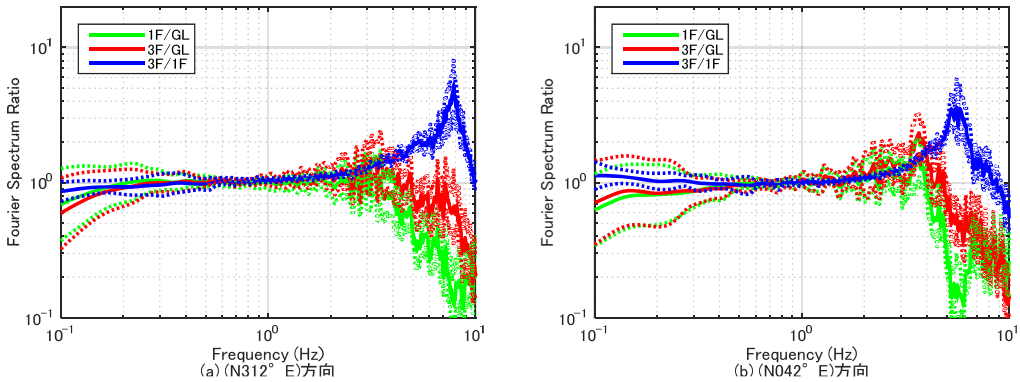


図 6.2 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線:平均±σ

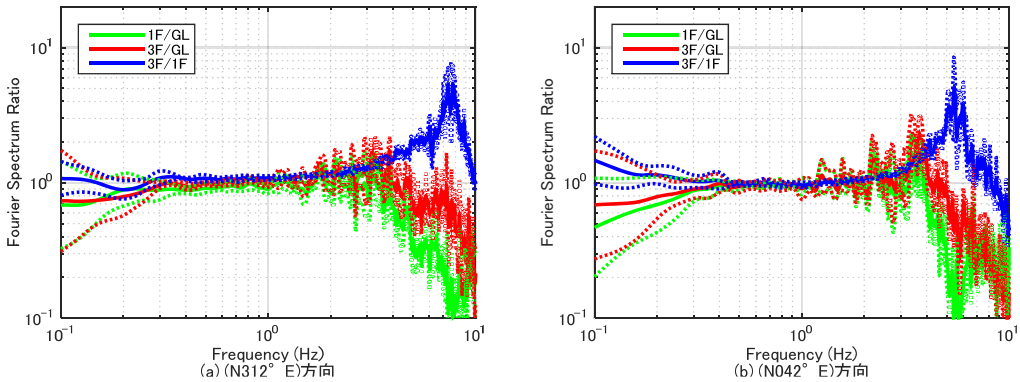


図 6.3 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線:平均±σ

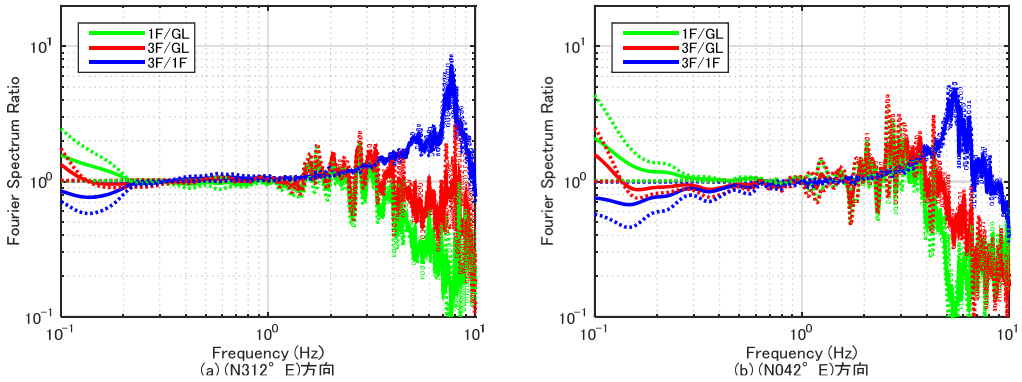


図 6.4 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線:平均±σ

付 2.3　TKS 観測点

2.3.1 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，φ300(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 ㎡
延床面積	2647.7 ㎡
軒高	14.03m

写真 1.1　建築物外観

(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)

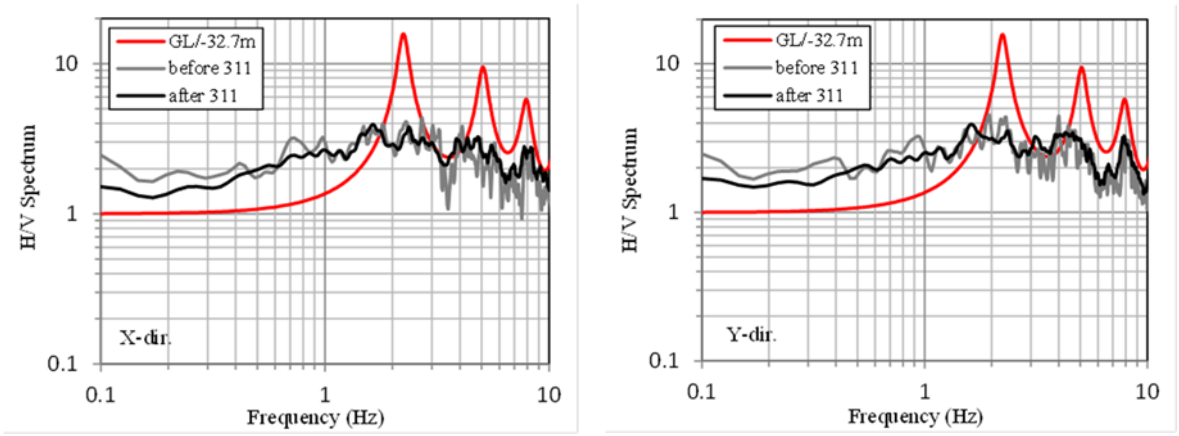


図 1.1　SH 増幅特性と震度毎の平均 H/V スペクトル

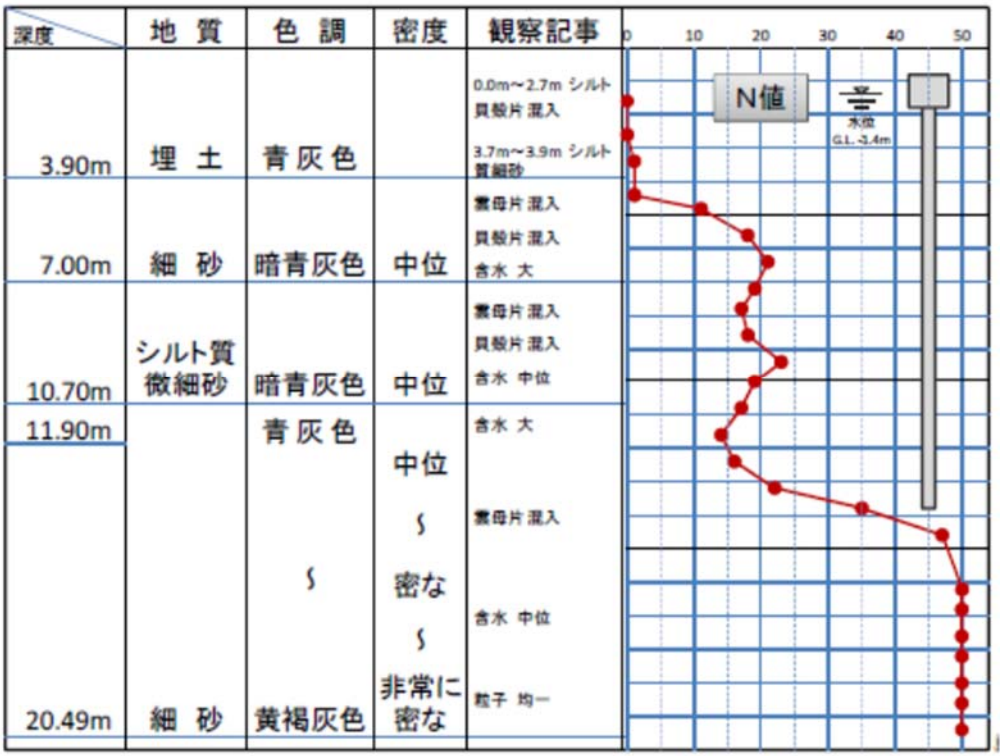

深度
地 質
色 調
密度
観察記事
0
10
20
30
40
50
N値
水位
G.L. -3.4m
0.0m～2.7m シルト
貝殻片 混入
3.7m～3.9m シルト
質細砂
3.90m
埋 土
青灰色
雲母片 混入
貝殻片 混入
含水 大
7.00m
細 砂
暗青灰色
中位
雲母片 混入
貝殻片 混入
含水 中位
10.70m
シルト質
微細砂
暗青灰色
中位
11.90m
青灰色
含水 大
中位
雲母片 混入
〃
密な
〃
含水 中位
非常に
密な
粒子 均一
20.49m
細 砂
黄褐灰色

図 1.2 土質柱状図

(3) 機器配置及び方位

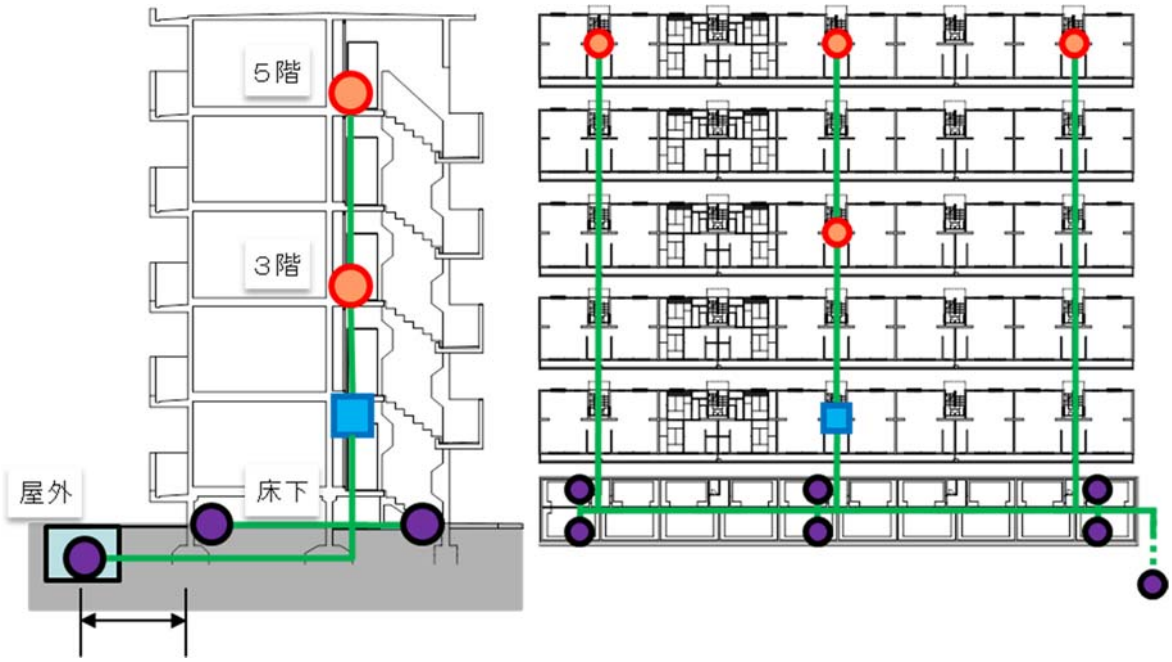


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

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

2.3.2 観測記録

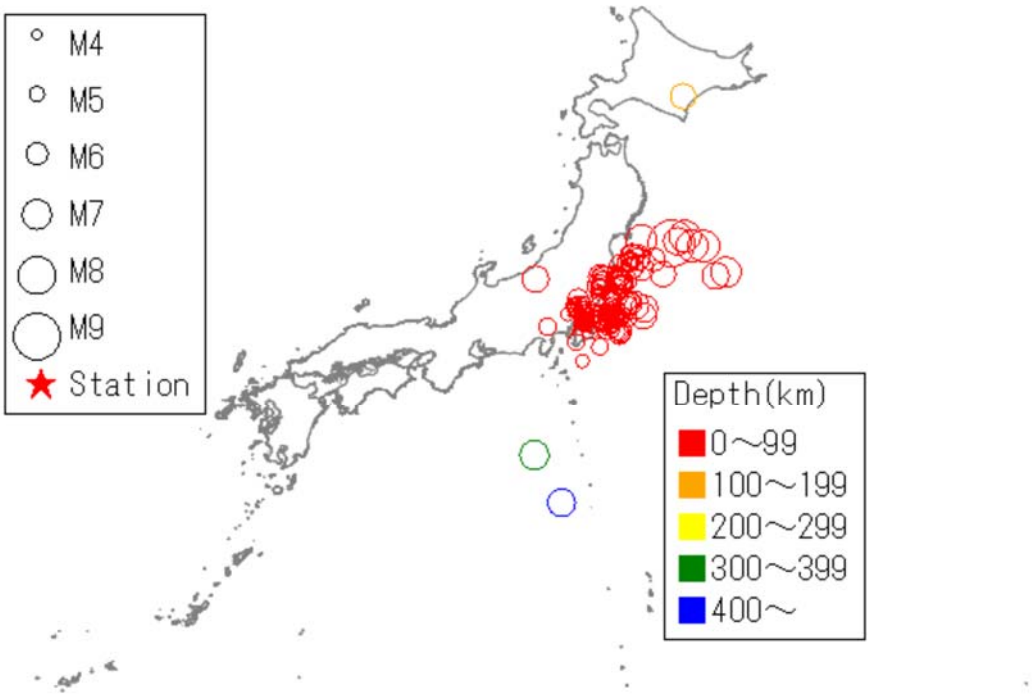


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

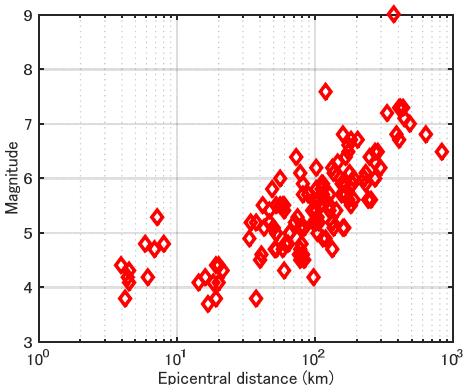


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

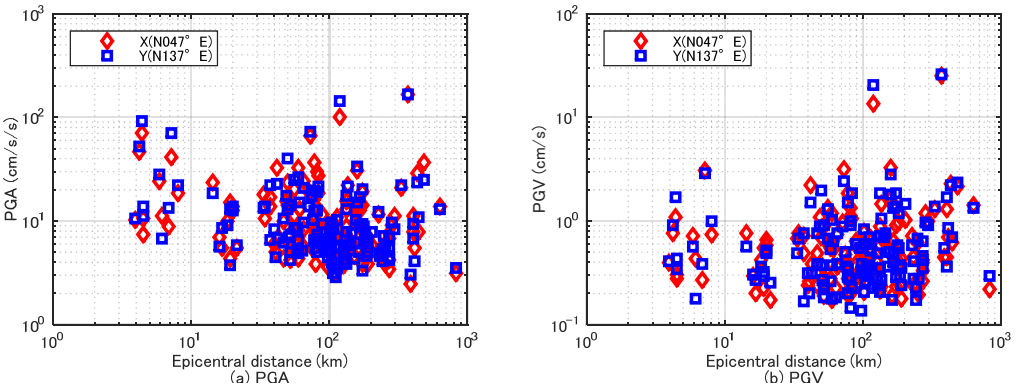


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

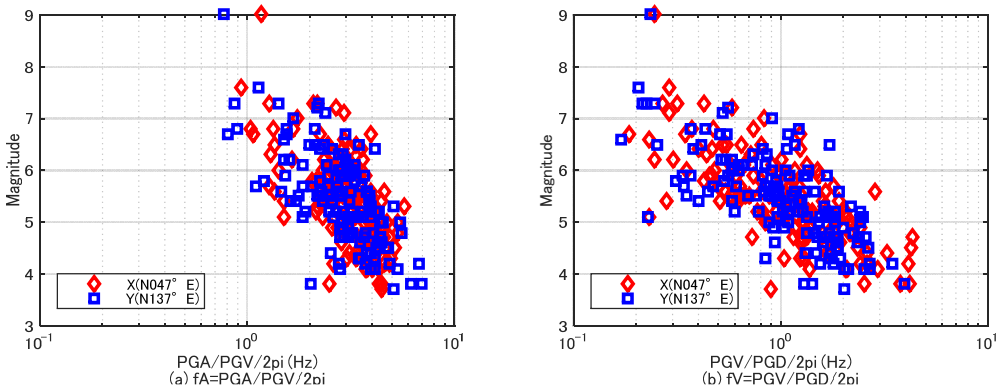


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

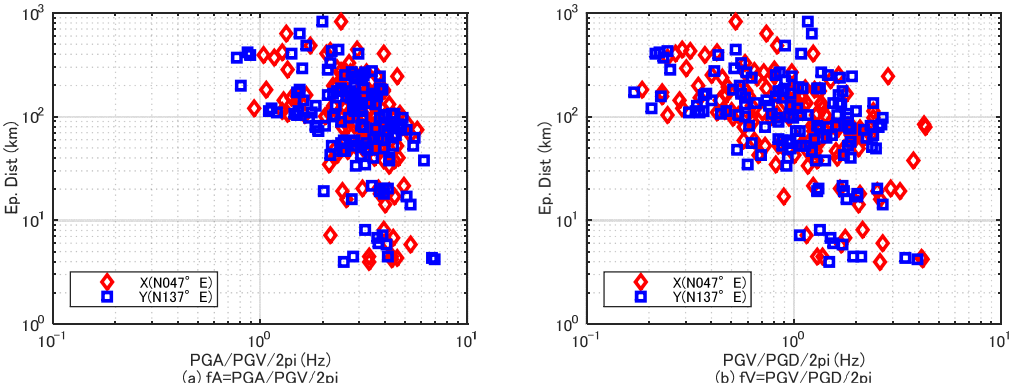


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.3.3　最大加速度、最大速度、計測震度

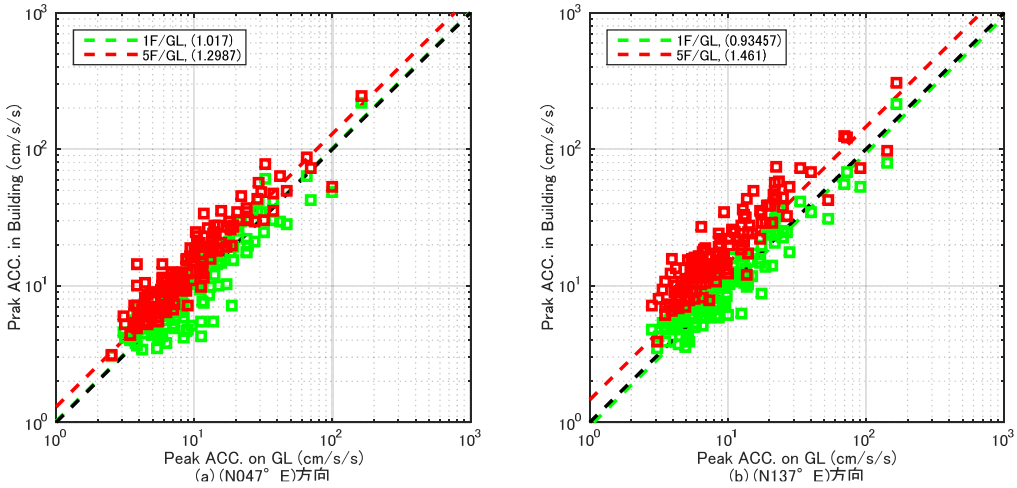


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 5F の最大加速度の関係

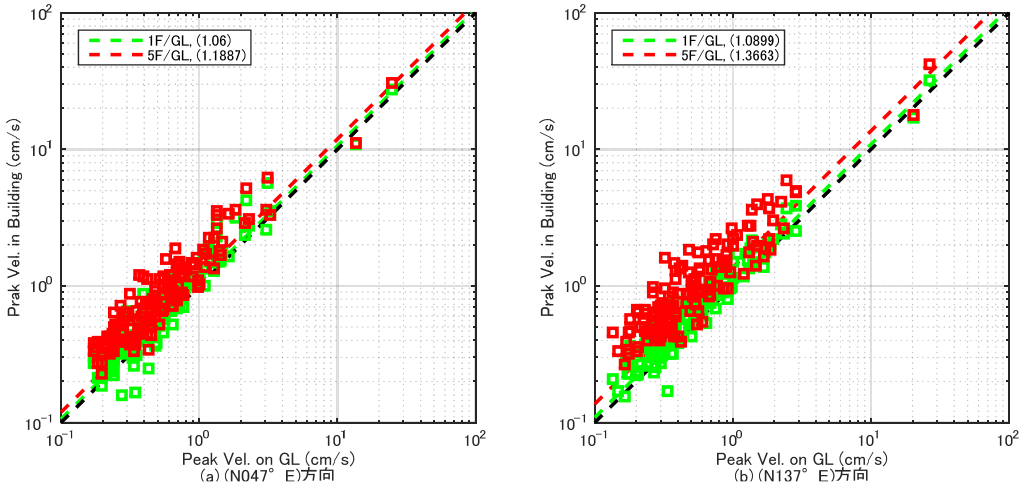


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 5F の最大速度の関係

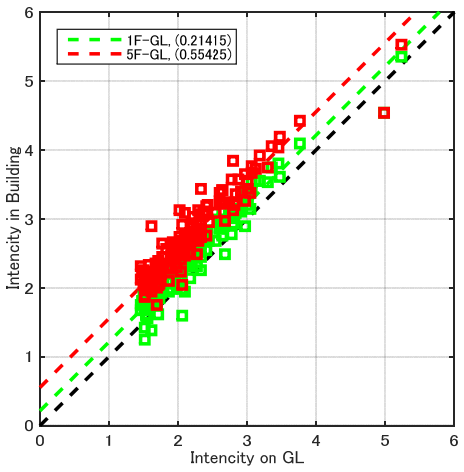


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 5F の計測震度の関係

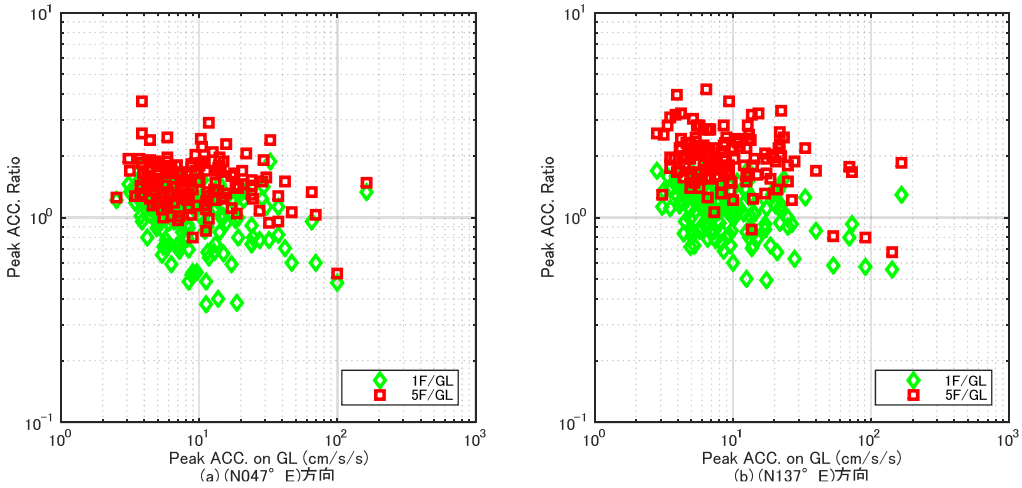


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 5F/GL の最大加速度比の関係

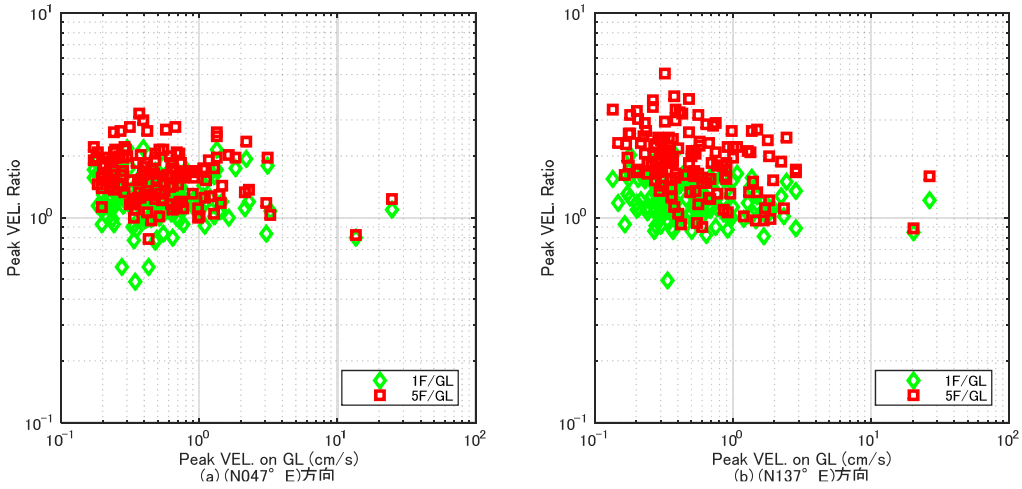


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 5F/GL の最大速度比の関係

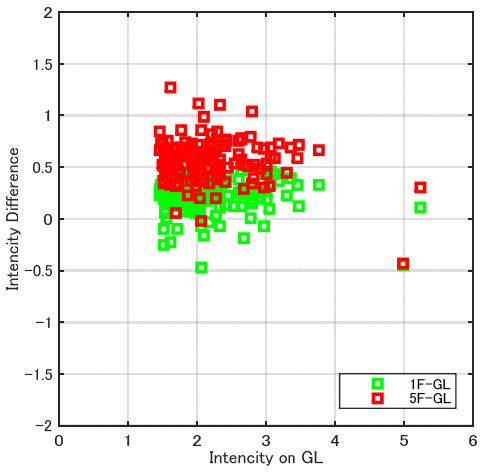


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び 5F-GL の計測震度差の関係

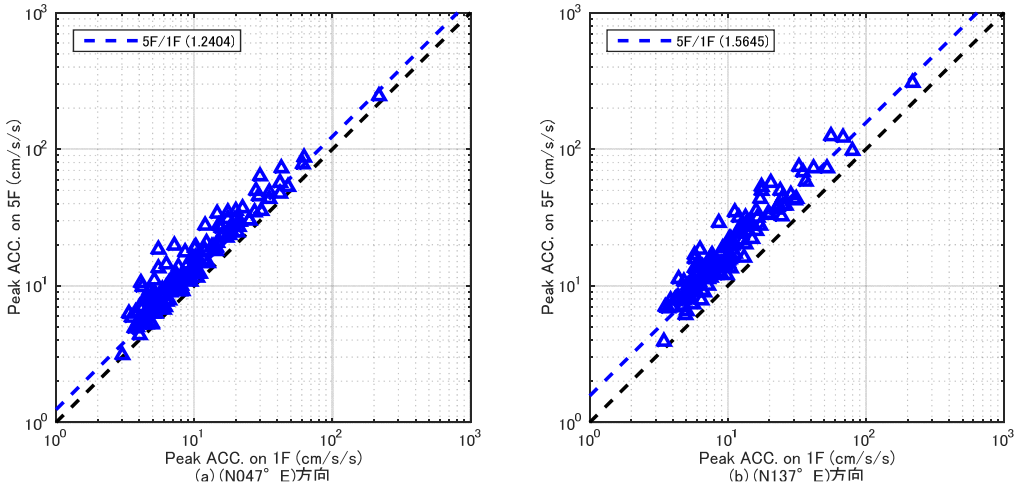


図 3.7 1F の最大加速度と 5F の最大加速度の関係

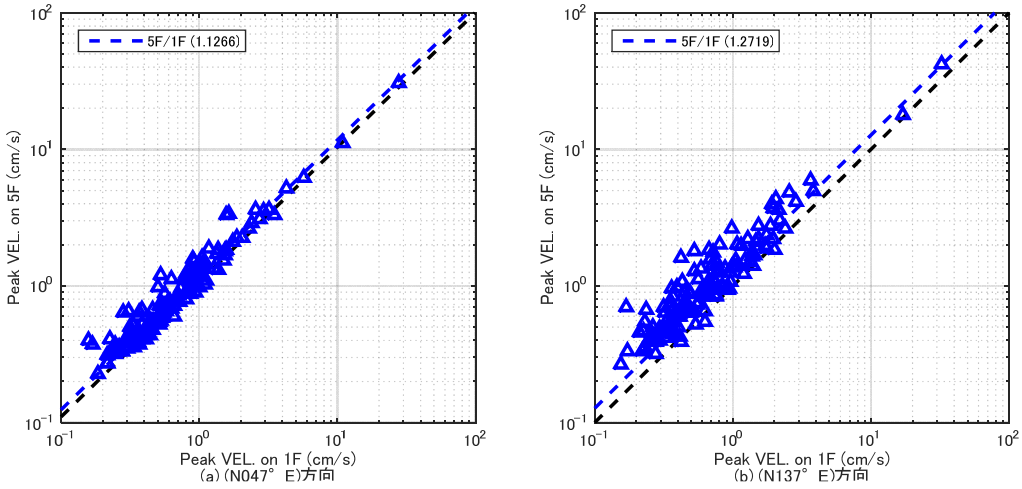


図 3.8 1F の最大速度と 5F の最大速度の関係

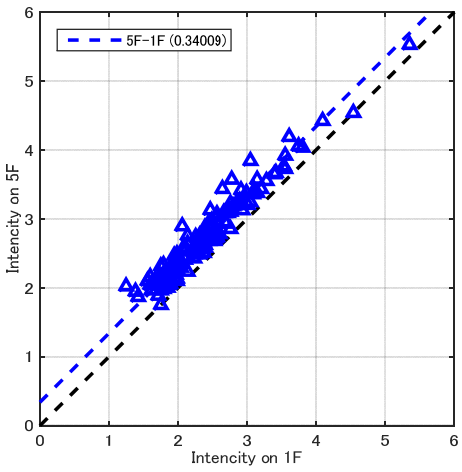


図 3.9 1F の計測震度と 5F の計測震度の関係

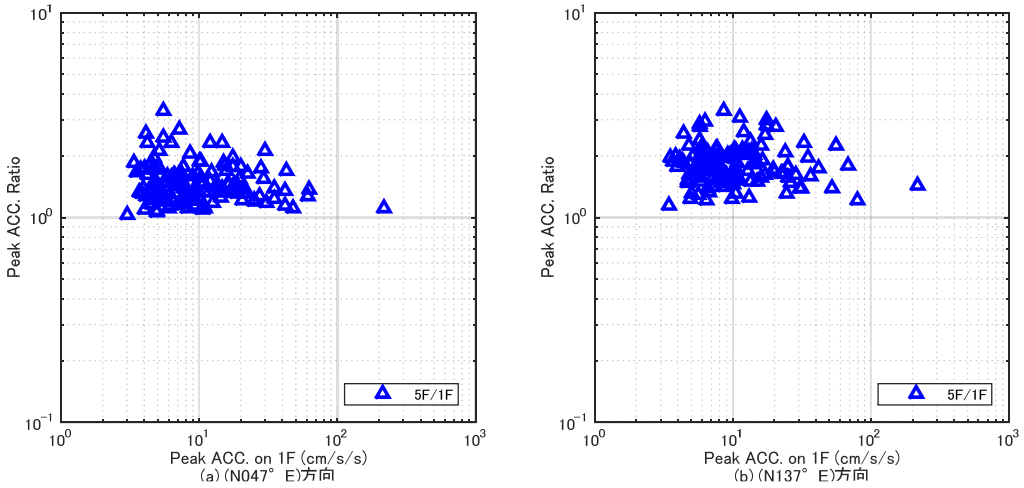


図 3.10 1F の最大加速度と 5F/1F の最大加速度比の関係

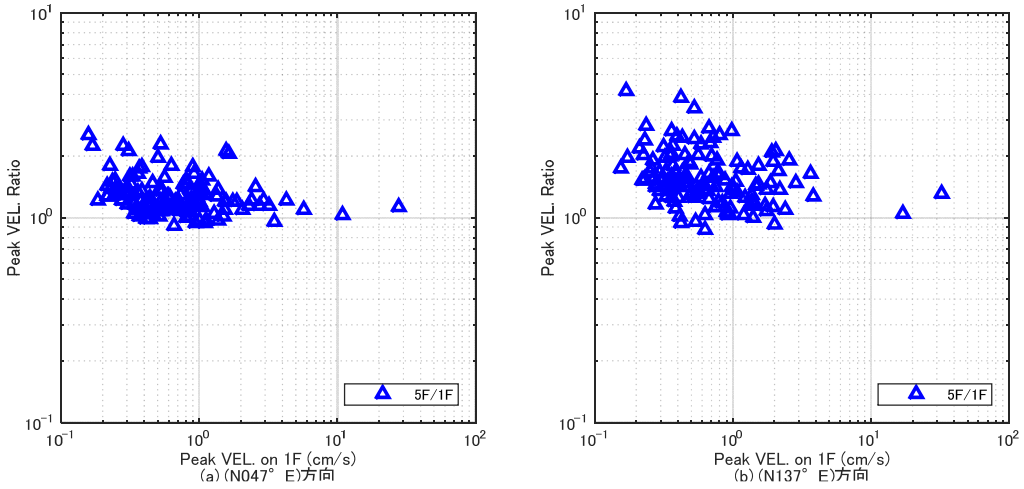


図 3.11 1F の最大速度と 5F/1F の最大速度比の関係

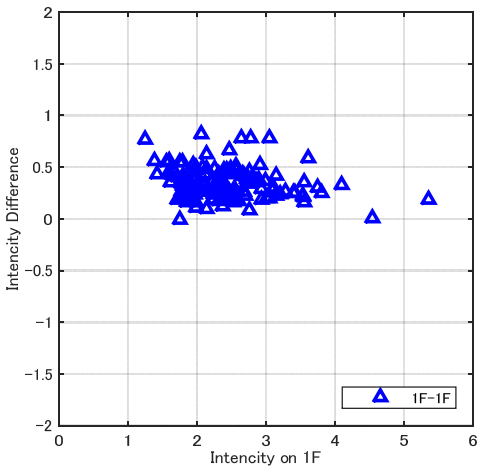


図 3.12 1F の計測震度と 5F-1F の計測震度差の関係

2.3.4 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

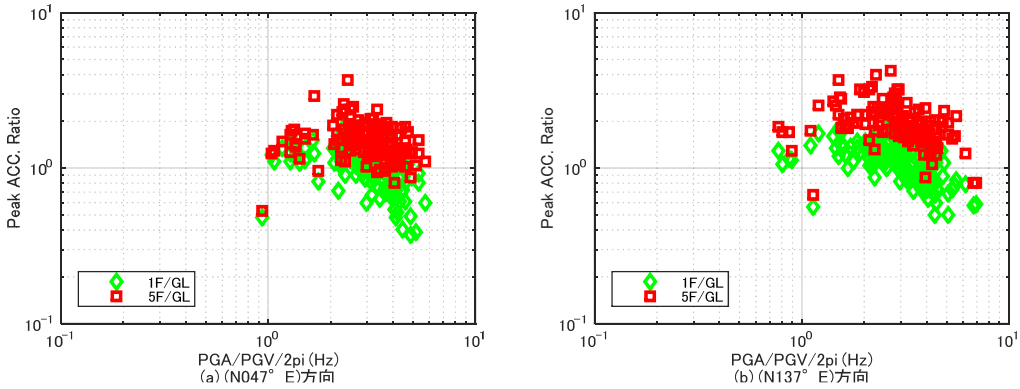


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(5F/GL, 1F/GL)の関係

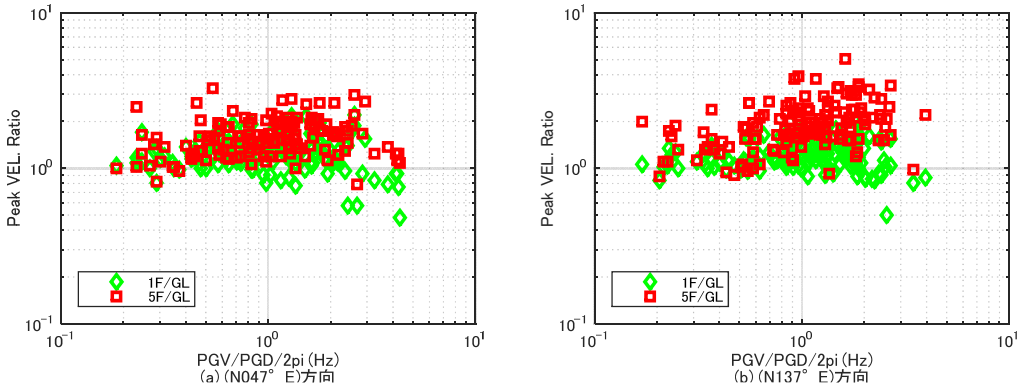


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(5F/GL, 1F/GL)の関係

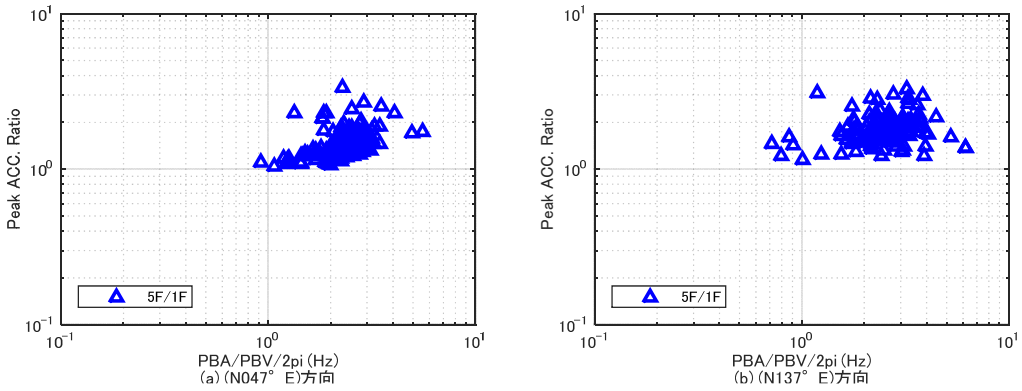


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(5F/1F)の関係

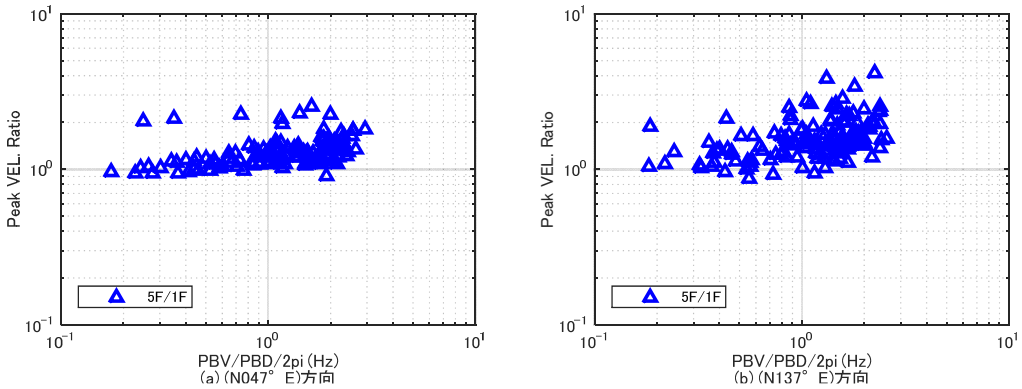


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(5F/1F)の関係

2.3.5 固有振動数

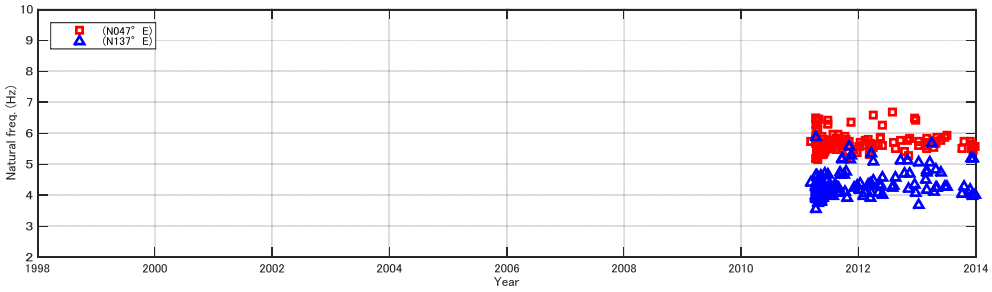


図 5.1 固有振動数(5F/1F)の経年推移

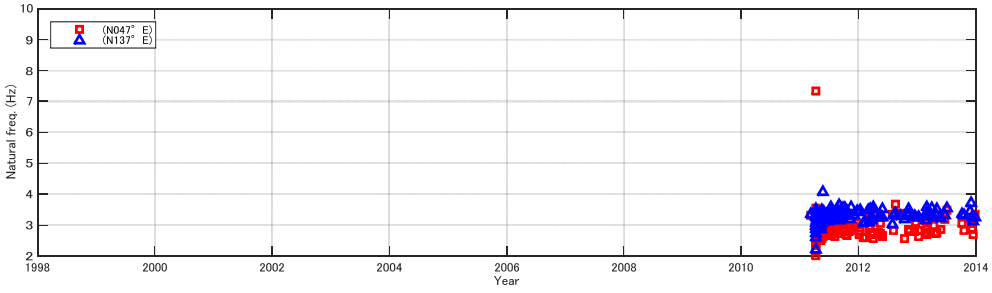


図 5.2 固有振動数(5F/GL)の経年推移

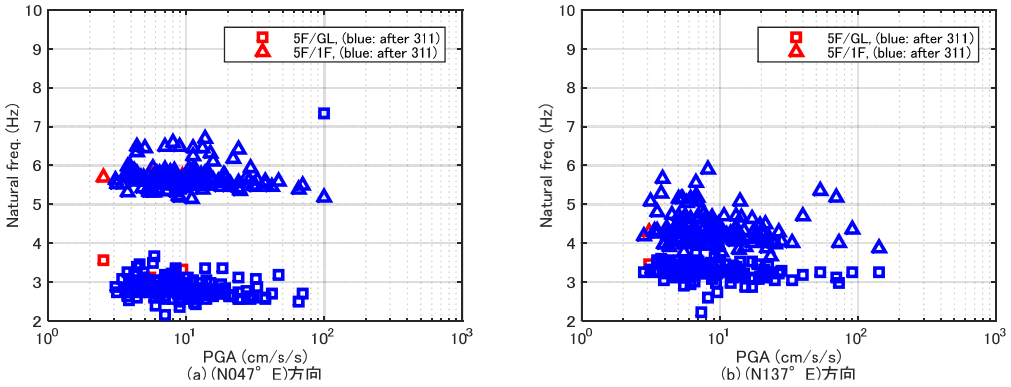


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.3.6 フーリエスペクトル比

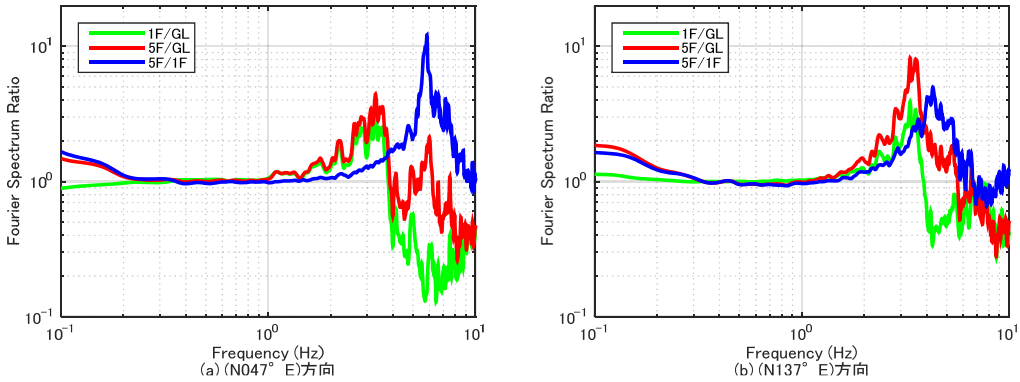


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線: 震度 2

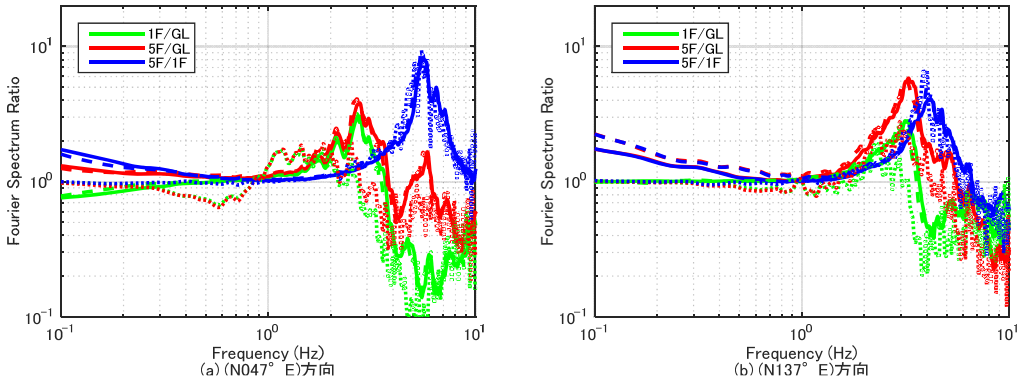


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

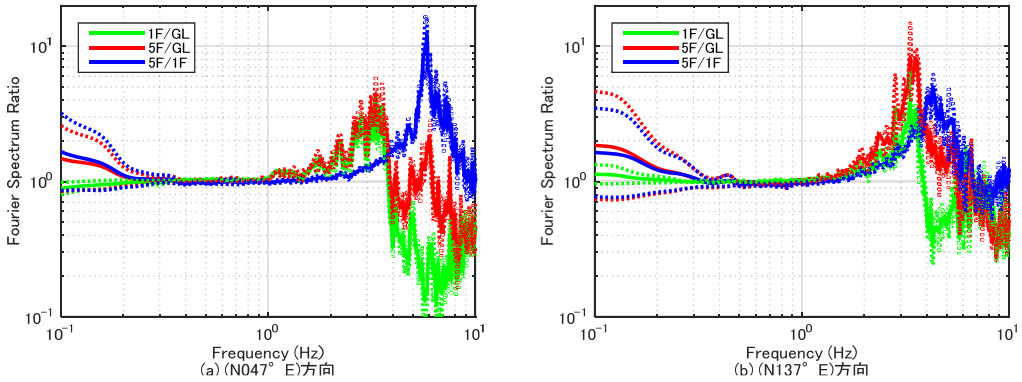


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

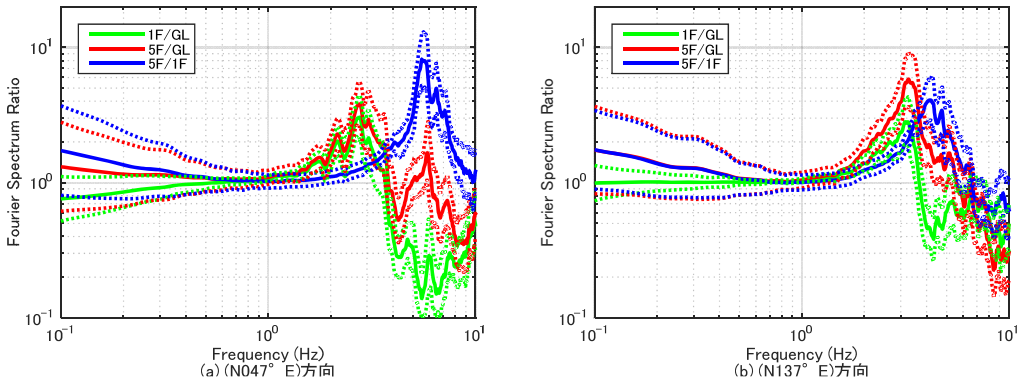


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

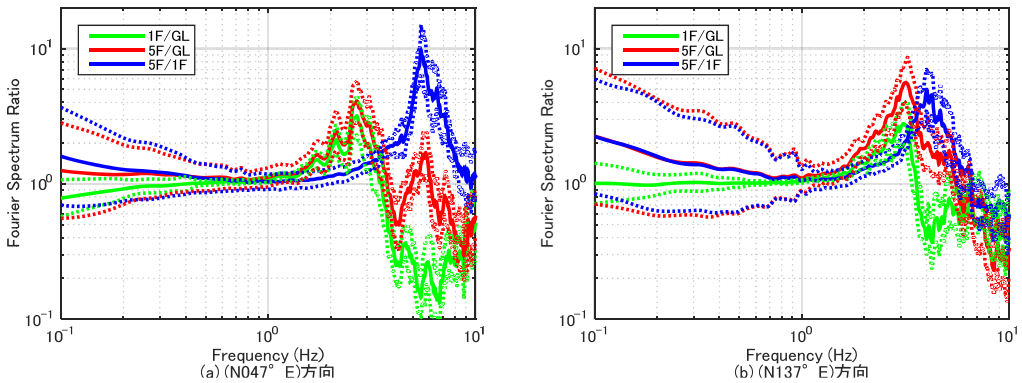


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

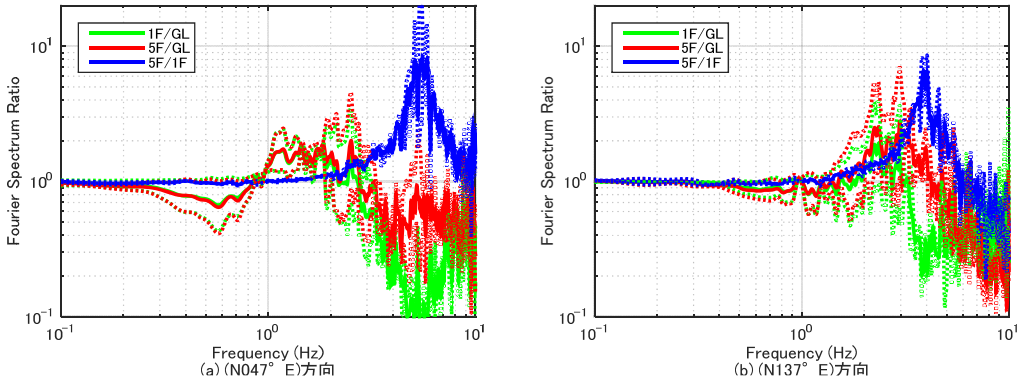


図 6.6 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

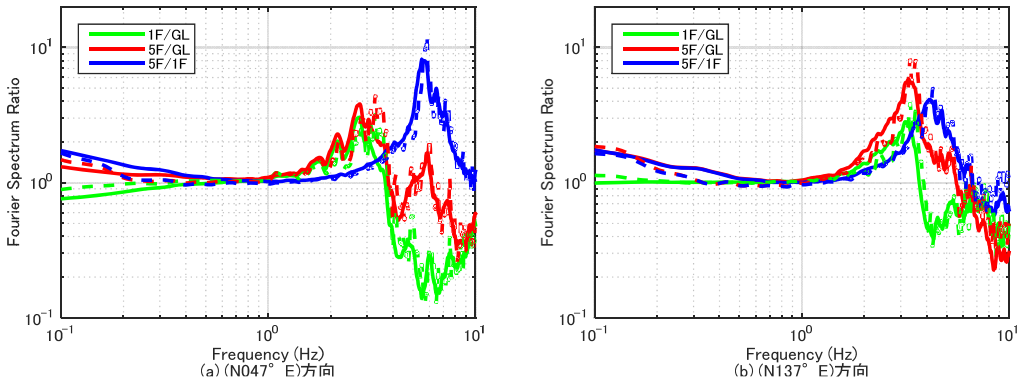


図 6.7 311 前後の平均スペクトル比(震度 2)　※実線：本震後、破線：本震前

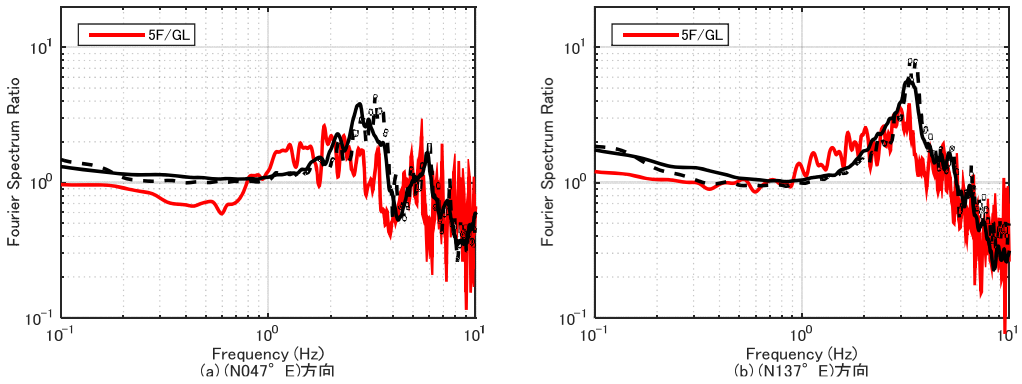


図 6.8 311 地震と震度 2 の地震の比較(5F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

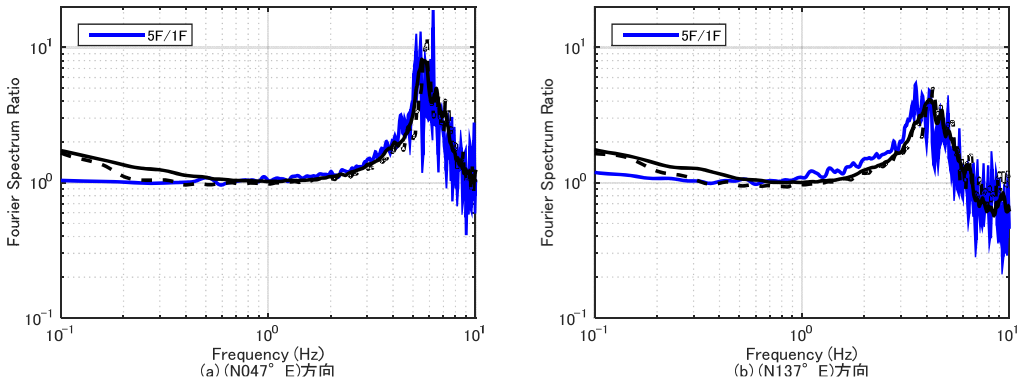


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(5F/1F)　※実線：本震後、破線：本震前

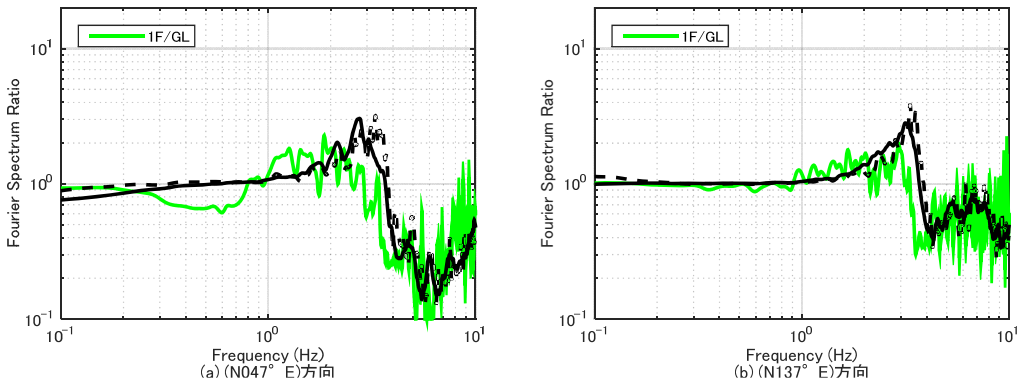


図 6.10 311 地震と震度 2 の地震の比較(1F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

2.3.7 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	Δ (km)	I_{JMA}	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_{JMA} : 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

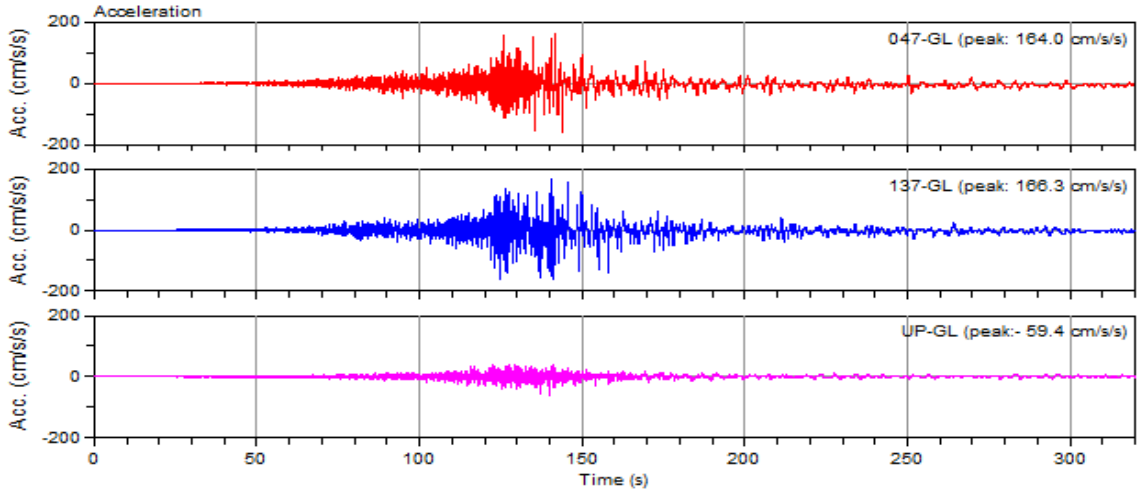


図 7.1 地表(GL)の加速度記録

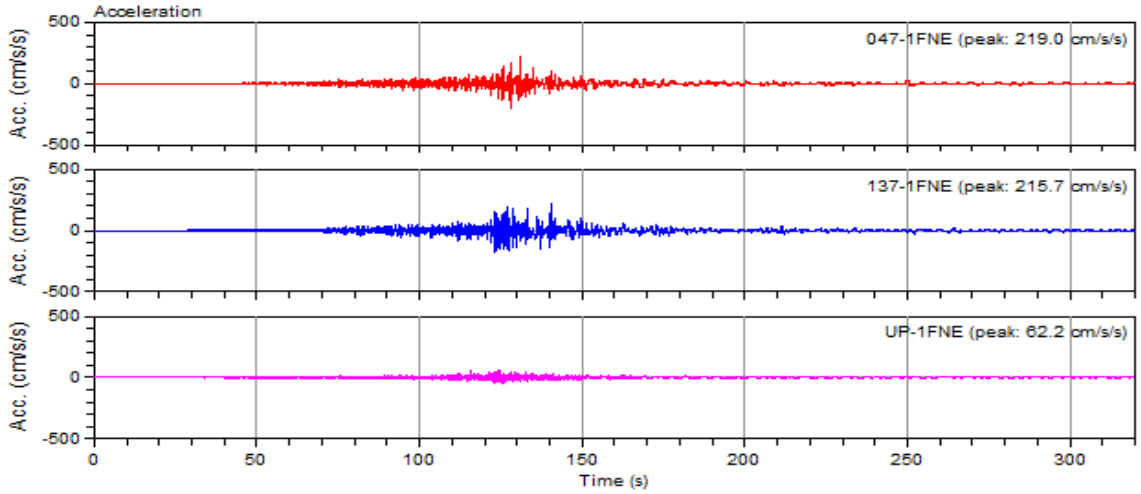


図 7.2 1 階(01F)の加速度記録

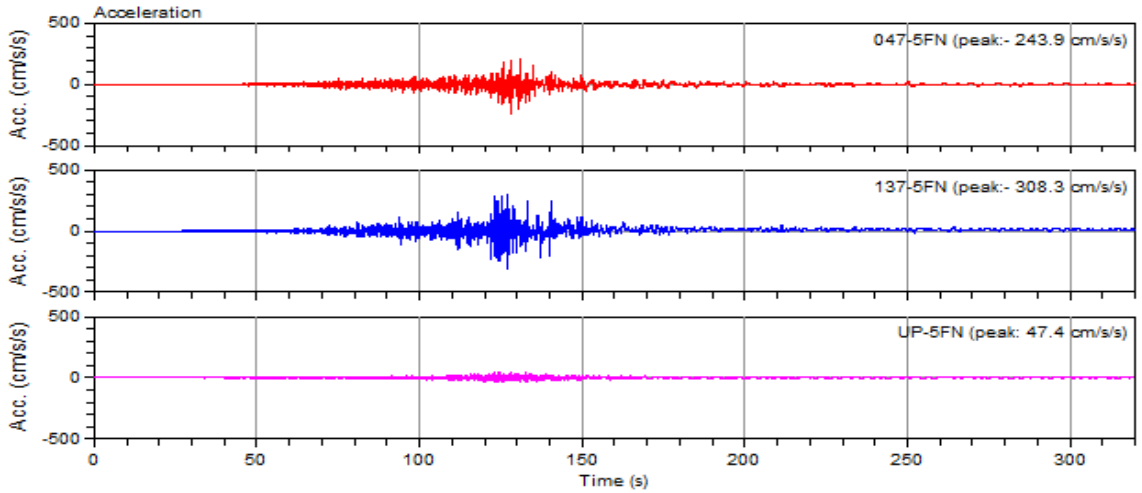


図 7.3 5 階(05F)の加速度記録

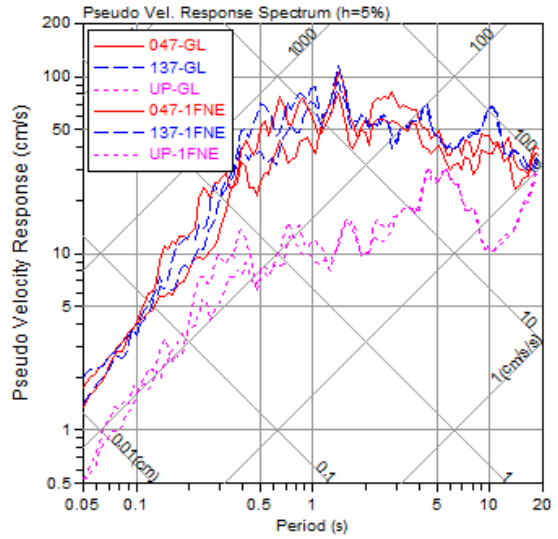


図 7.4 地表(GL)と 1 階(01F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

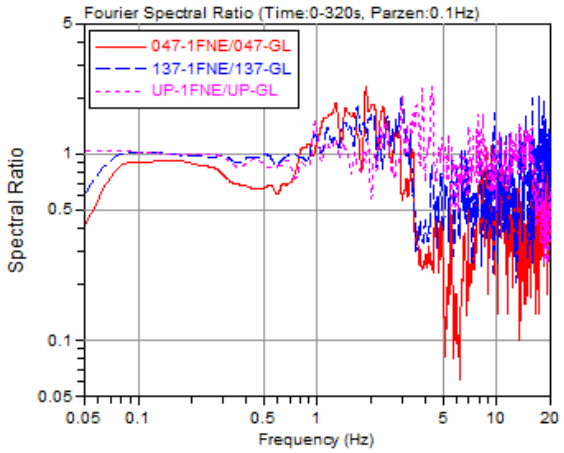


図 7.5 1 階(01F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

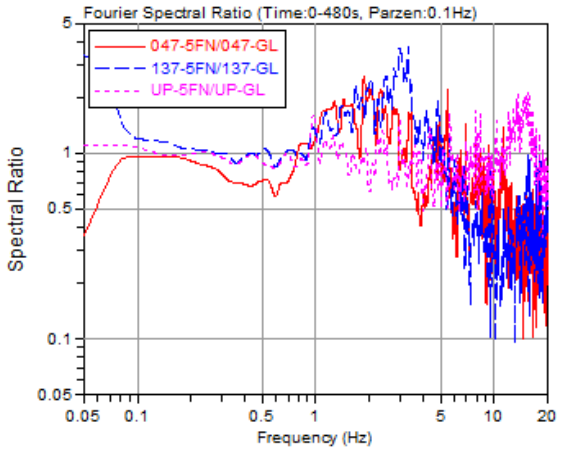


図 7.6 5 階(05F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

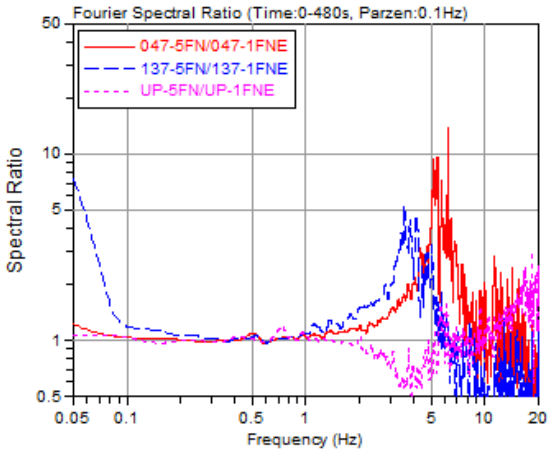


図 7.7 5 階(05F)の 1 階(01F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

付 2.4　NIT 観測点

2.4.1 観測点概要

(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元

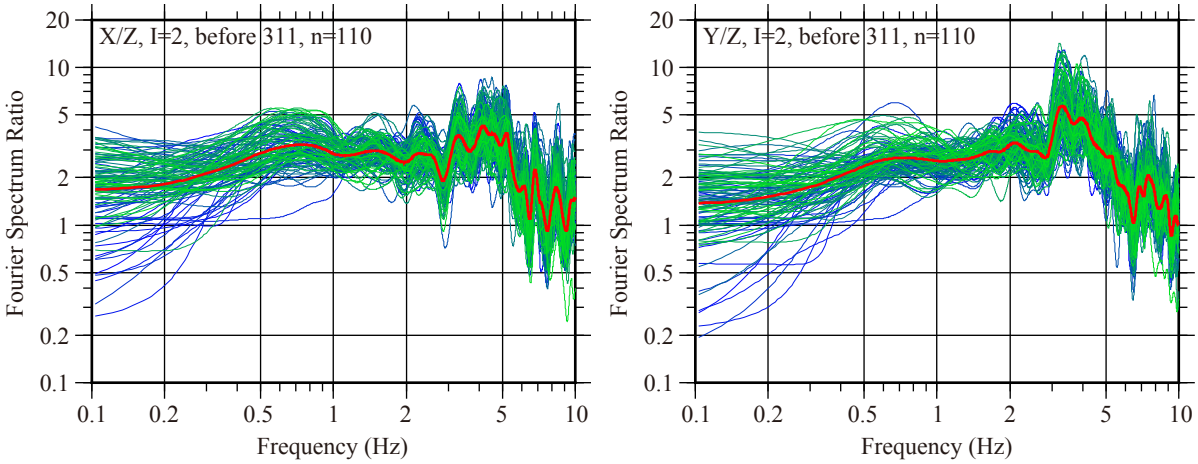
建築物名称	NIT
所在地	埼玉県南埼玉郡
構造	鉄筋コンクリート造
基礎形式	場所打コンクリート杭(アースドリル工法, 拡頭拡底, 杭長 54.7 m)
階数	地上 6 階, 地下 1 階
建築面積	1,727 m^2
延床面積	8,598 m^2
建築物高さ	30 m
架構形式	(両方向とも)耐震壁付ラーメン構造
固有周期	

写真 1.1　建築物外観

(2) 地盤情報

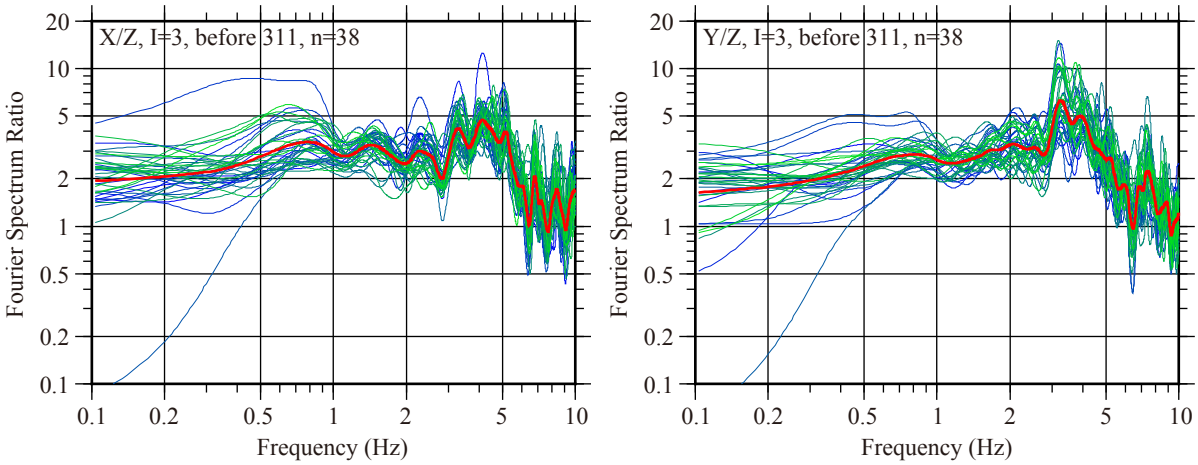
付表 1.2 地盤条件

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



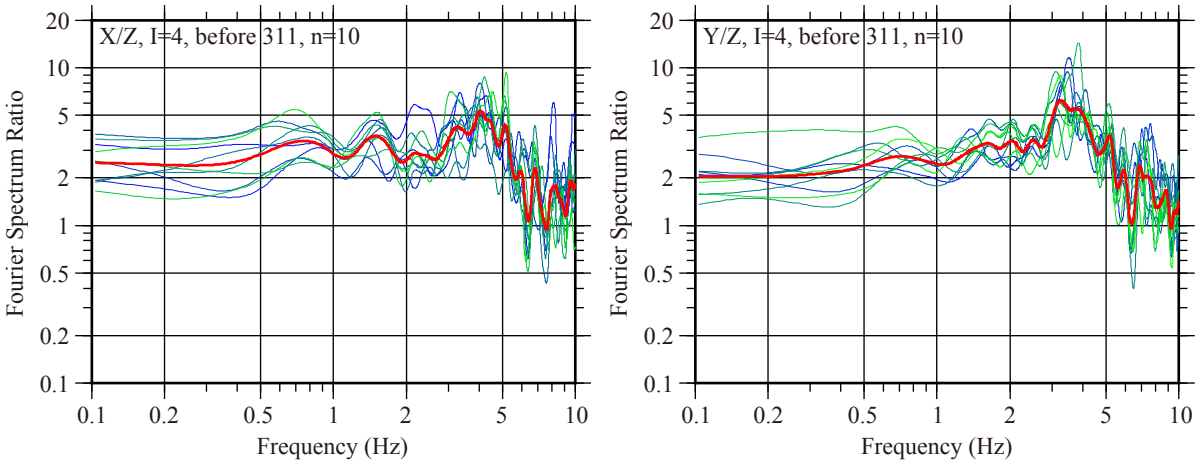
(a) X (N288°E)　　(b) Y (N018°E)

図 1.1　GL の記録の H/V フーリエスペクトル比(震度 2，311 前 110 地震記録)



(a) X (N288°E)　　(b) Y (N018°E)

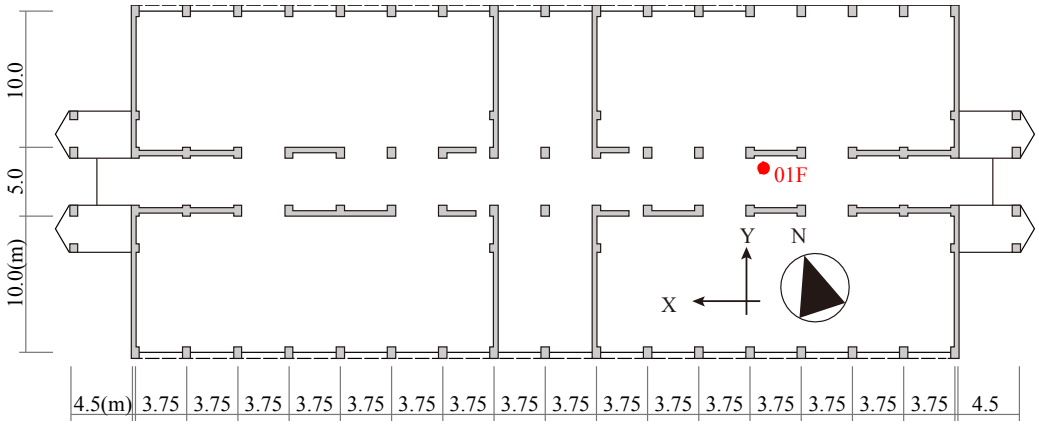
図 1.2　GL の記録の H/V フーリエスペクトル比(震度 3，311 前 38 地震記録)



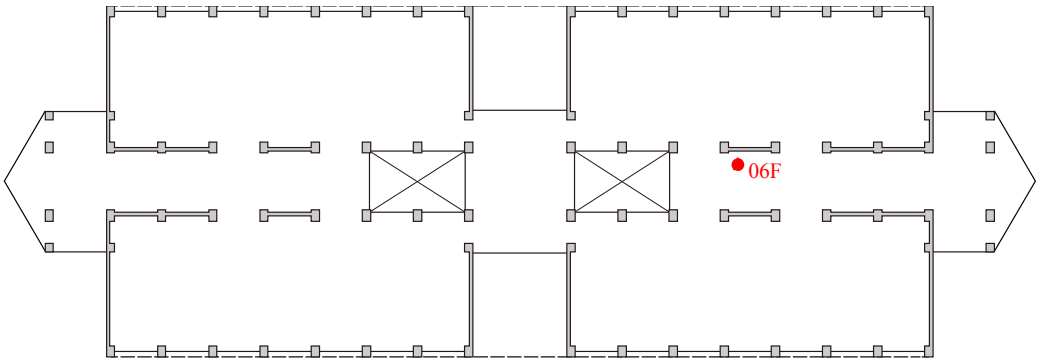
(a) X (N288°E)　　(b) Y (N018°E)

図 1.3 GL の記録の H/V フーリエスペクトル比（震度 4，311 前 10 地震記録）

(3) 機器配置及び方位



(a) 1 階加速度計位置



(b) 6 階加速度計位置

図 1.4 地盤及び建築物内部での加速度計配置

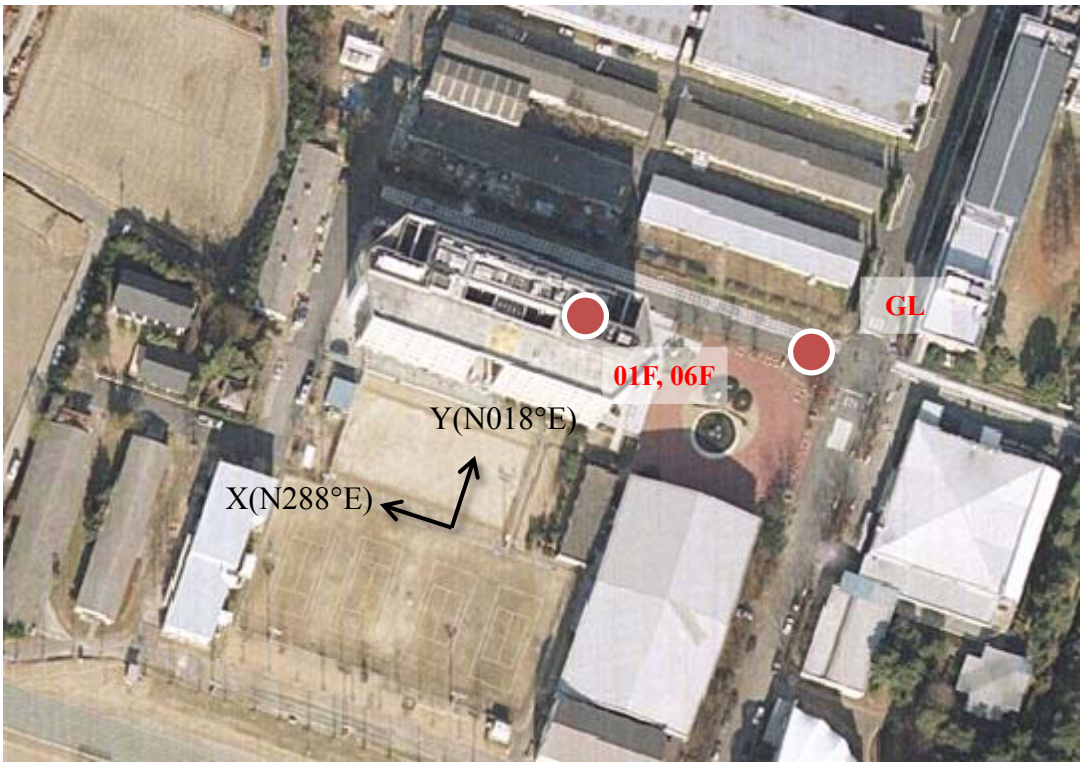


図 1.5 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

2.4.2 観測記録概要

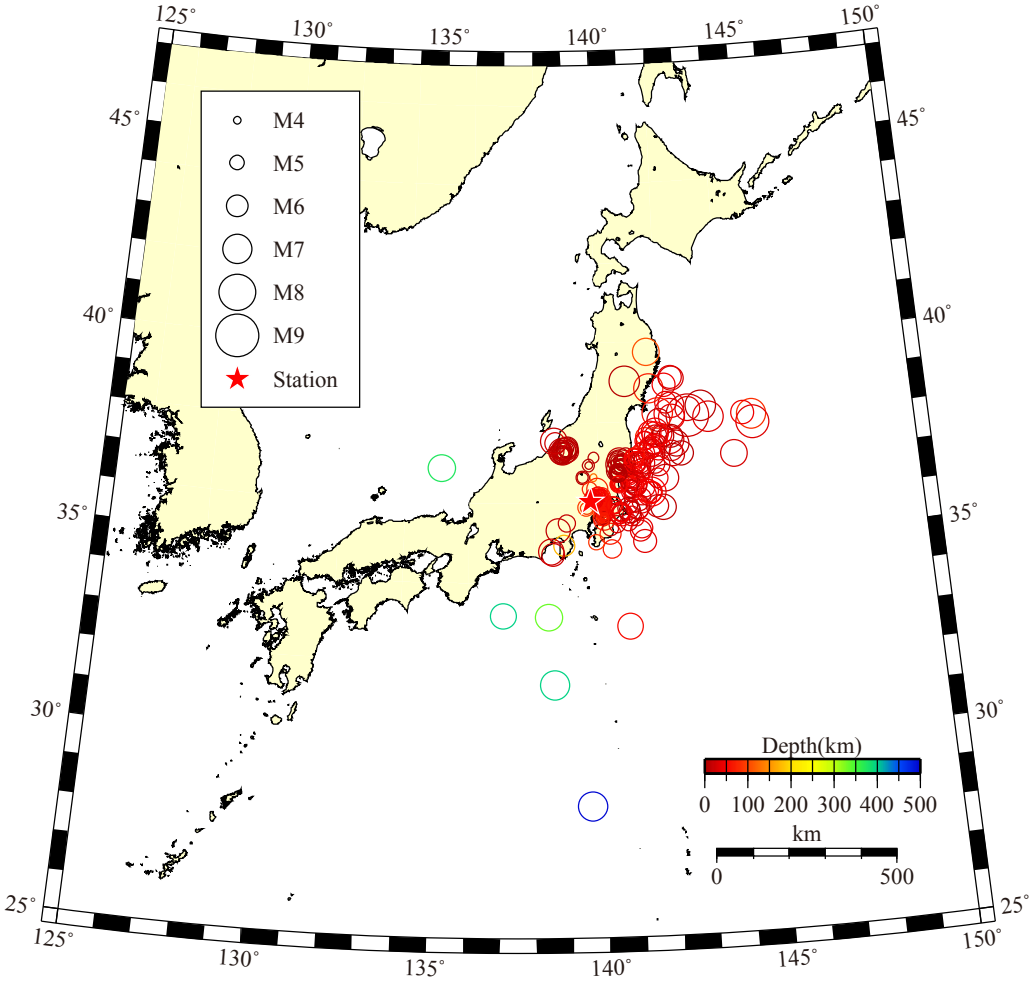


図 2.1　解析対象地震の震央と観測地点の位置

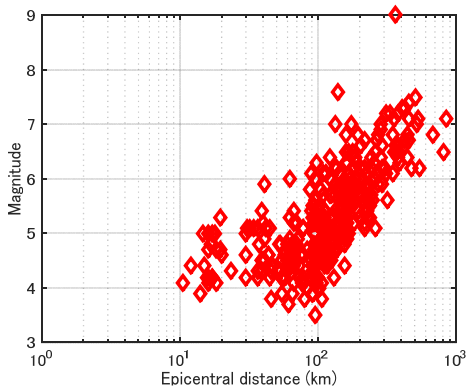


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

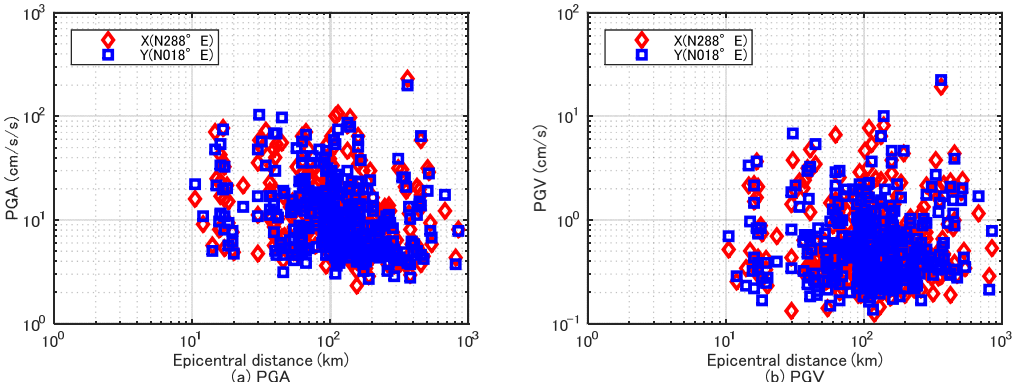


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

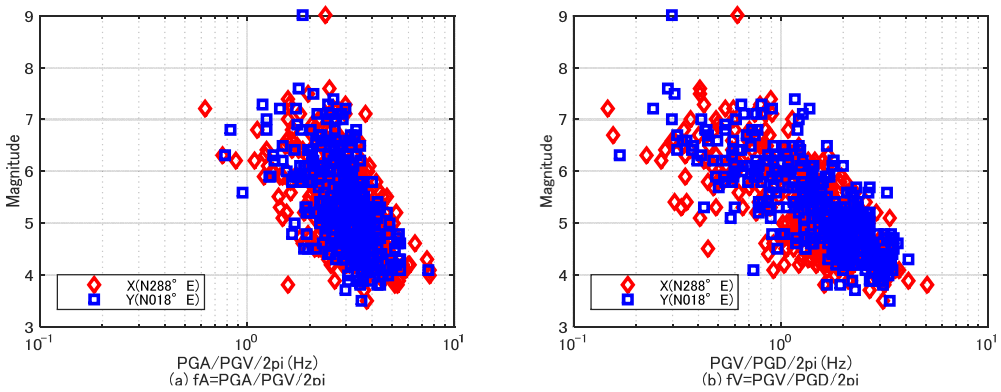


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

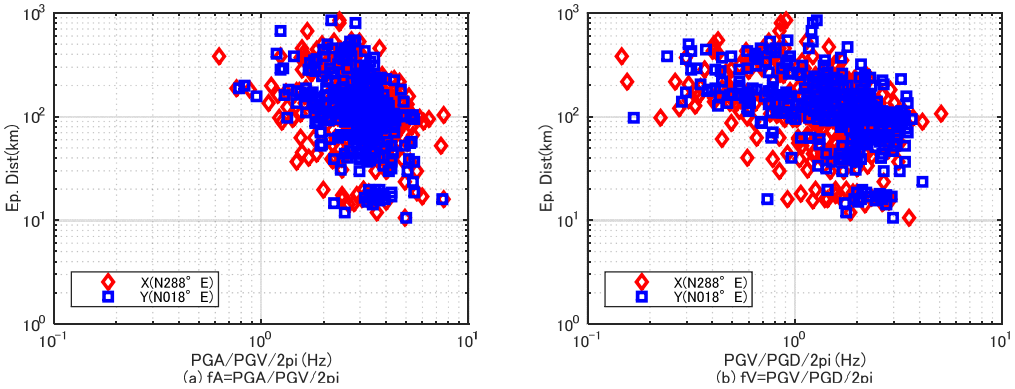


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.4.3　最大加速度、最大速度、計測震度

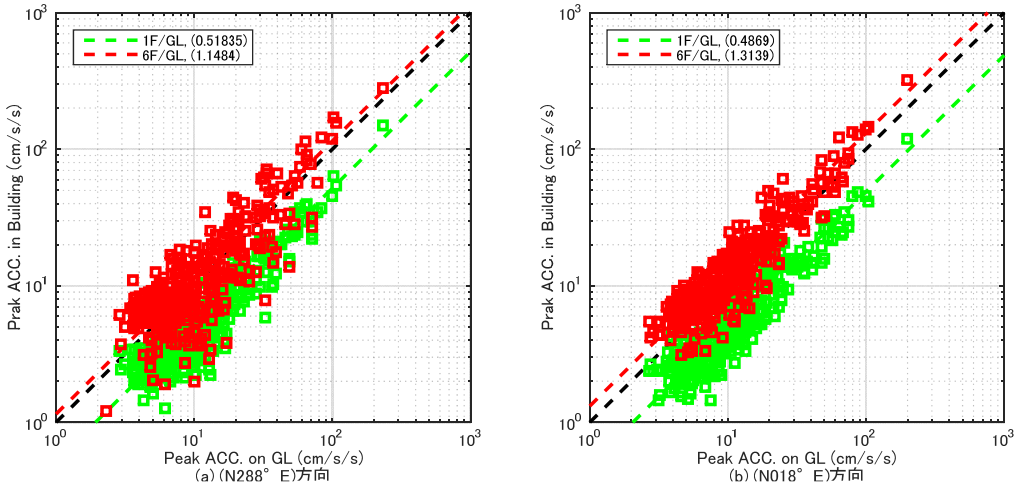


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 6F の最大加速度の関係

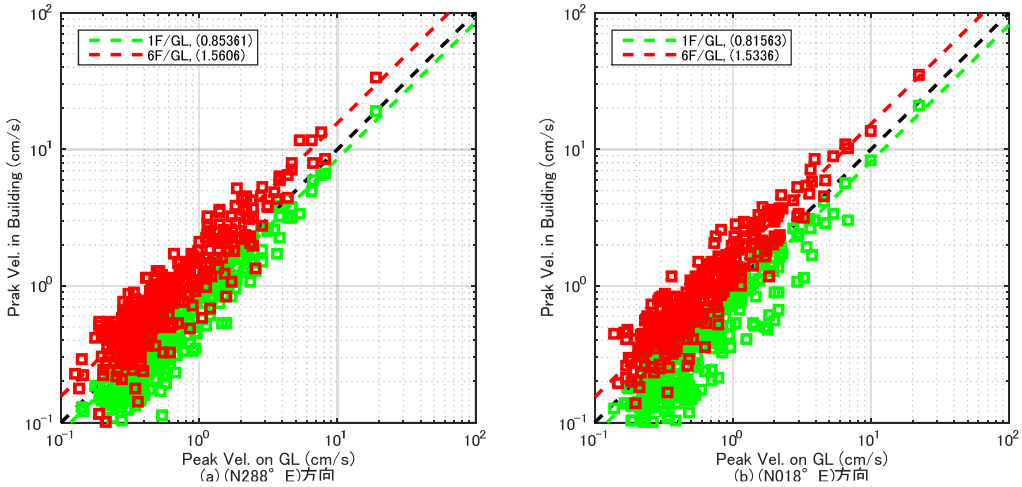


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 6F の最大速度の関係

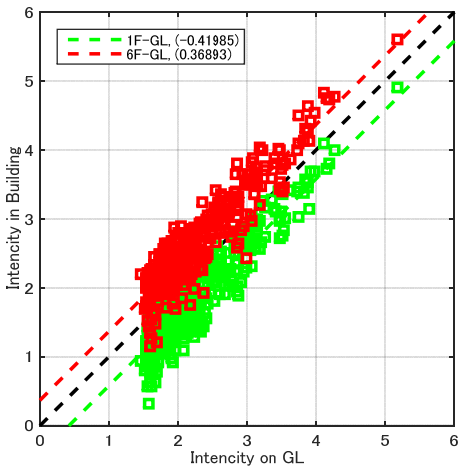


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 6F の計測震度の関係

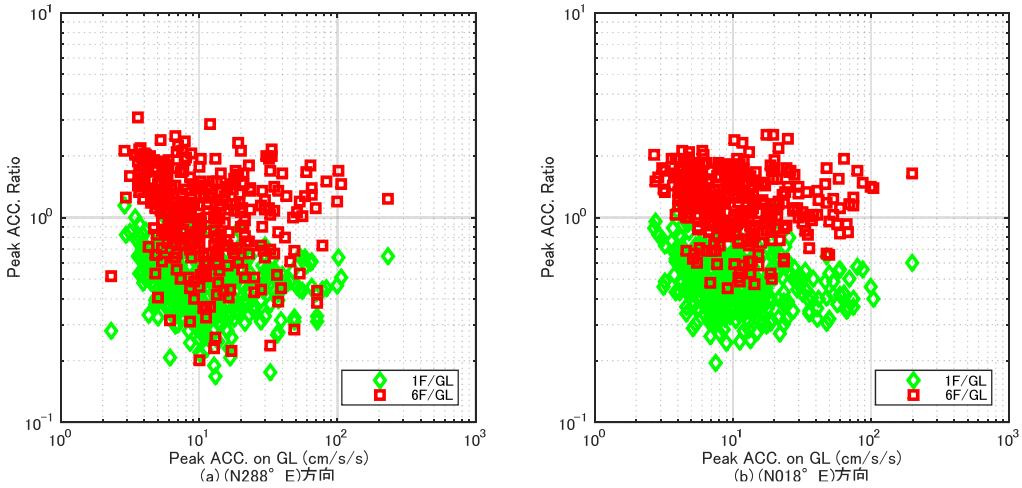


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 6F/GL の最大加速度比の関係

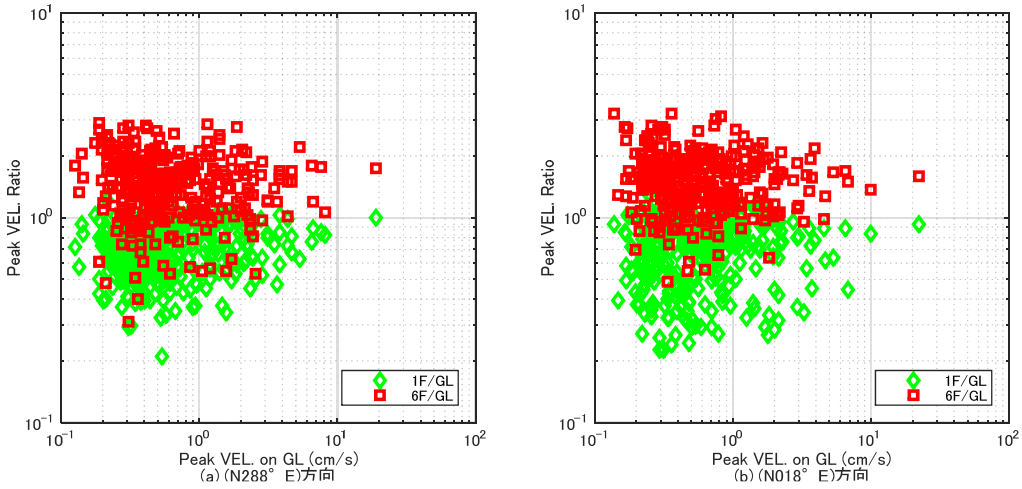


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 6F/GL の最大速度比の関係

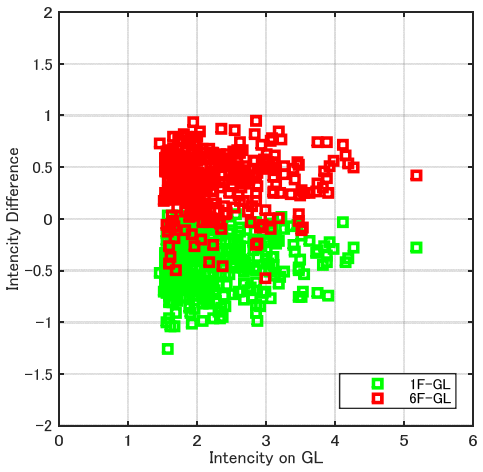


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び 6F-GL の計測震度差の関係

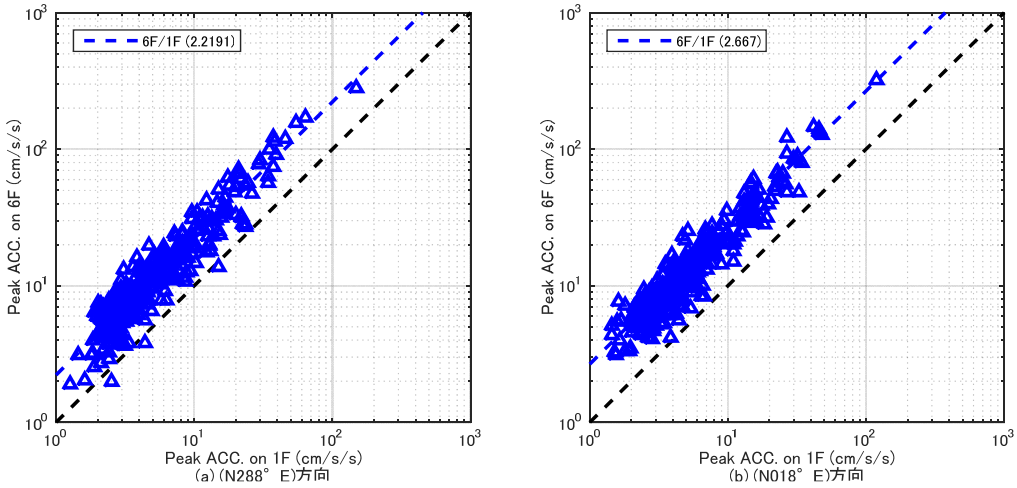


図 3.7 1F の最大加速度と 6F の最大加速度の関係

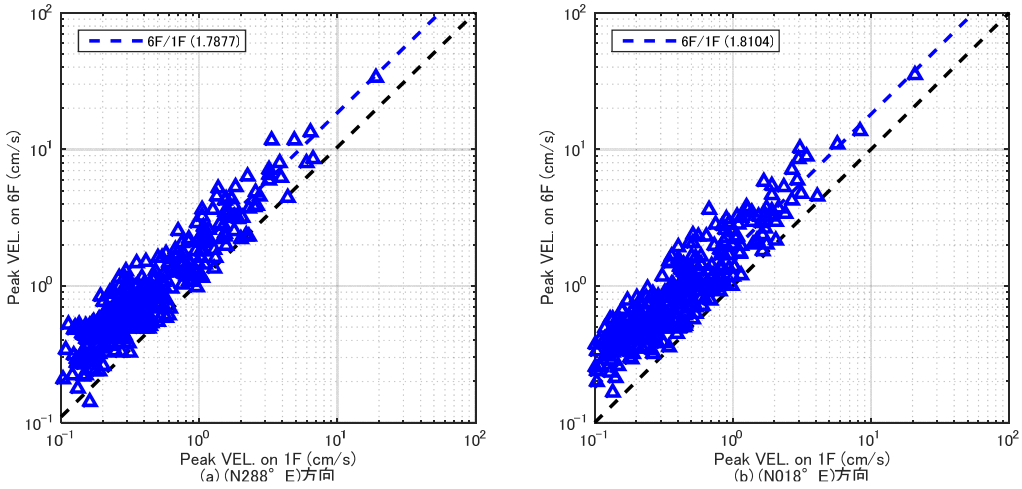


図 3.8 1F の最大速度と 6F の最大速度の関係

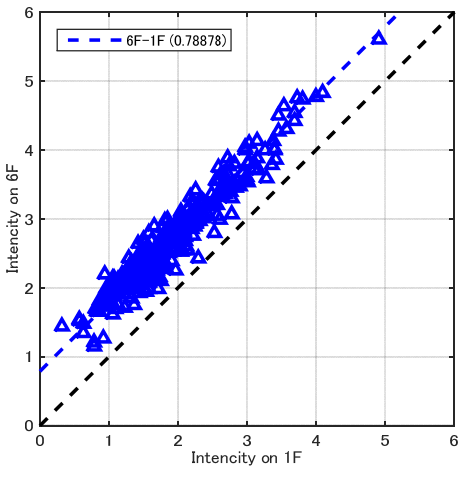


図 3.9 1F の計測震度と 6F の計測震度の関係

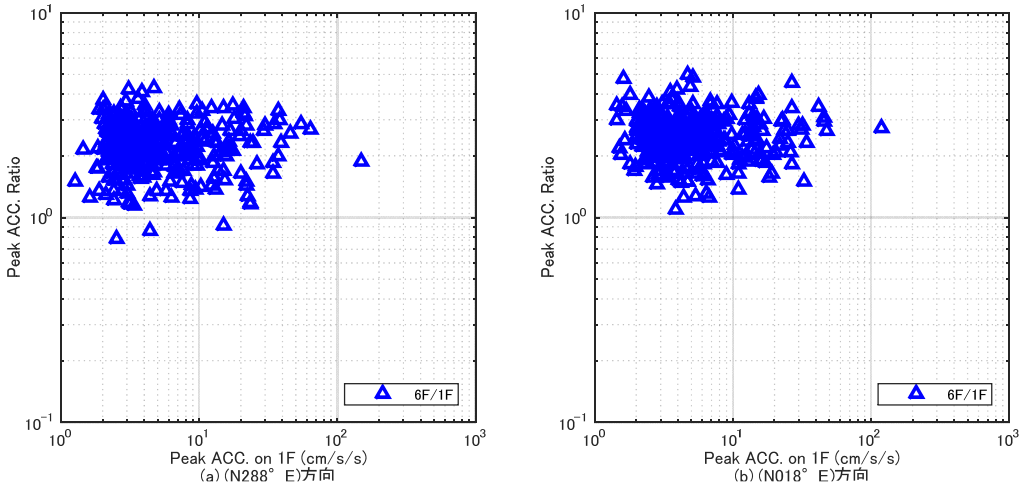


図 3.10 1F の最大加速度と 6F/1F の最大加速度比の関係

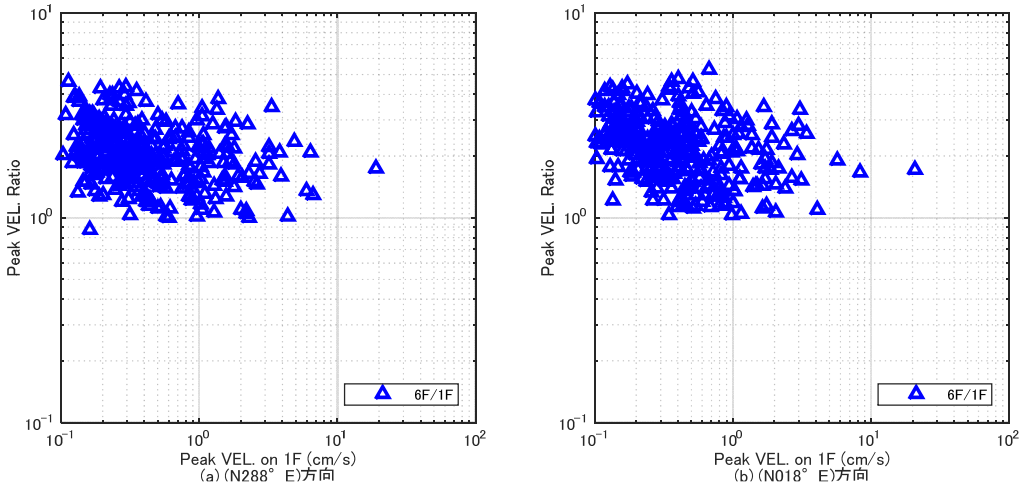


図 3.11 1F の最大速度と 6F/1F の最大速度比の関係

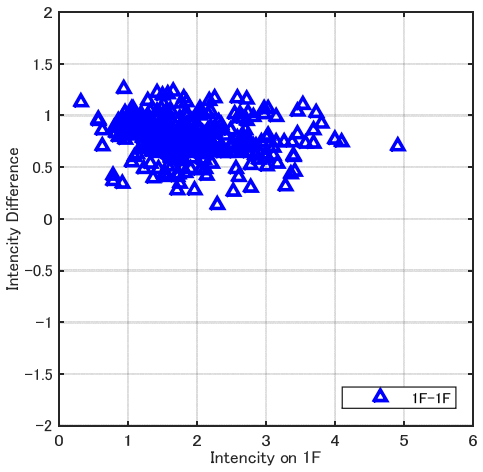


図 3.12 1F の計測震度と 6F-1F の計測震度差の関係

2.4.4 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

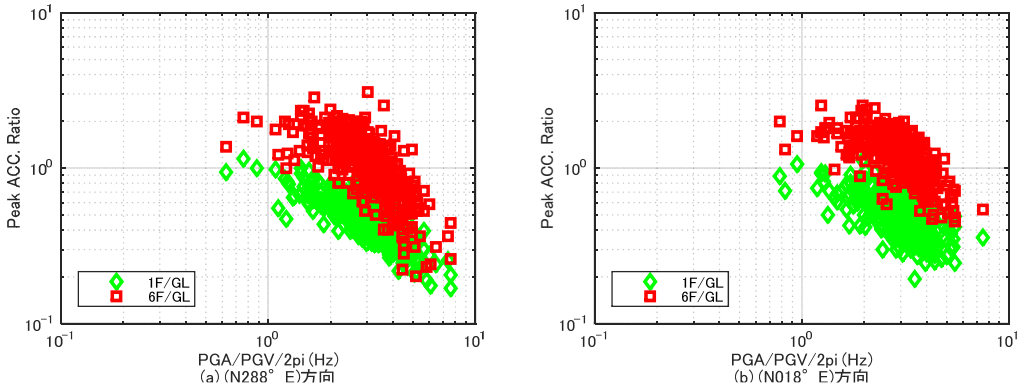


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(6F/GL, 1F/GL)の関係

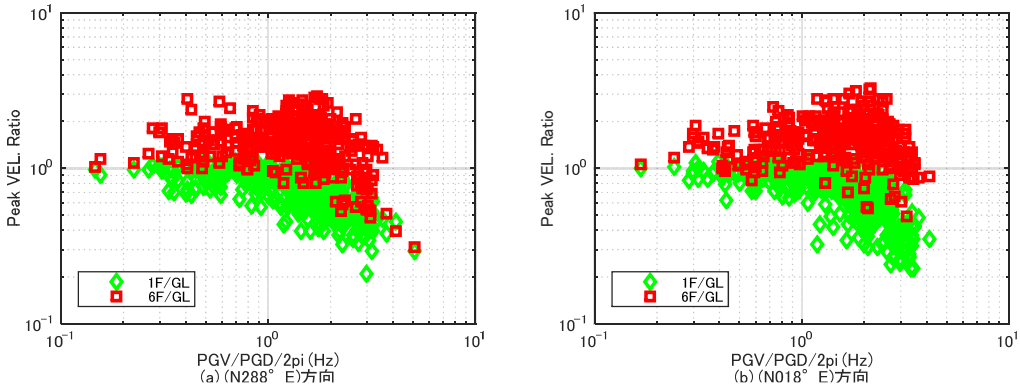


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(6F/GL, 1F/GL)の関係

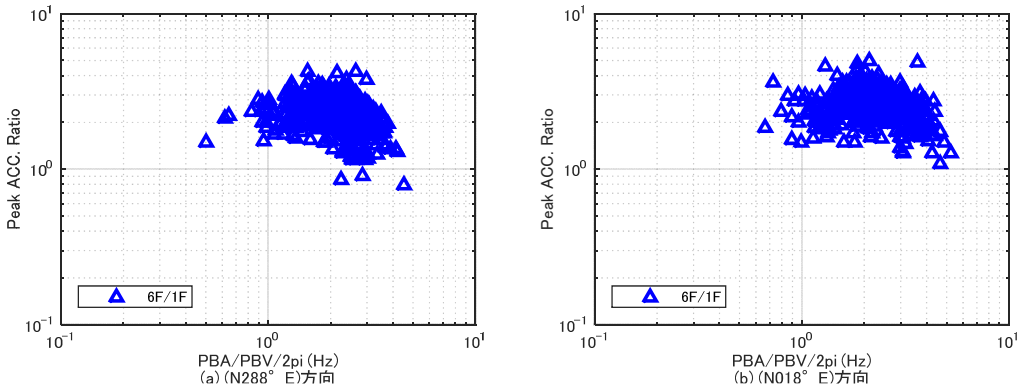


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(6F/1F)の関係

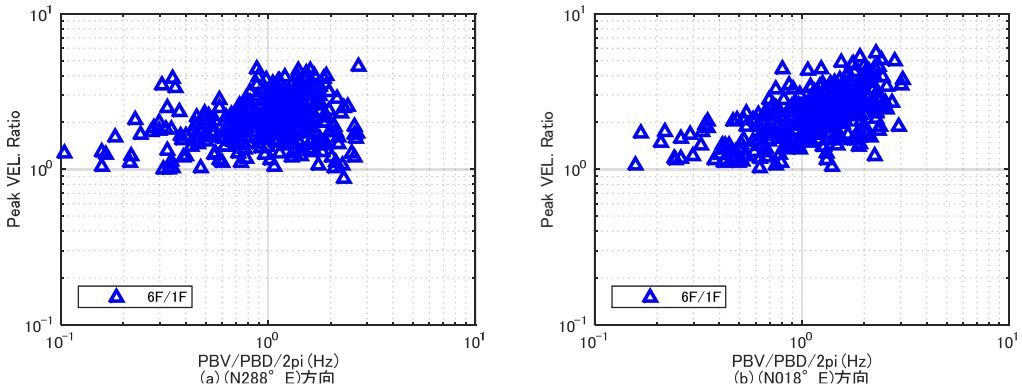


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(6F/1F)の関係

2.4.5 固有振動数

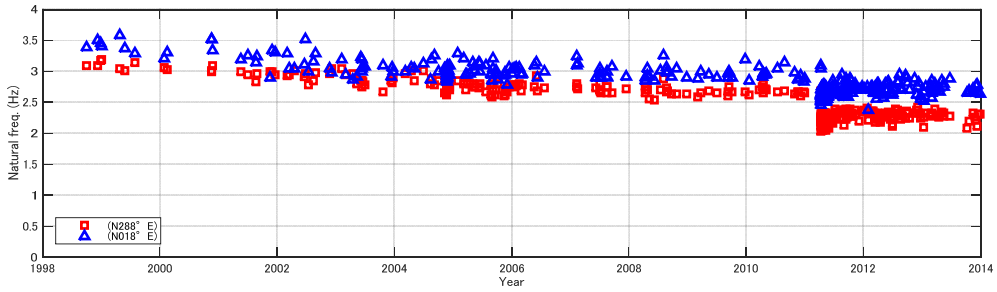


図 5.1 固有振動数(6F/1F)の経年推移

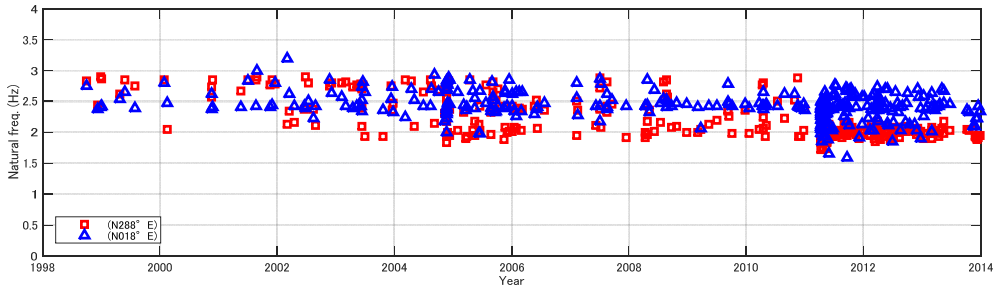


図 5.2 固有振動数(6F/GL)の経年推移

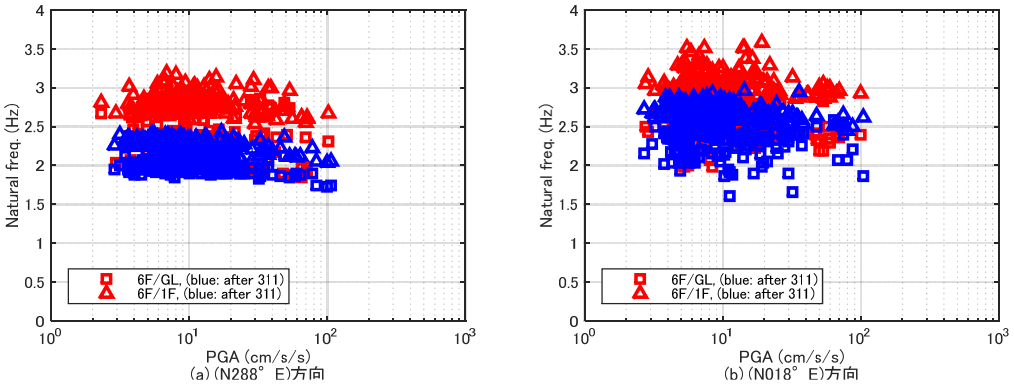


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.4.6 フーリエスペクトル比

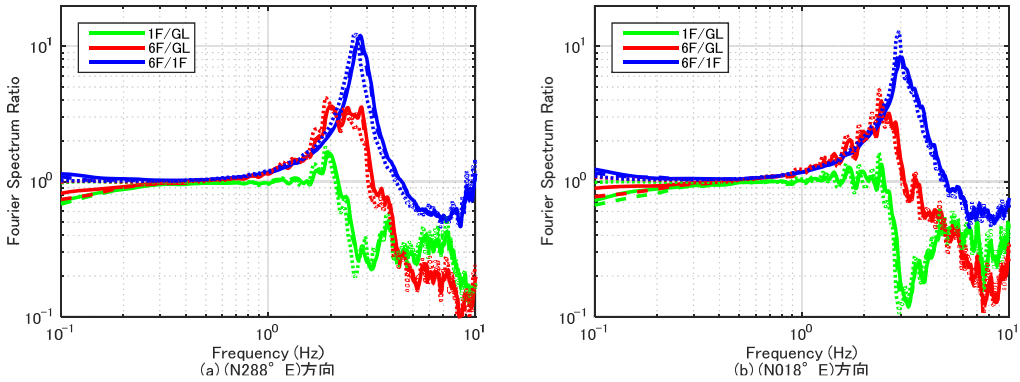


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

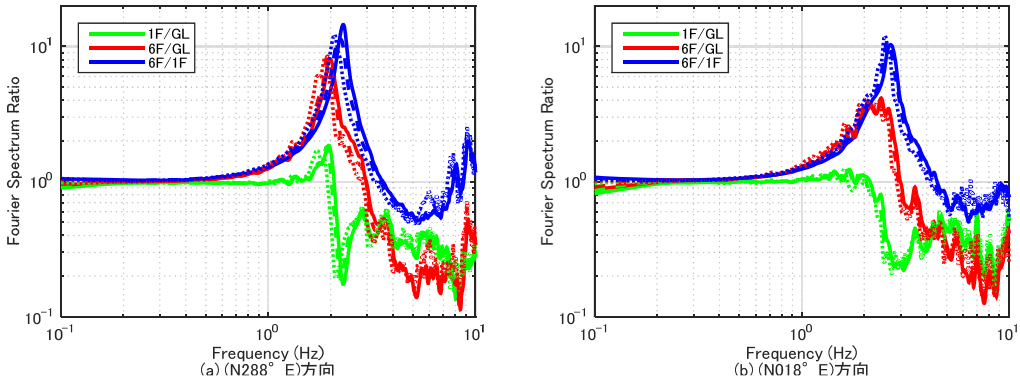


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

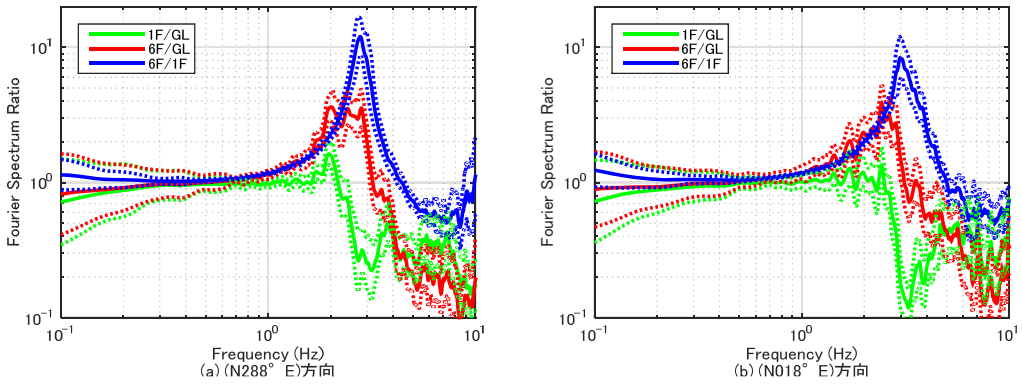


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

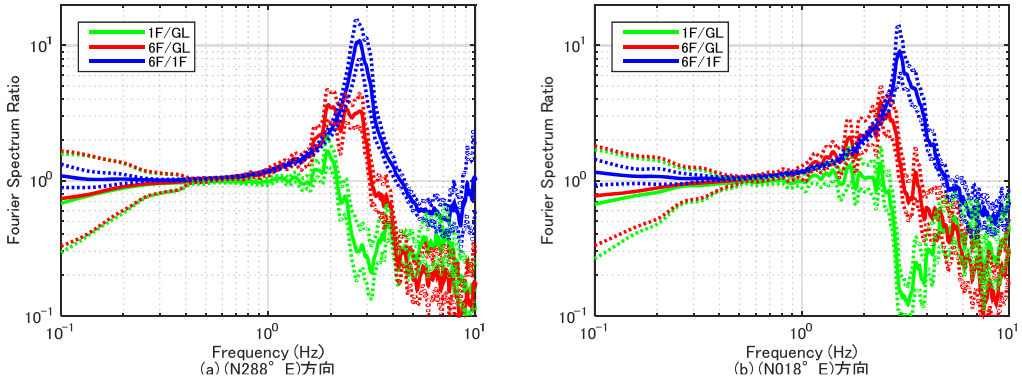


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

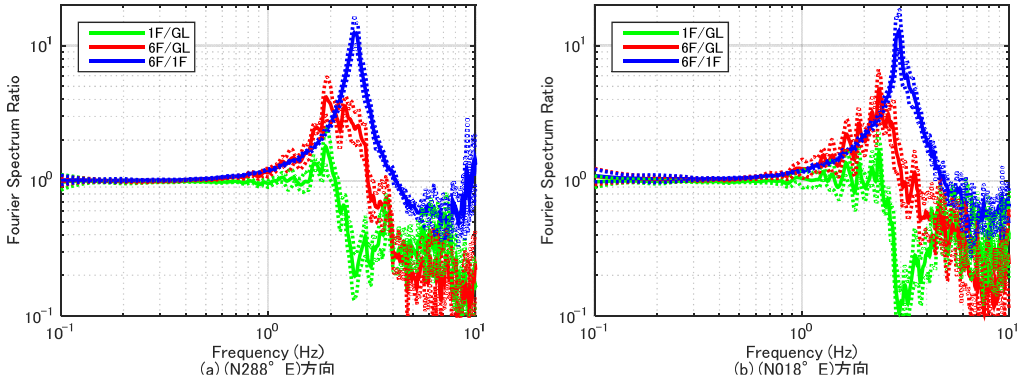


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

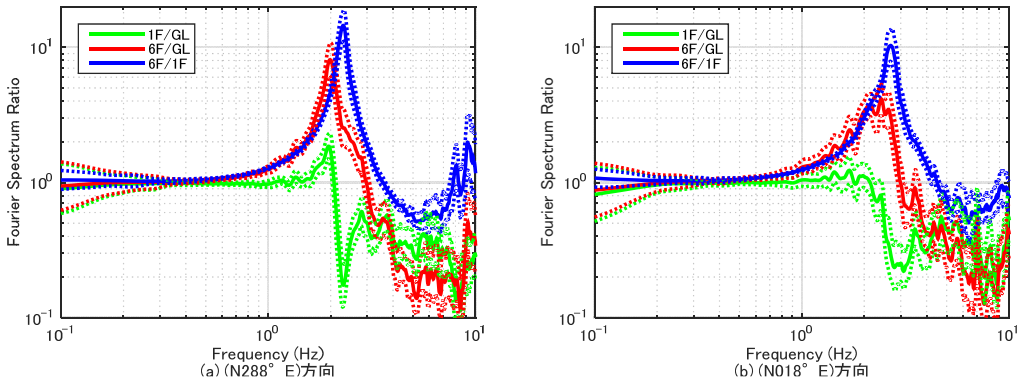


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

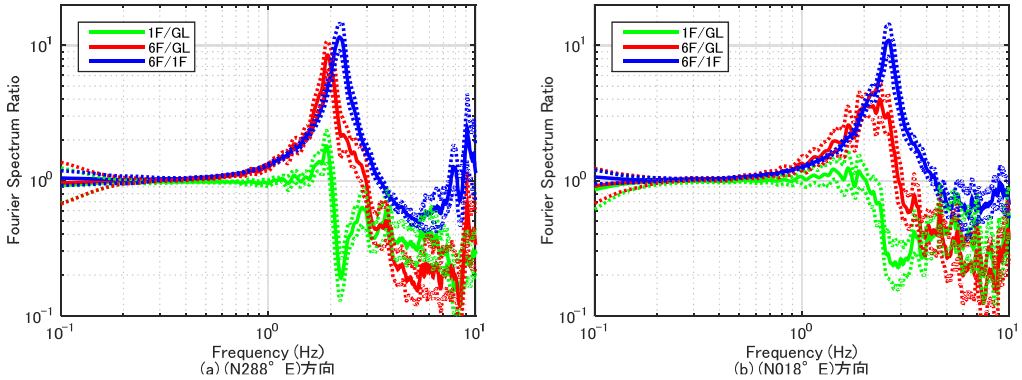


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

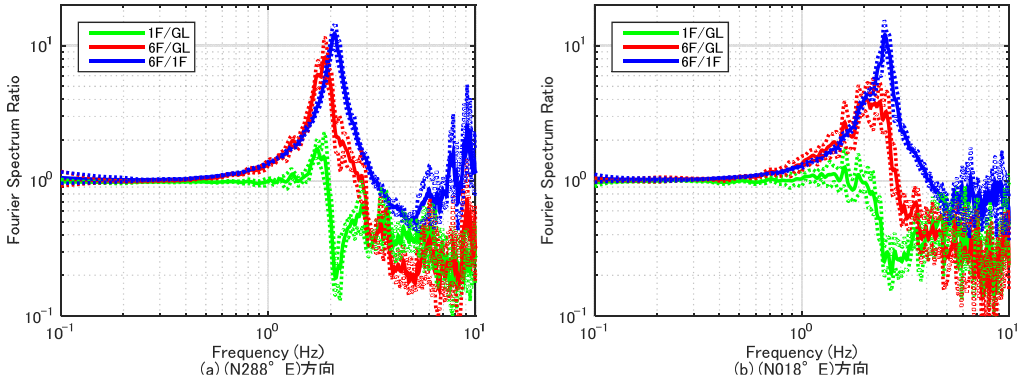


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

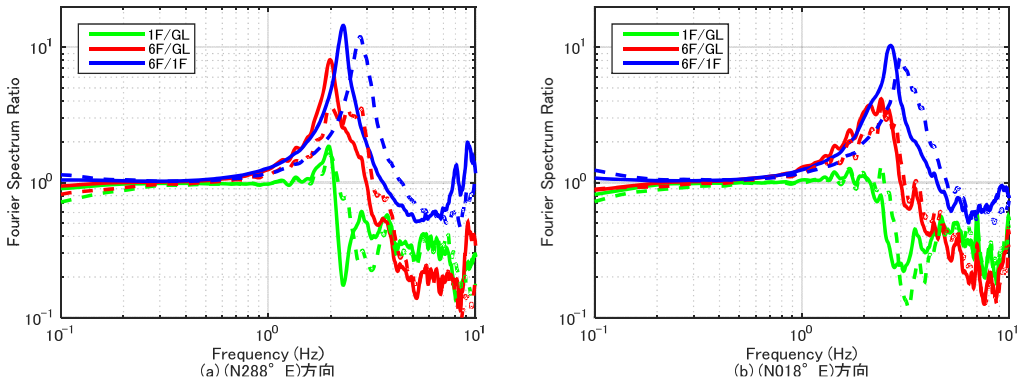


図 6.9.6 311 前後の平均スペクトル比(震度 2)　※実線：本震後、破線：本震前

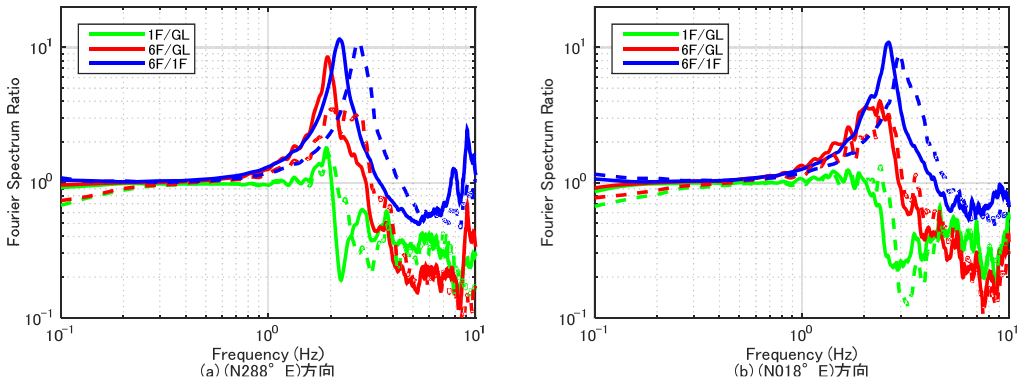


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比(震度 3)　※実線：本震後、破線：本震前

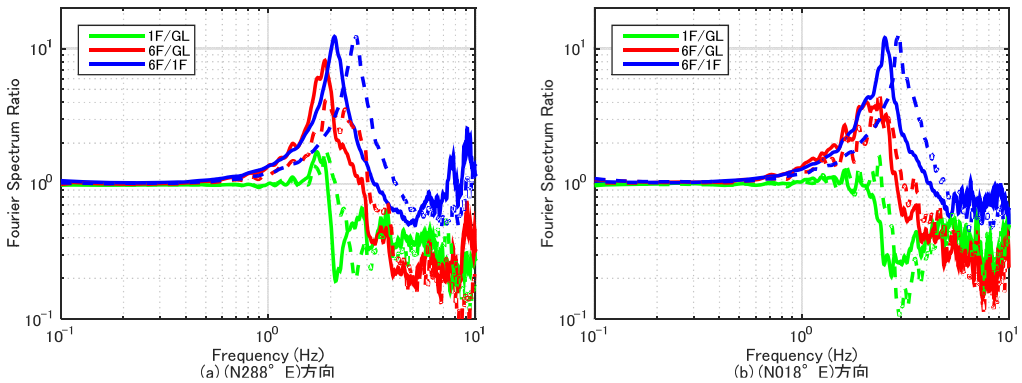


図 6.11.8 311 前後の平均スペクトル比(震度 4)　※実線：本震後、破線：本震前

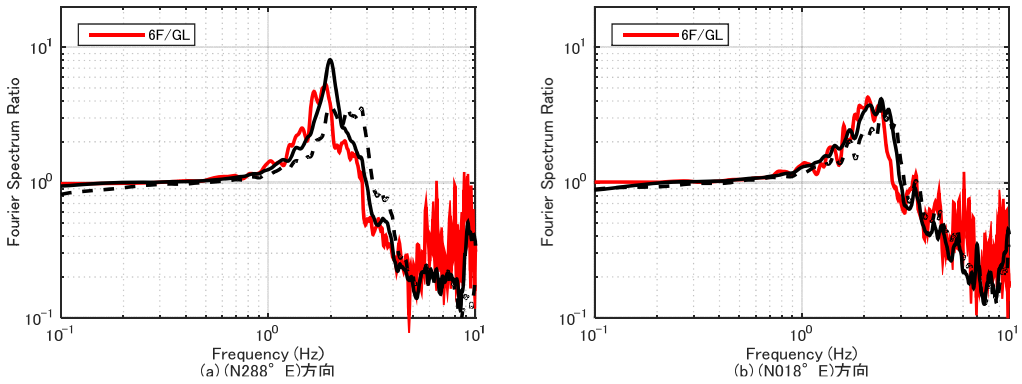


図 6.12.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(6F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

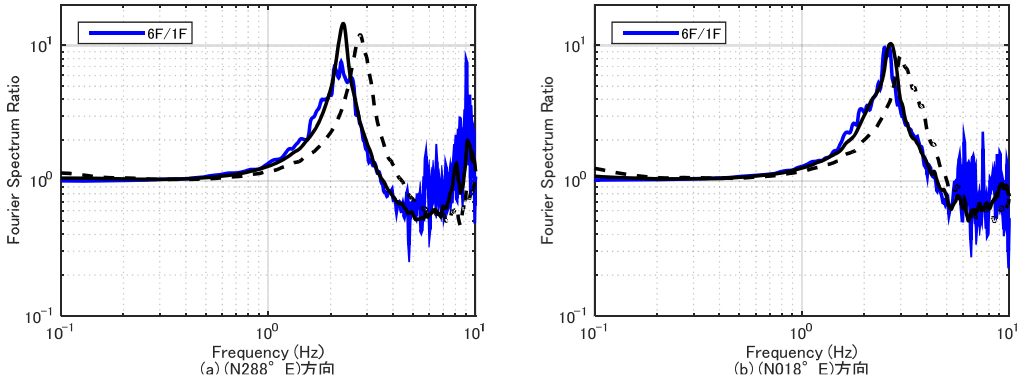


図 6.13.10 311 地震と震度 2 の地震の比較(6F/1F)　※実線：本震後、破線：本震前

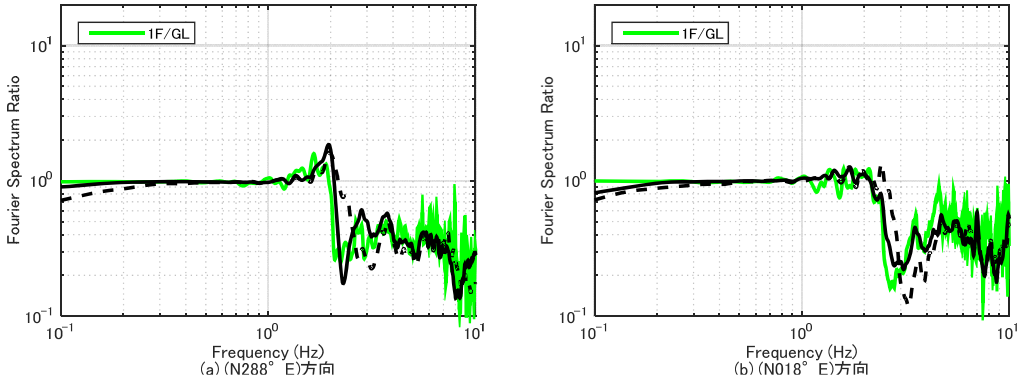


図 6.14 311 地震と震度 2 の地震の比較(1F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

2.4.7 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	Δ (km)	I_{JMA}	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_{JMA} : 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

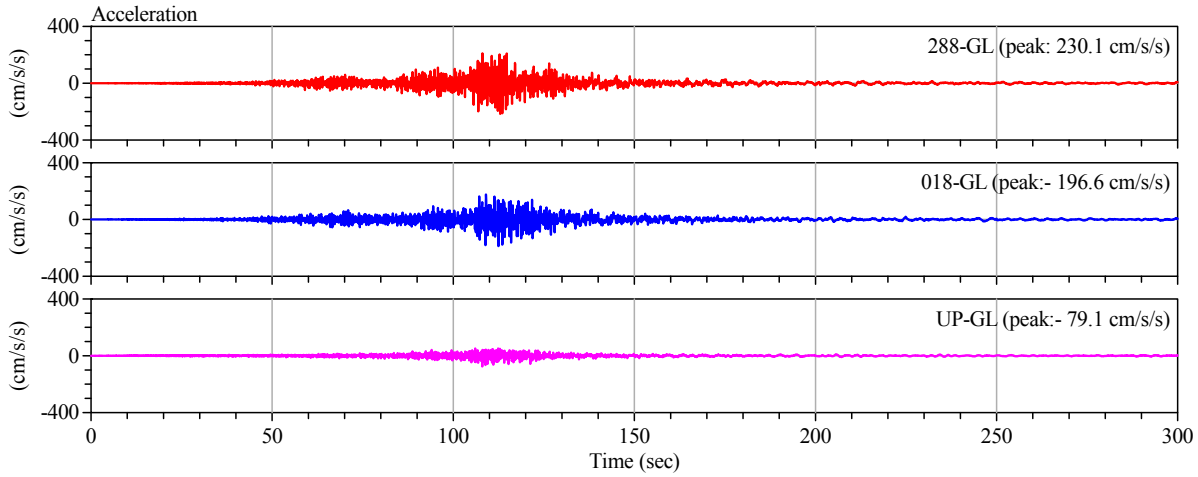


図 7.1　地表(GL)の加速度記録

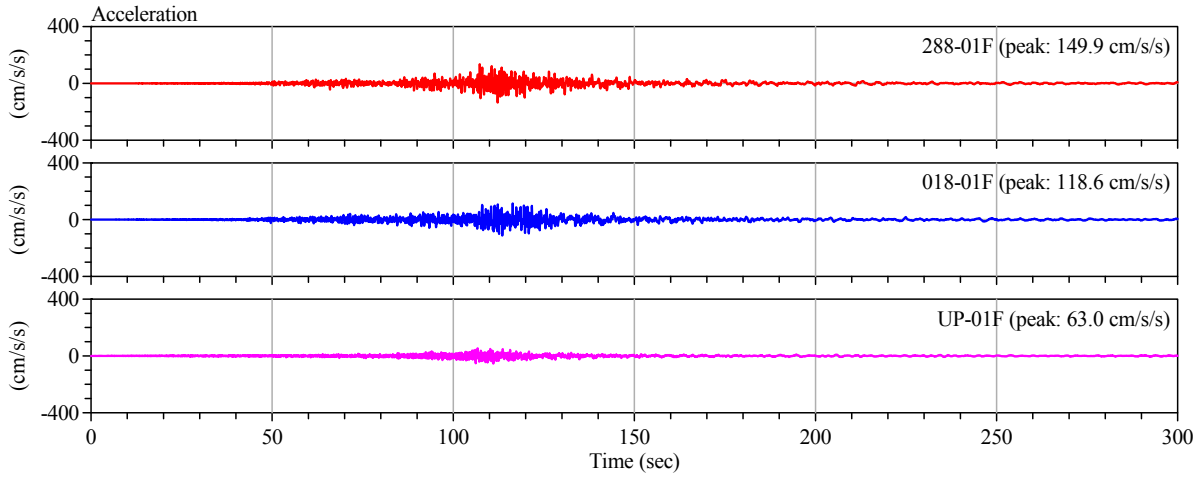


図 7.2　1 階(01F)の加速度記録

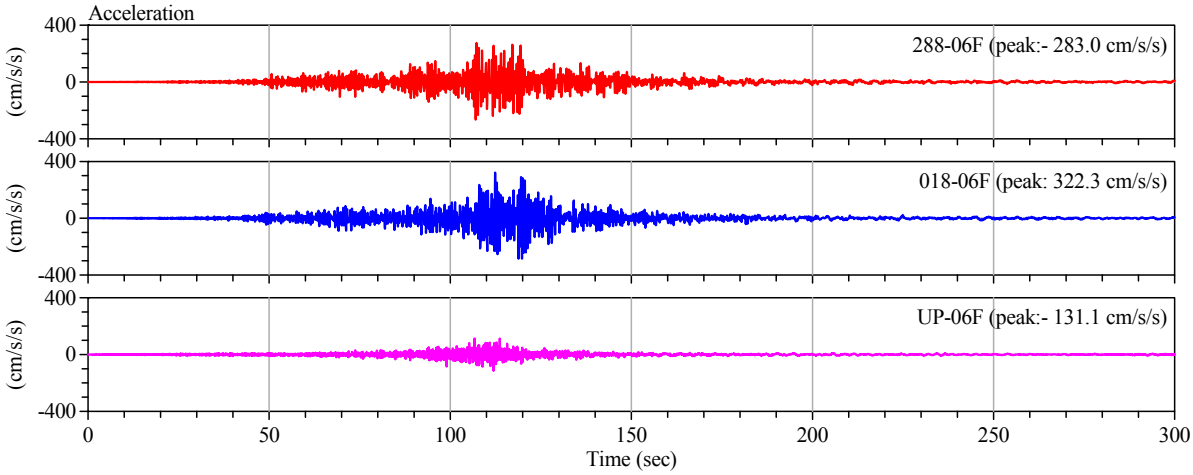


図 7.3　6 階(06F)の加速度記録

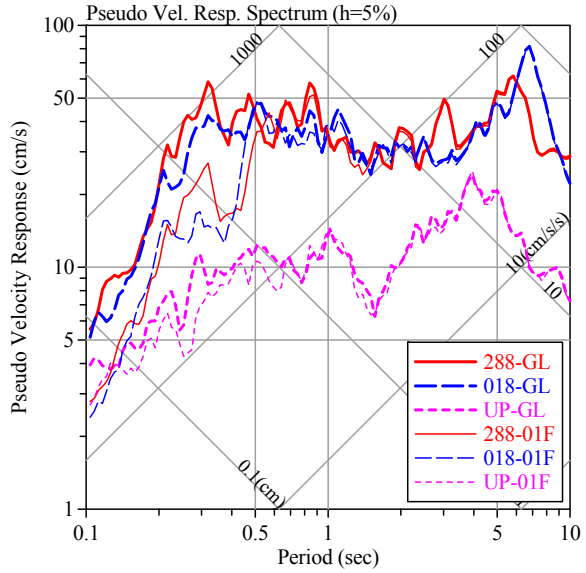


図 7.5　地表(GL)と 1 階(01F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

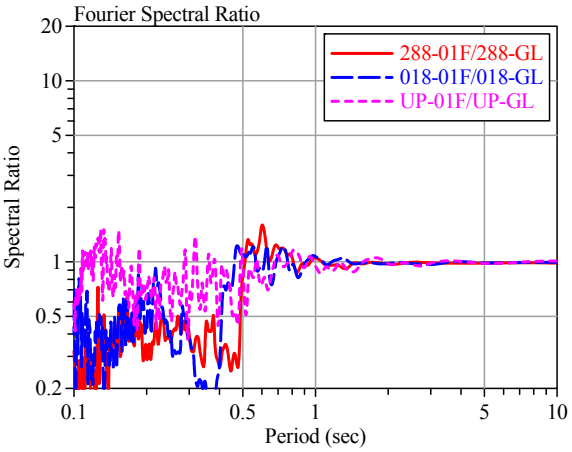


図 7.6　1 階(01F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

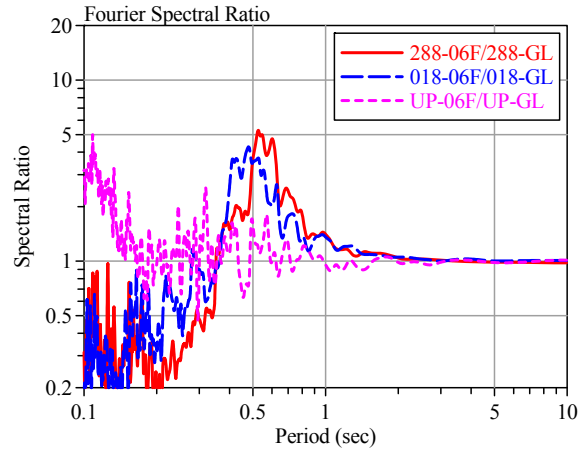


図 7.7　6 階(06F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

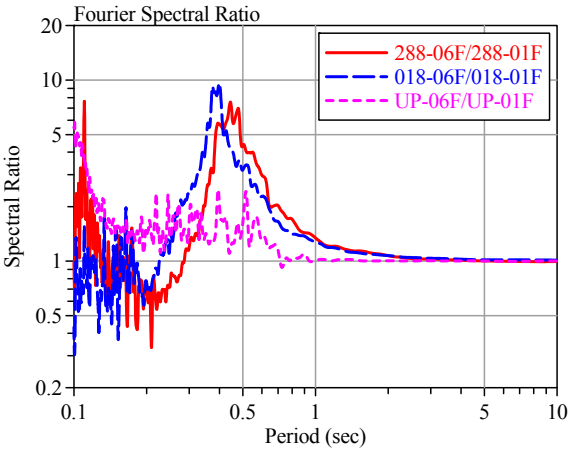


図 7.8　6 階(06F)の 1 階(01F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

付 2.5　ANX 観測点

2.5.1 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

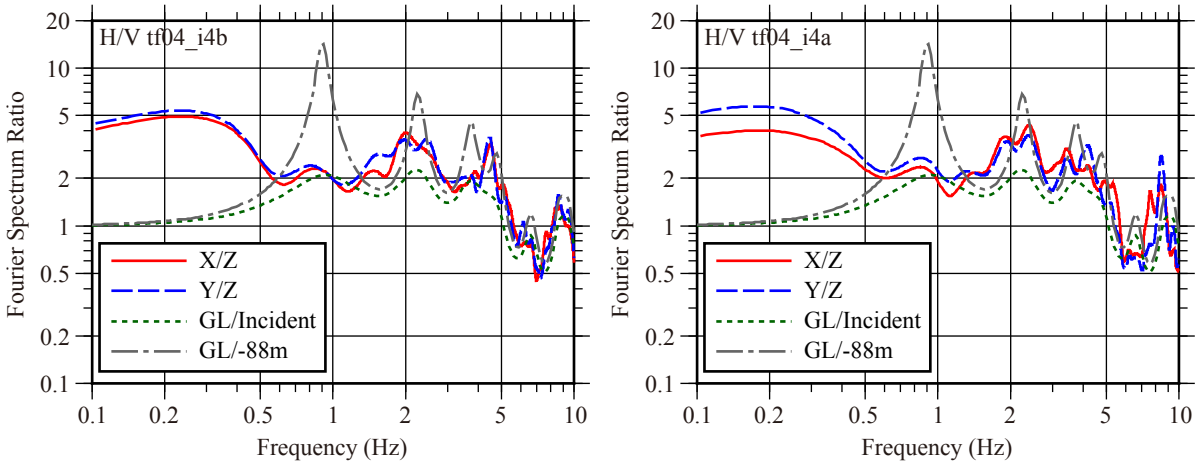
写真 1.1　建築物外観

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件

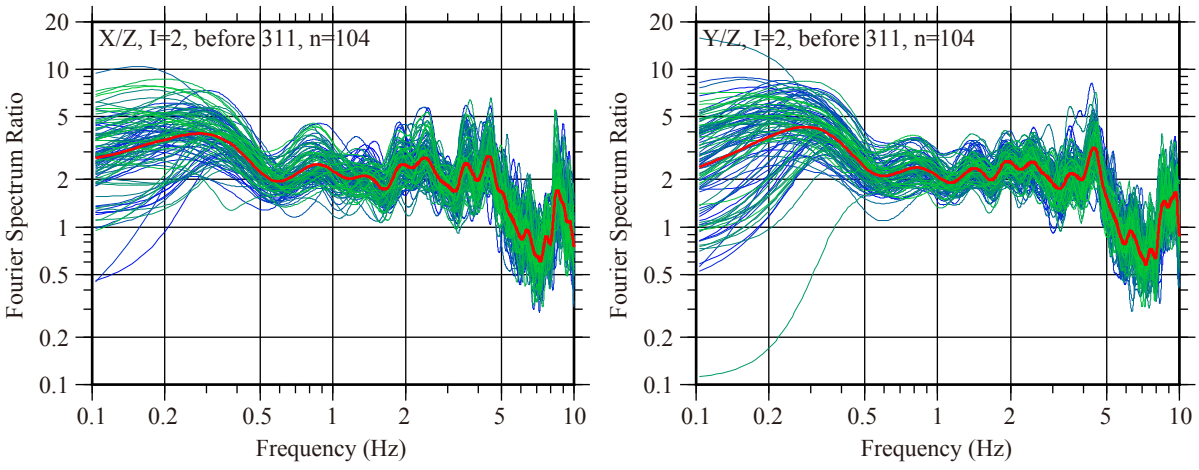
No.	層厚(m)	深さ(m)	V_P (m/s)	V_S (m/s)	ρ (t/m^3)	土質
1	2.0		170	110	1.30	ローム
2	6.0	2.0	1430	200	1.30	砂質粘土/粘土質砂
3	6.0	8.0		160	1.50	砂質粘土/粘土
4	8.0	16.0	1630	260	1.80	細砂/砂質細砂
5	6.0	22.0	1500	200	1.75	砂質粘土/粘土
6	14.0	36.0	1570	270		
7	6.0	42.0	1880	460	1.90	砂礫
8	8.0	50.0	1780	340	1.75	砂質粘土/粘土
9	12.0	62.0	1690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



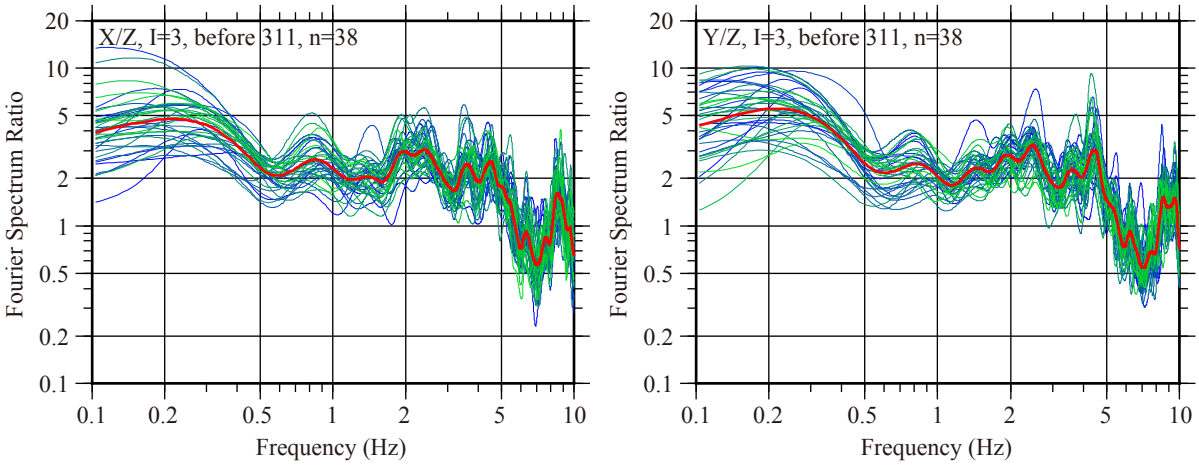
(a) 311 前, 震度 4 平均　　(b) 311 後, 震度 4 平均

図 1.1　GL の記録の H/V フーリエスペクトル比(震度 4 の記録の平均)と SH 波の伝達関数



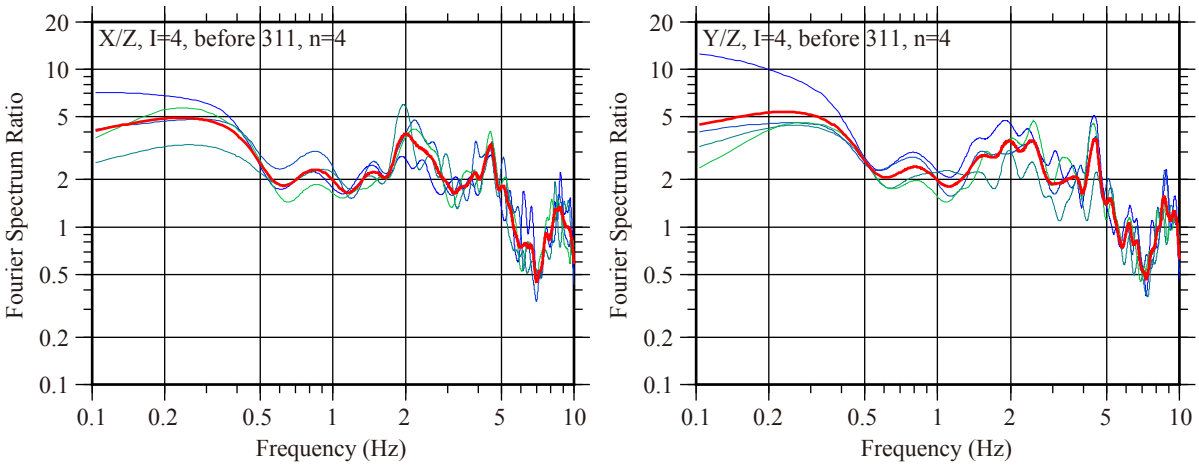
(a) X (N180°E)　　(b) Y (N270°E)

図 1.2　GL の記録の H/V フーリエスペクトル比（震度 2，311 前 104 地震記録）



(a) X (N180°E)　　(b) Y (N270°E)

図 1.3　GL の記録の H/V フーリエスペクトル比（震度 3，311 前 38 地震記録）



(a) X (N180°E)　　(b) Y (N270°E)

図 1.4　GL の記録の H/V フーリエスペクトル比（震度 4，311 前 4 地震記録）

(3) 機器配置及び方位

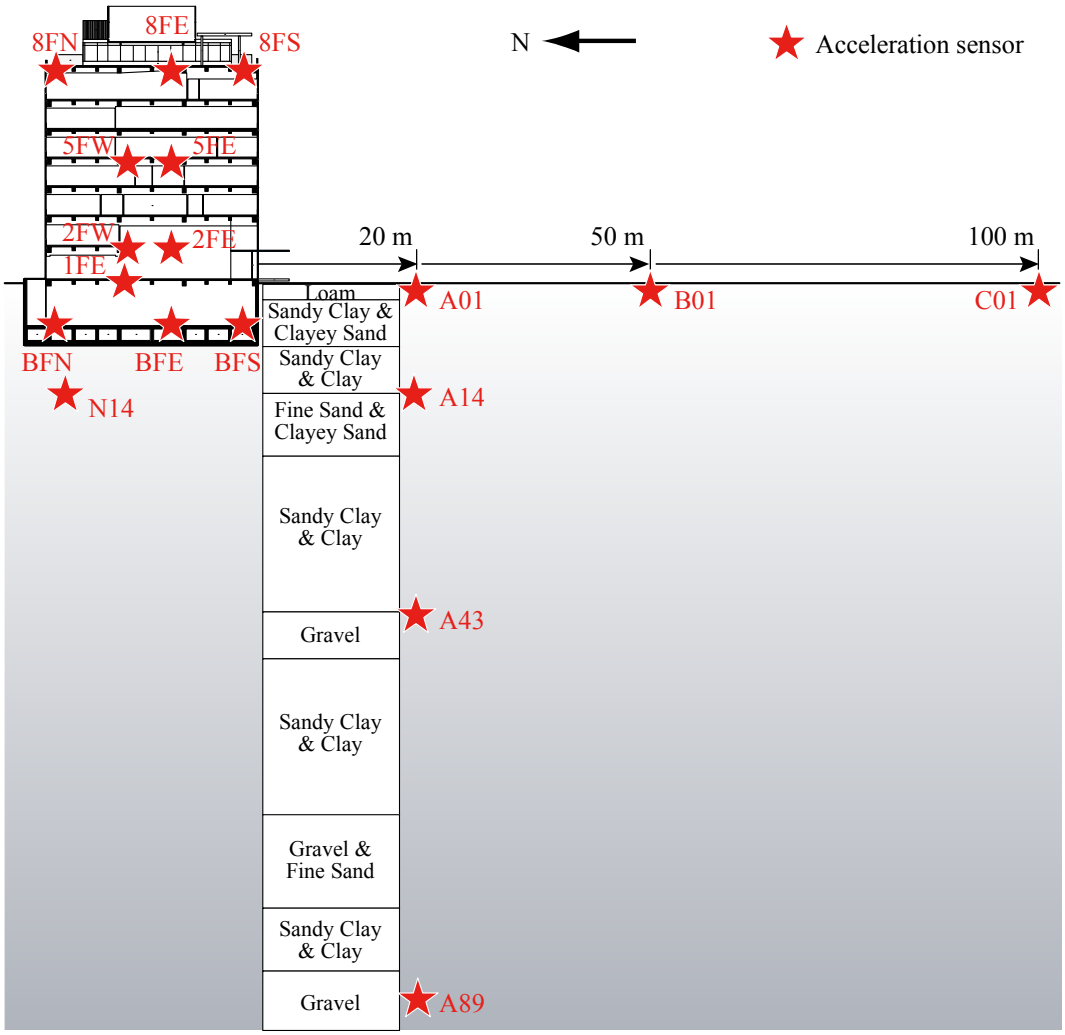


図 1.5 地盤及び建築物内部での加速度計配置

2.5.2 観測記録

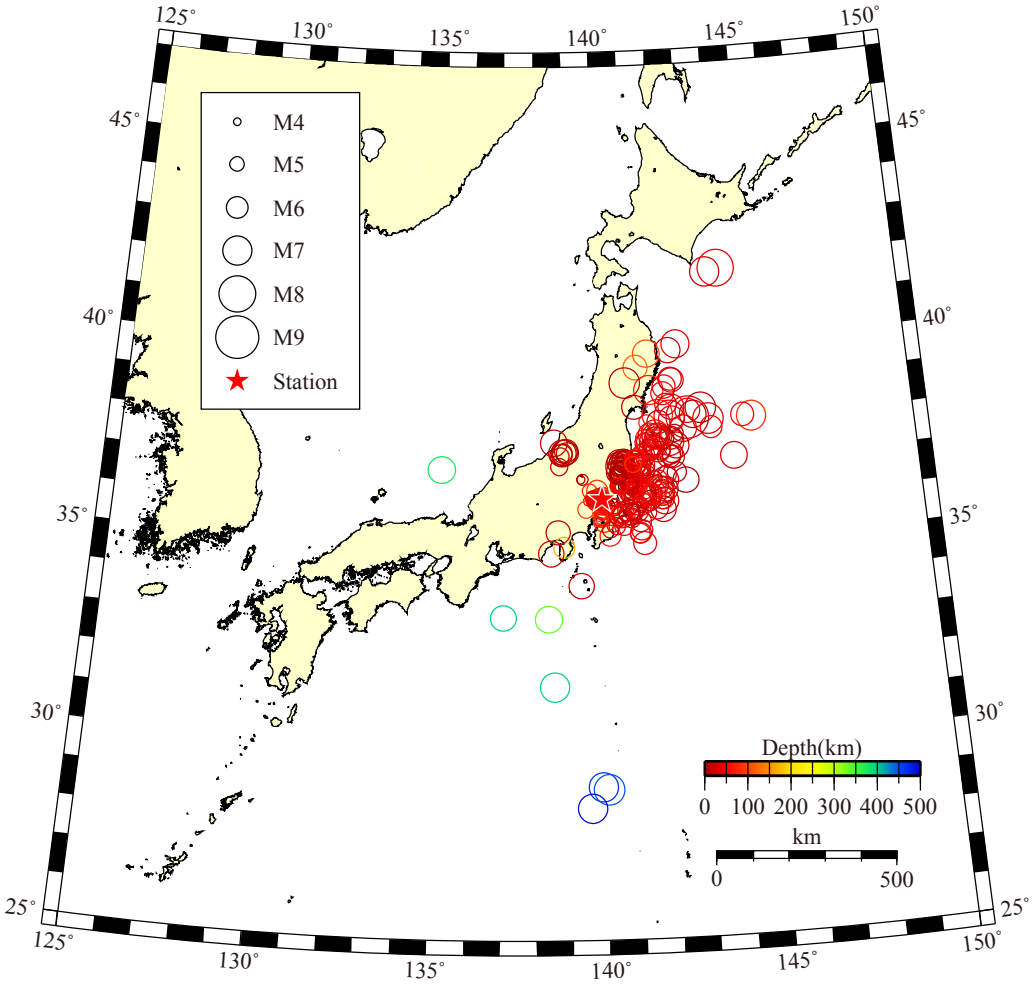


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

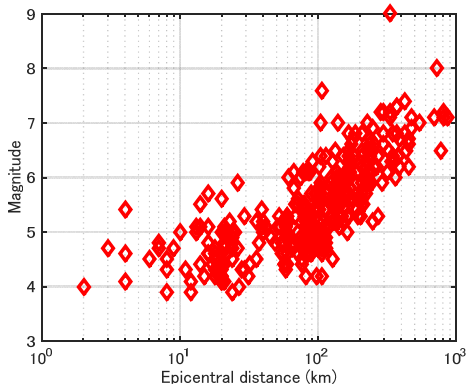


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

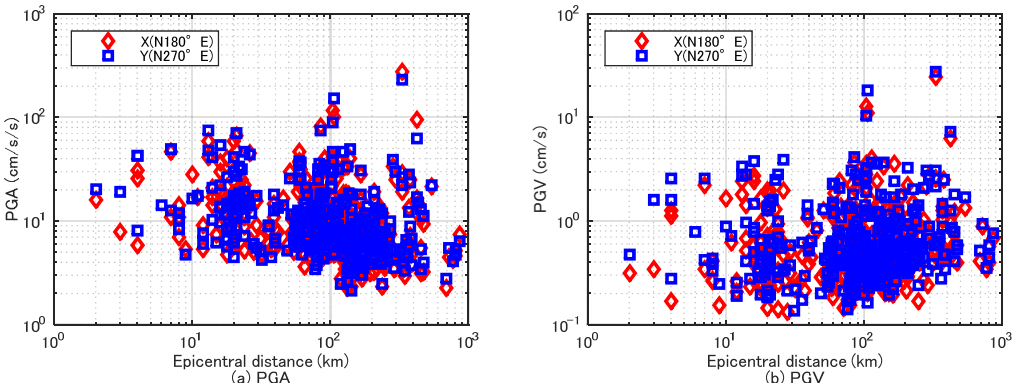


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

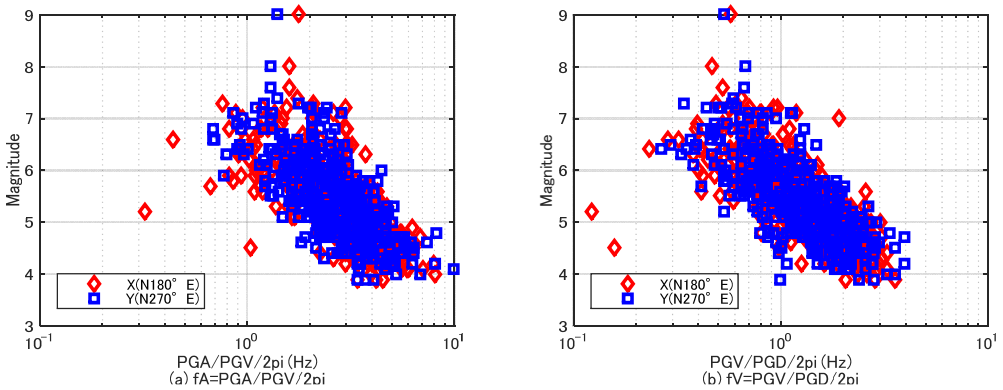


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

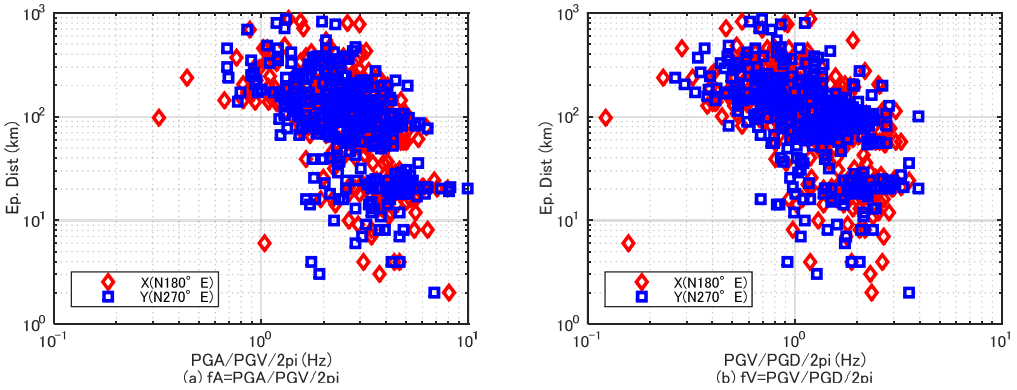


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.5.3 最大加速度、最大速度、計測震度

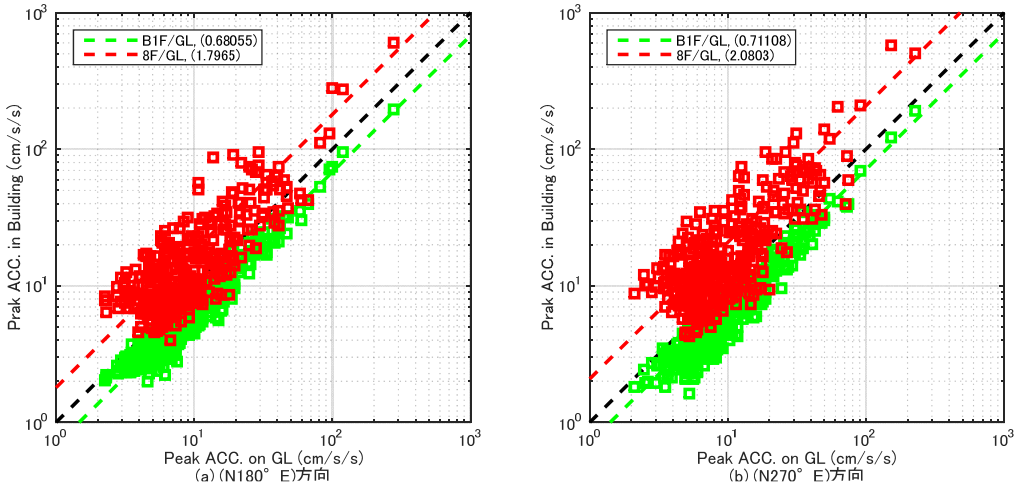


図 3.1 GL の最大加速度と B1F 及び 8F の最大加速度の関係

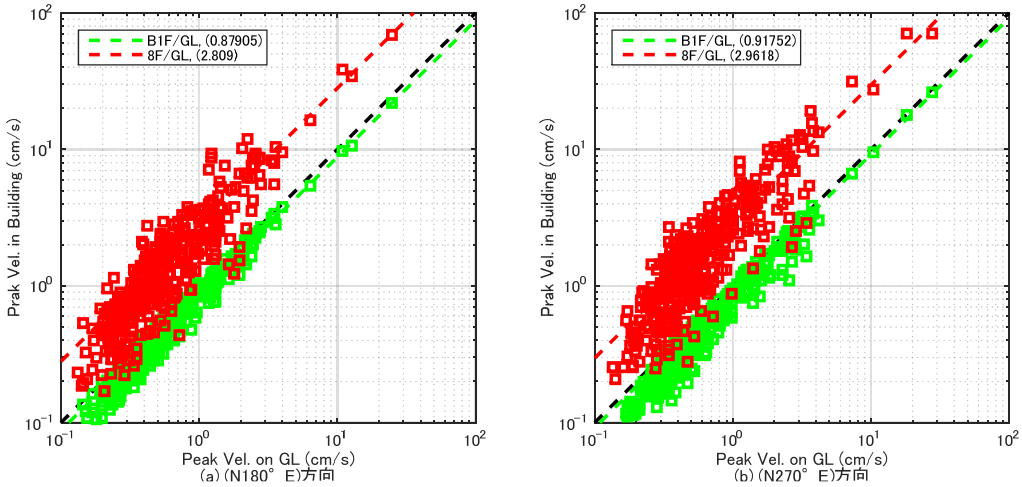


図 3.2 GL の最大速度と B1F 及び 8F の最大速度の関係

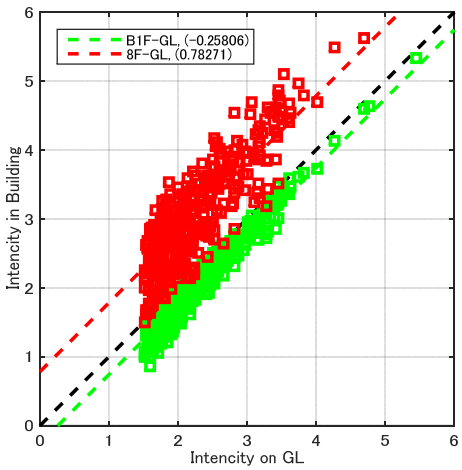


図 3.3 GL の計測震度と B1F 及び 8F の計測震度の関係

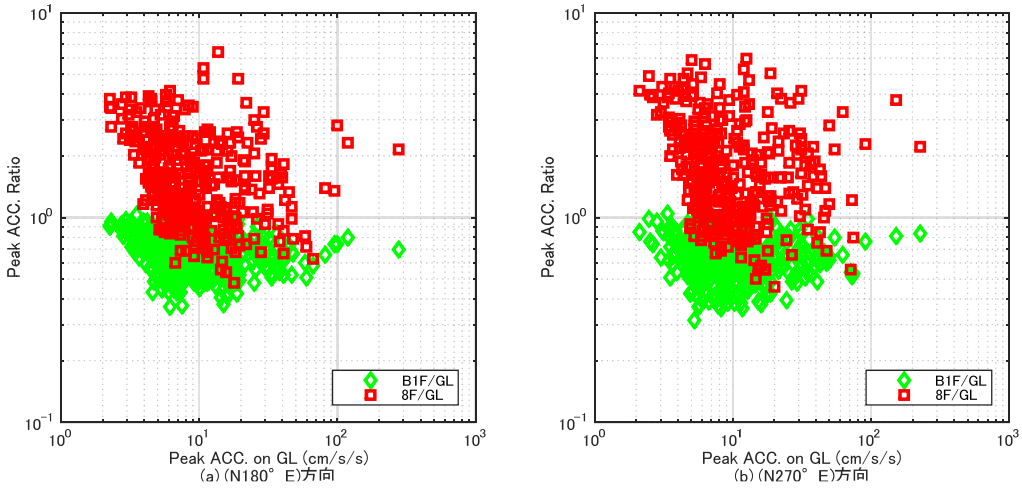


図 3.4 GL の最大加速度と B1F/GL 及び 8F/GL の最大加速度比の関係

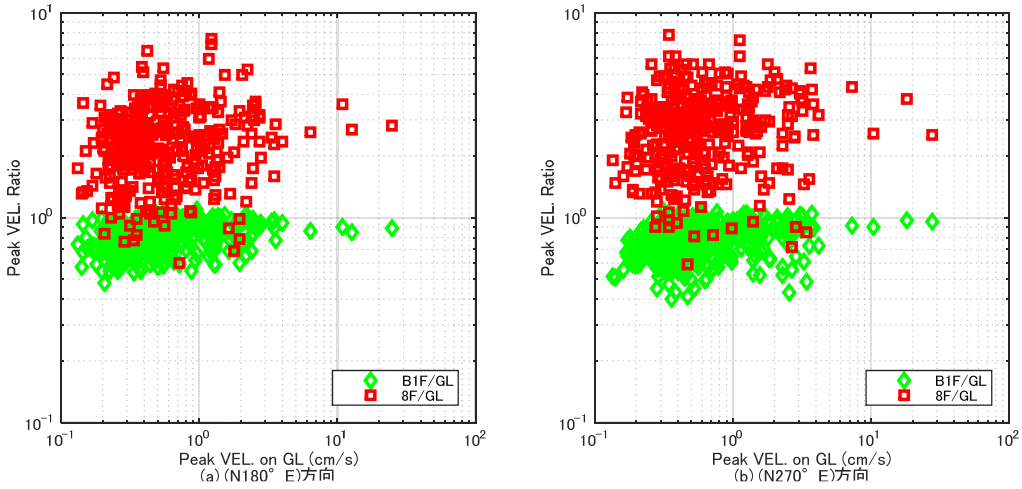


図 3.5 GL の最大速度と B1F/GL 及び 8F/GL の最大速度比の関係

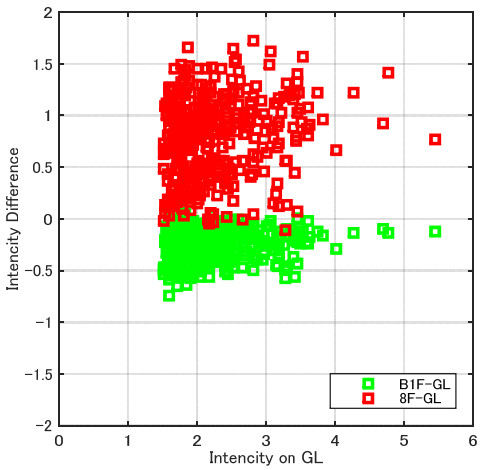


図 3.6 GL の最大震度と B1F-GL 及び 8F-GL の計測震度差の関係

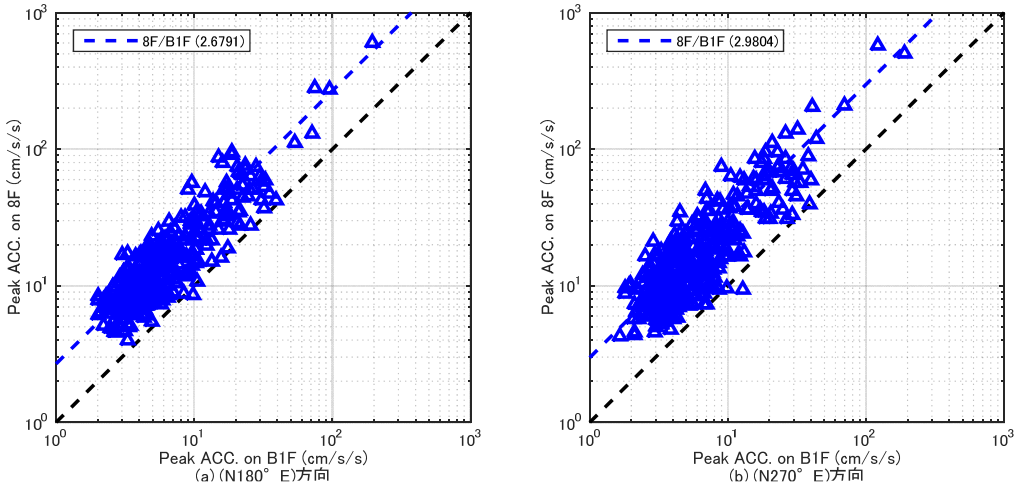


図 3.7 B1F の最大加速度と 8F の最大加速度の関係

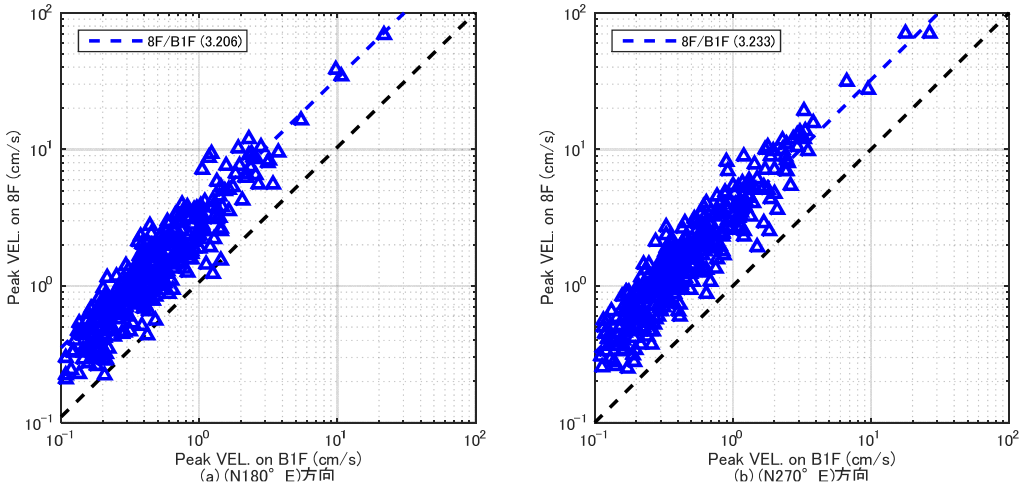


図 3.8 B1F の最大速度と 8F の最大速度の関係

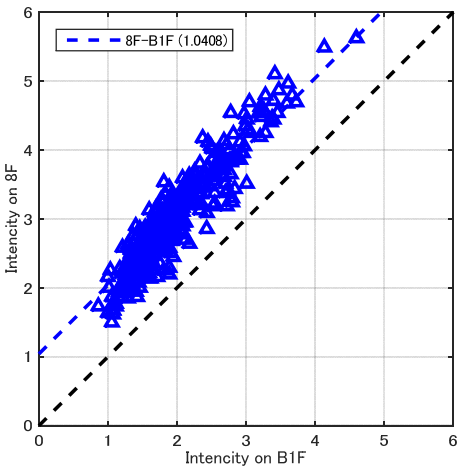


図 3.9 B1F の計測震度と 8F の計測震度の関係

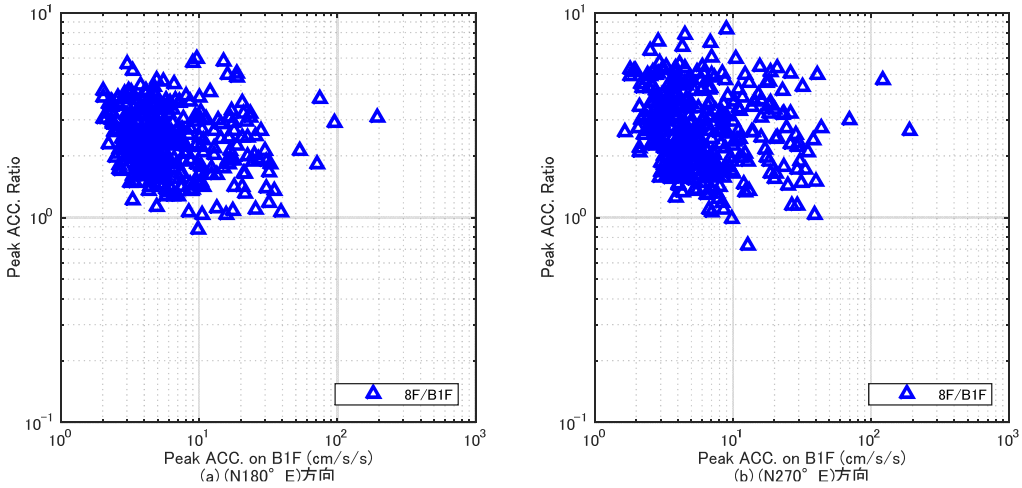


図 3.10 B1F の最大加速度と 8F/B1F の最大加速度比の関係

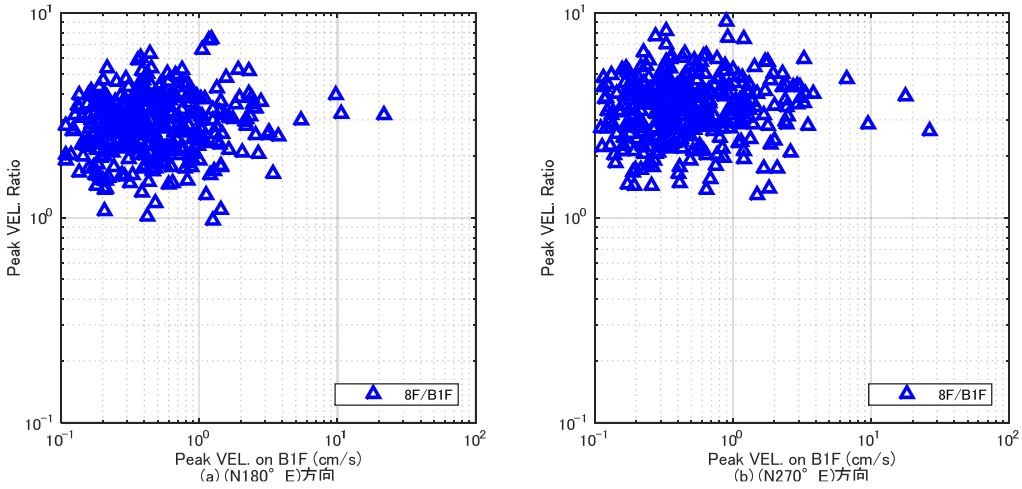


図 3.11 B1F の最大速度と 8F/B1F の最大速度比の関係

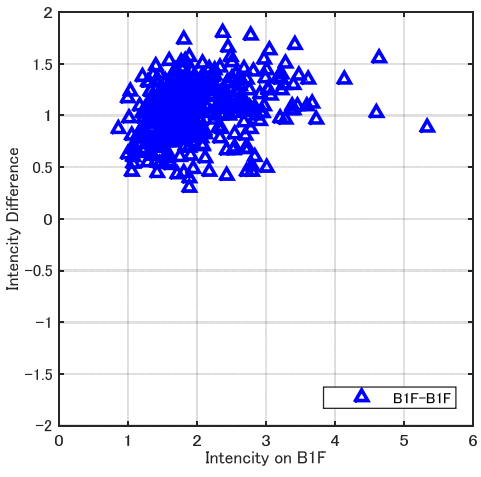


図 3.12 B1F の計測震度と 8F-B1F の計測震度差の関係

2.5.4 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

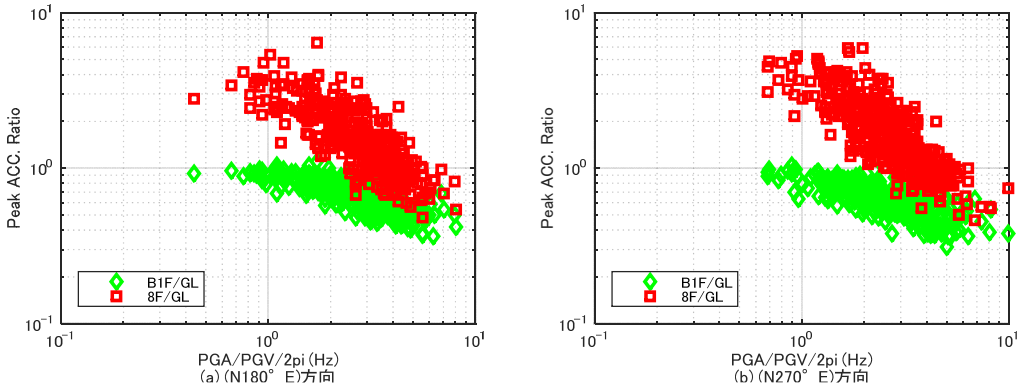


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(8F/GL, B1F/GL)の関係

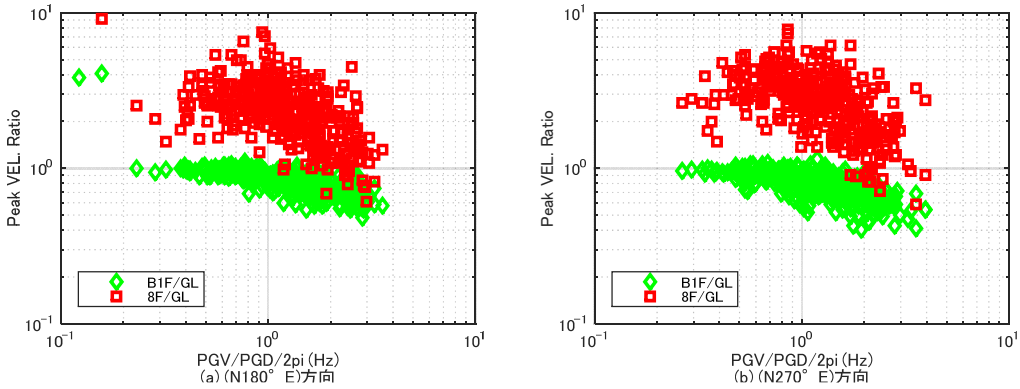


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(8F/GL, B1F/GL)の関係

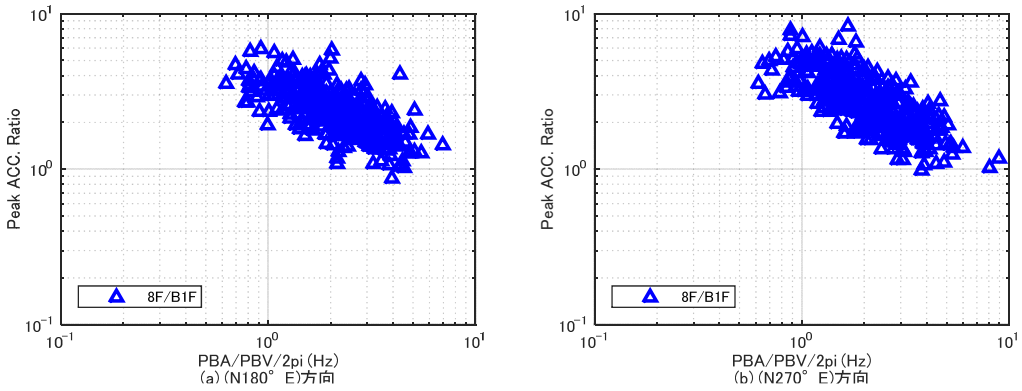


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(8F/B1F)の関係

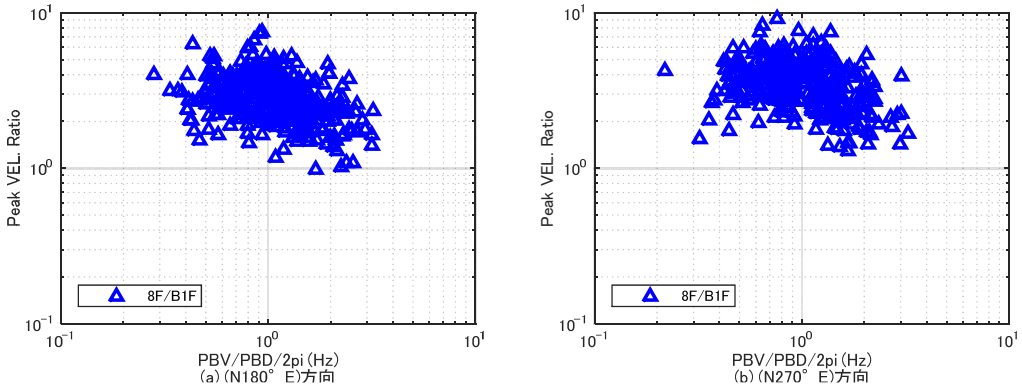


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(8F/B1F)の関係

2.5.5 固有振動数

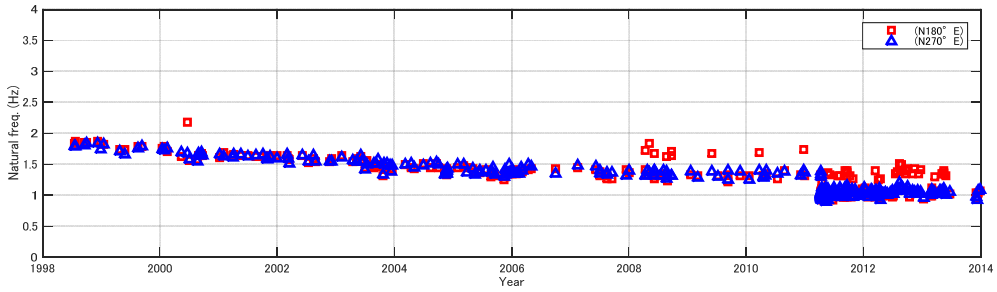


図 5.1 固有振動数(8F/B1F)の経年推移

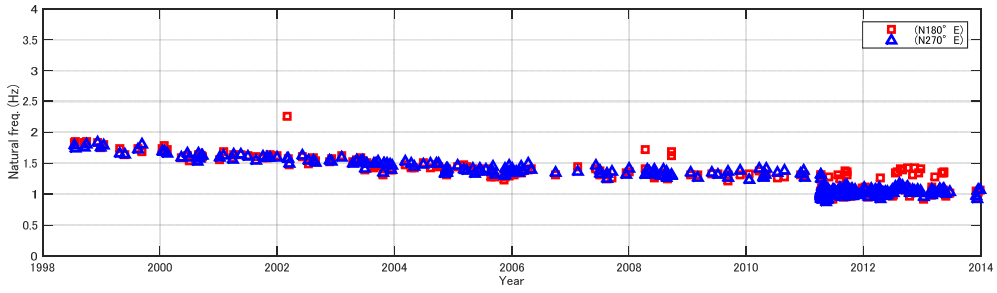


図 5.2 固有振動数(8F/GL)の経年推移

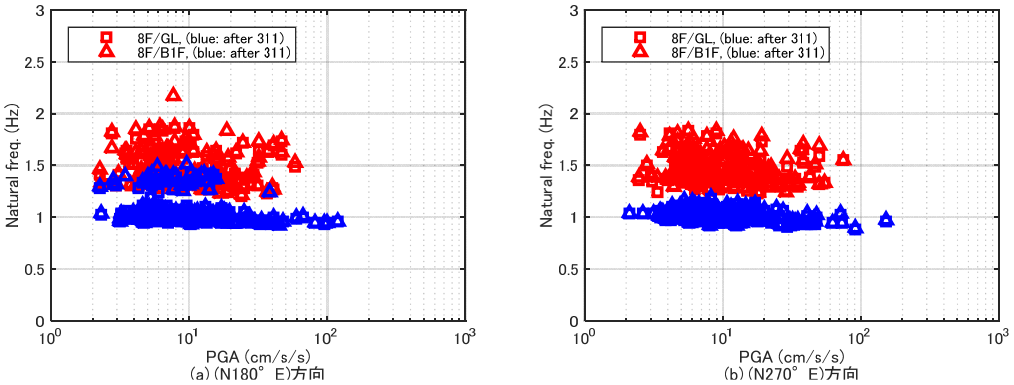


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.5.6 フーリエスペクトル比

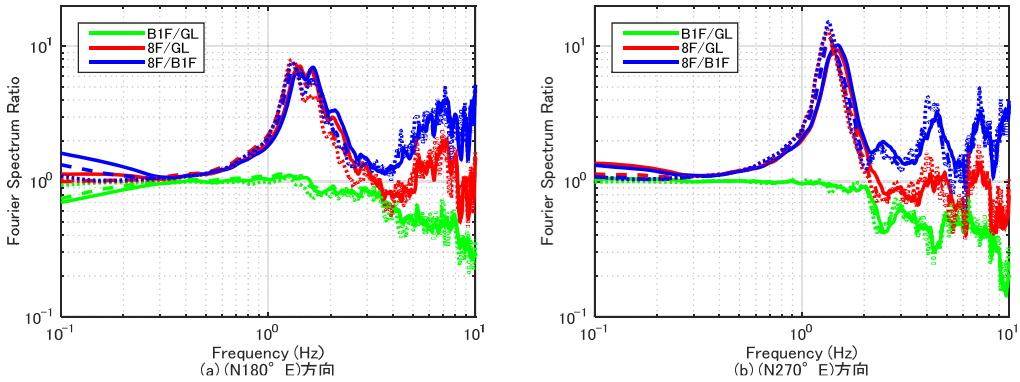


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

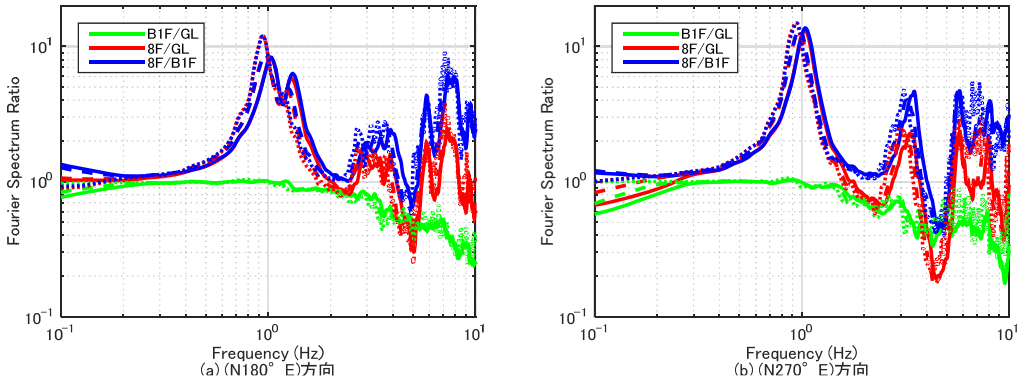


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

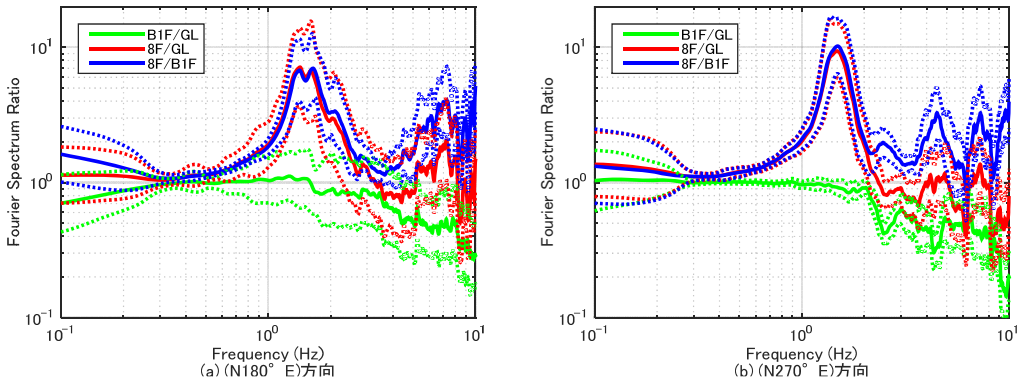


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

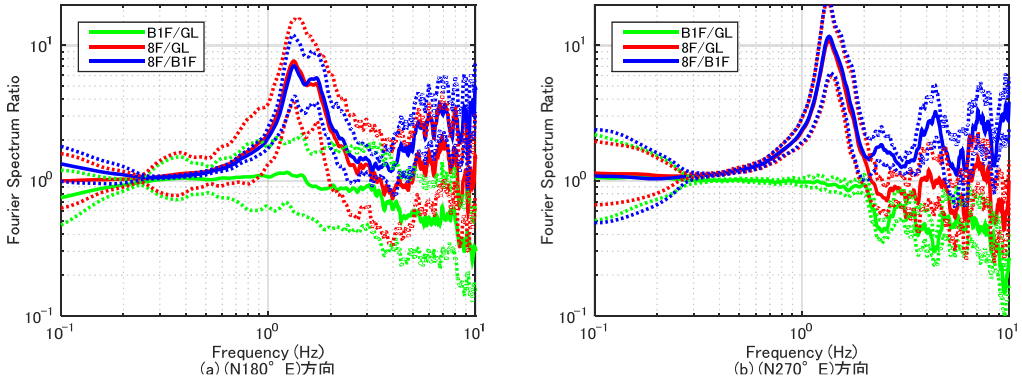


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

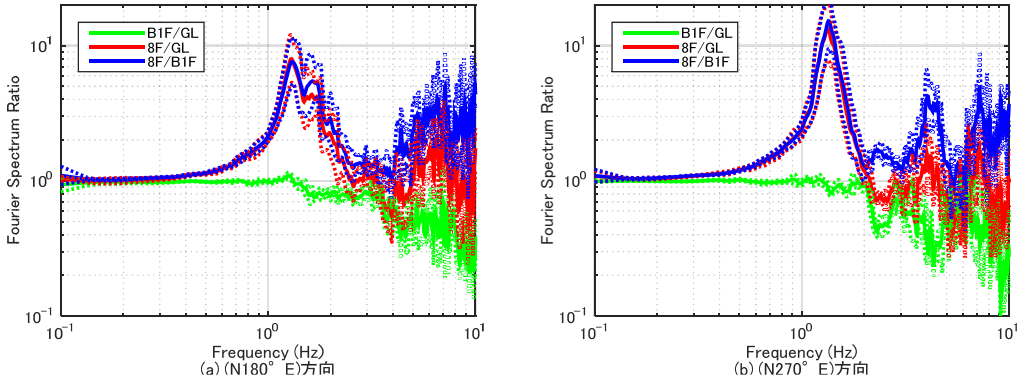


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

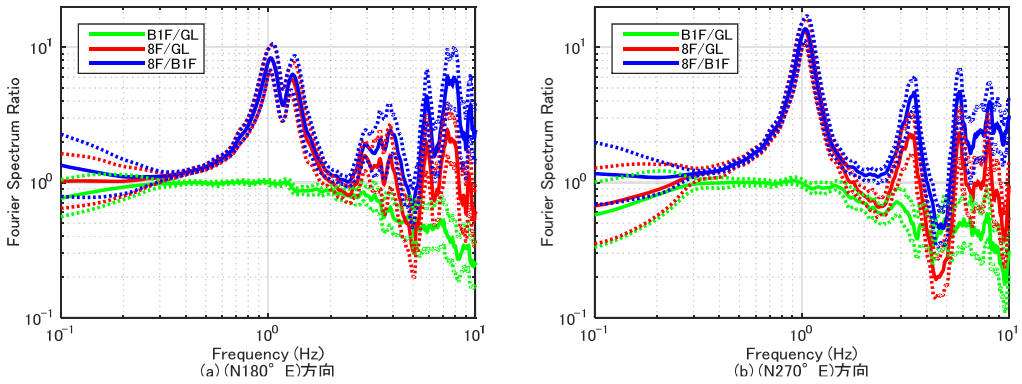


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

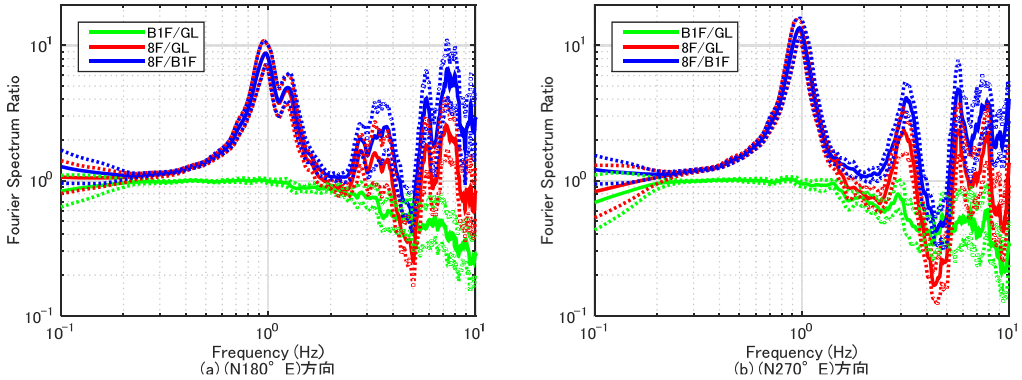


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

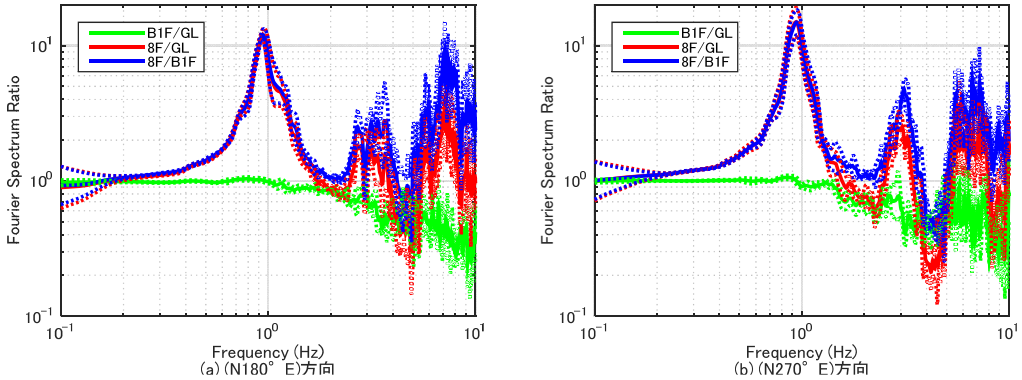


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

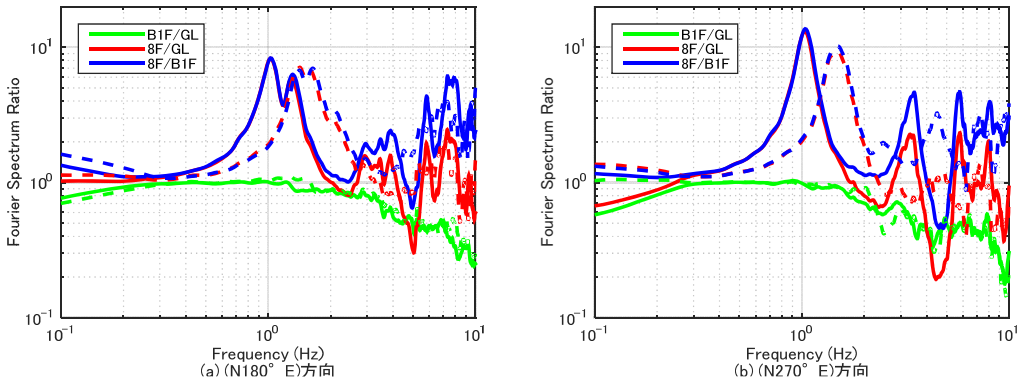


図 6.9 311 前後の平均スペクトル比(震度 2)　※実線：本震後、破線：本震前

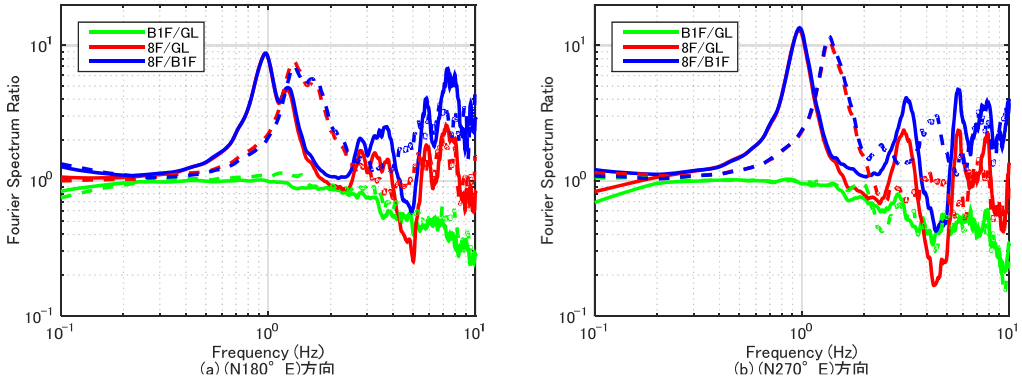


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比(震度 3)　※実線：本震後、破線：本震前

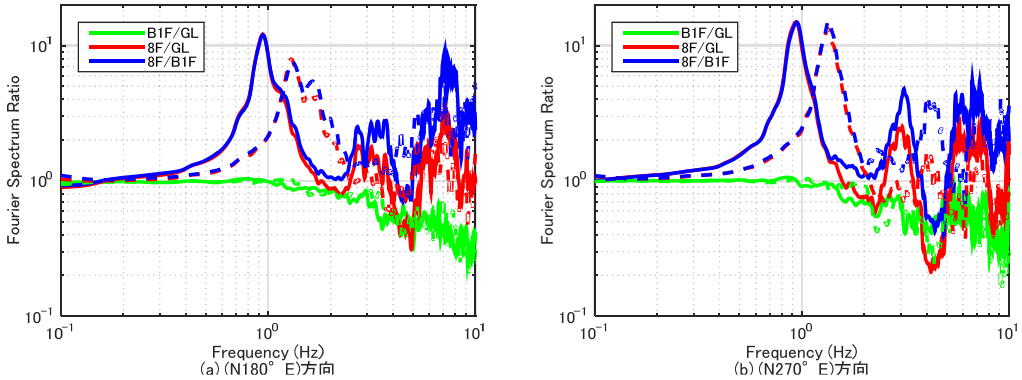


図 6.11 311 前後の平均スペクトル比(震度 4)　※実線：本震後、破線：本震前

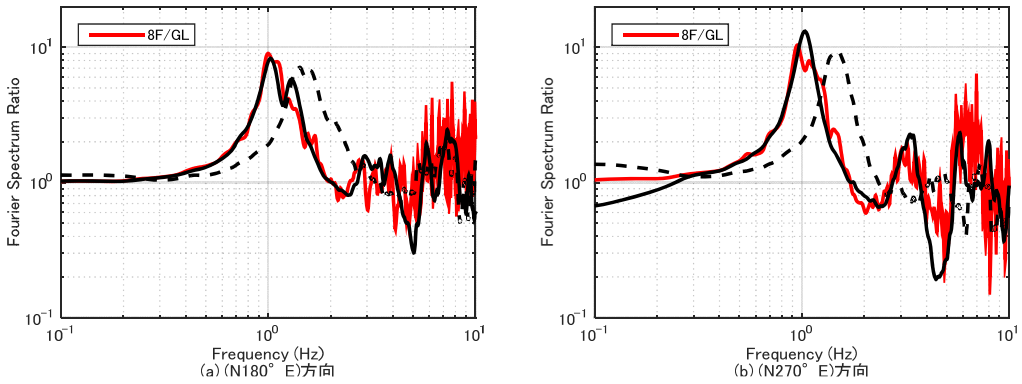


図 6.12 311 地震と震度 2 の地震の比較(8F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

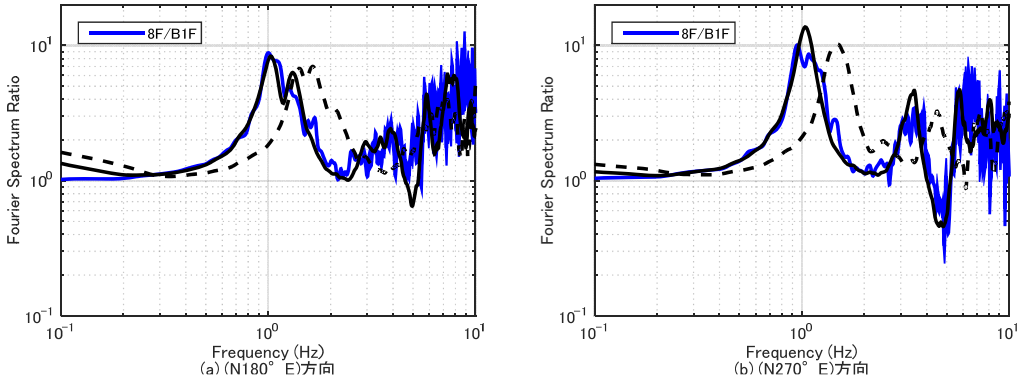


図 6.13 311 地震と震度 2 の地震の比較(8F/B1F)　※実線：本震後、破線：本震前

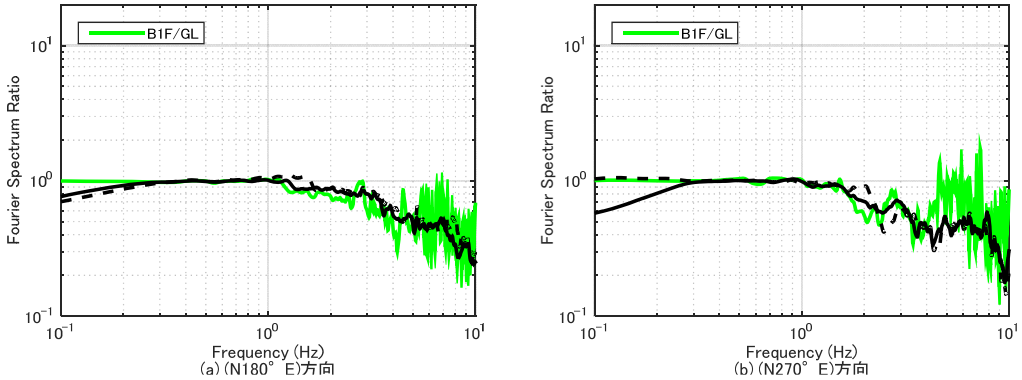


図 6.14 311 地震と震度 2 の地震の比較(B1F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

2.5.7 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	Δ (km)	I_{JMA}	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_{JMA} : 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

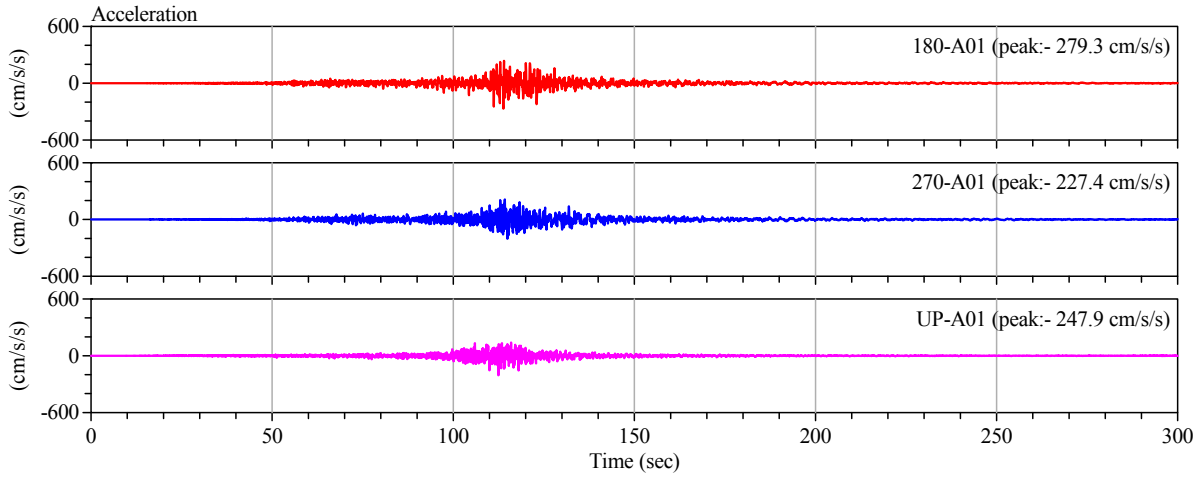


図 7.1　地表(A01)の加速度記録

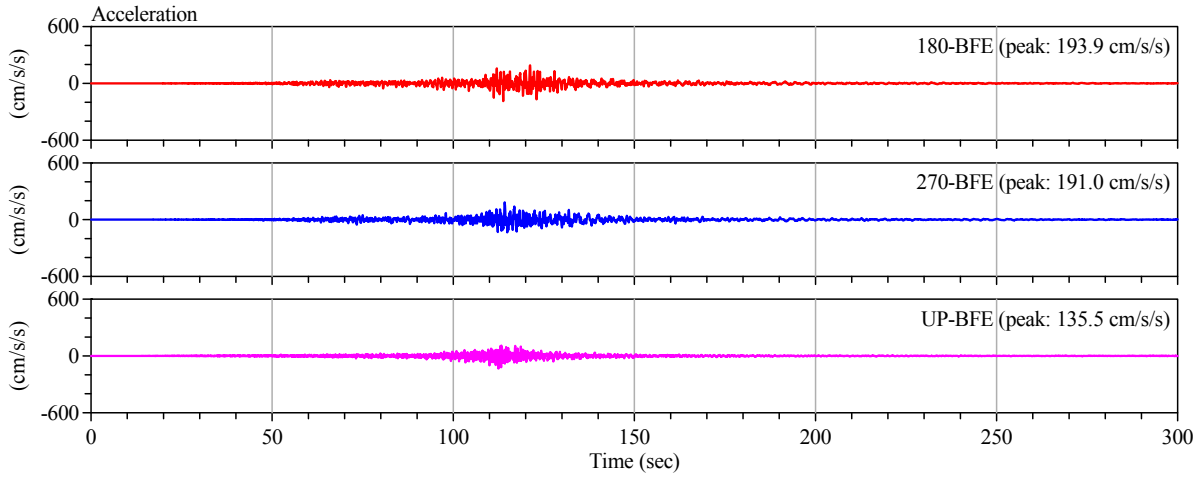


図 7.2　地下 1 階(BFE)の加速度記録

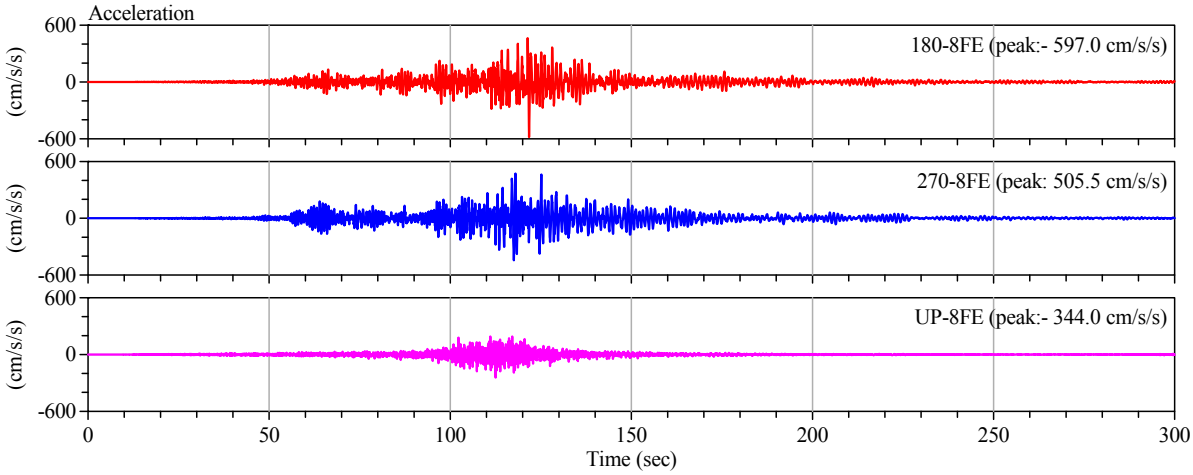


図 7.3　8 階(8FE)の加速度記録

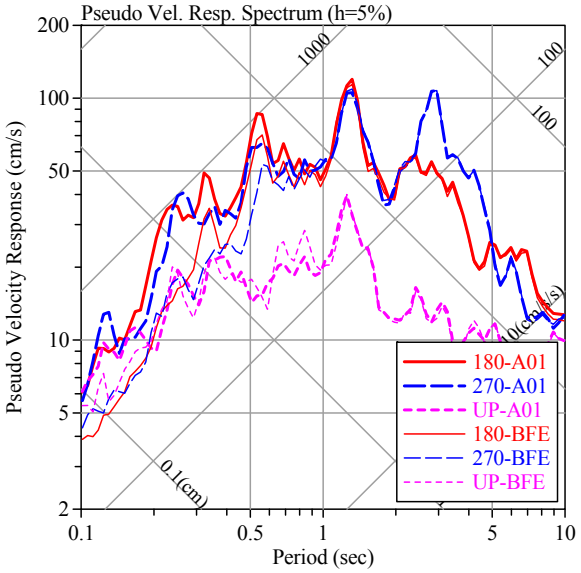


図 7.4　地表(A01)と地下 1 階(BFE)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

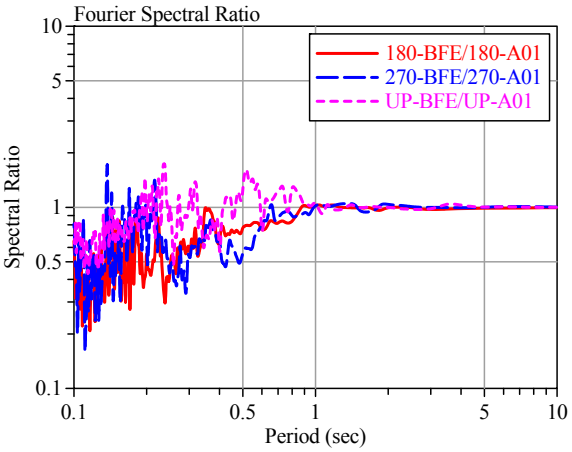


図 7.5　地下 1 階(BFE)の地表(A01)に対するフーリエ振幅スペクトル比

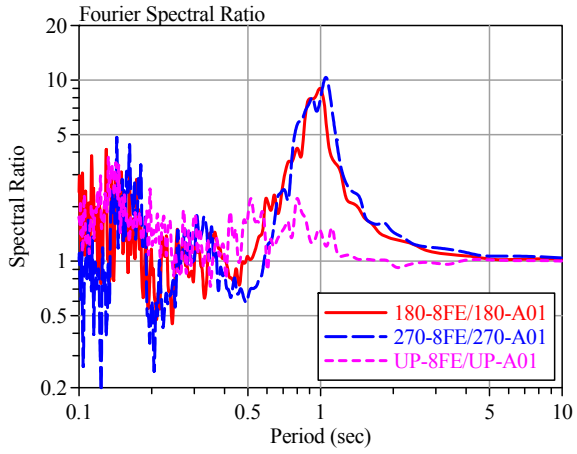


図 7.6　8 階(8FE)の地表(A01)に対するフーリエ振幅スペクトル比

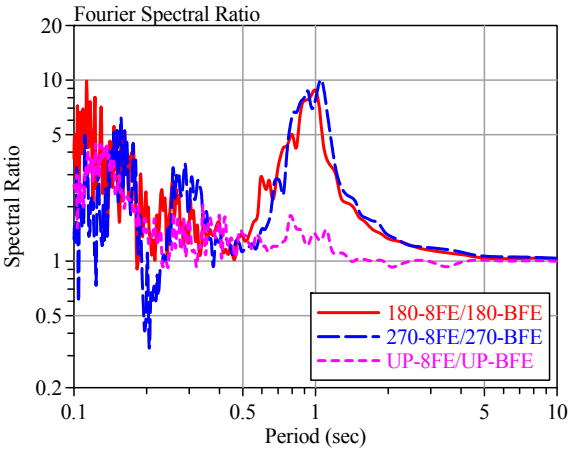


図 7.7　8 階(8FE)の地下 1 階(BFE)に対するフーリエ振幅スペクトル比

付 2.6　OHJ 観測点

2.6.1 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

2.6.2 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	2.0			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)

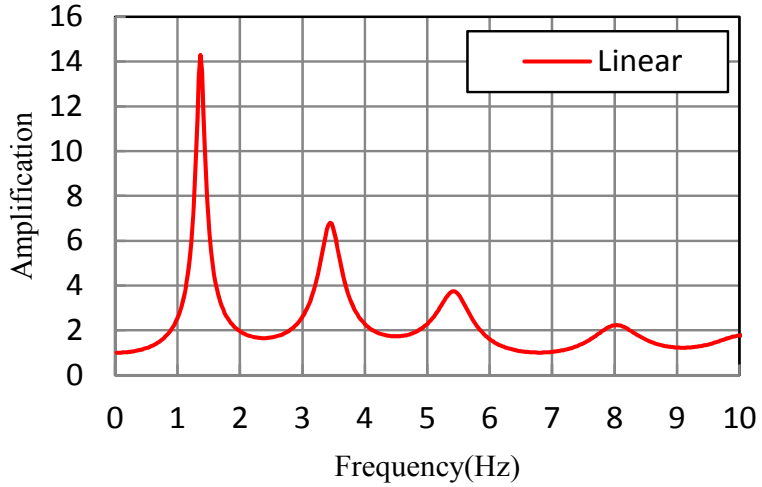


図 1.1 工学的基盤に対する地盤の伝達関数

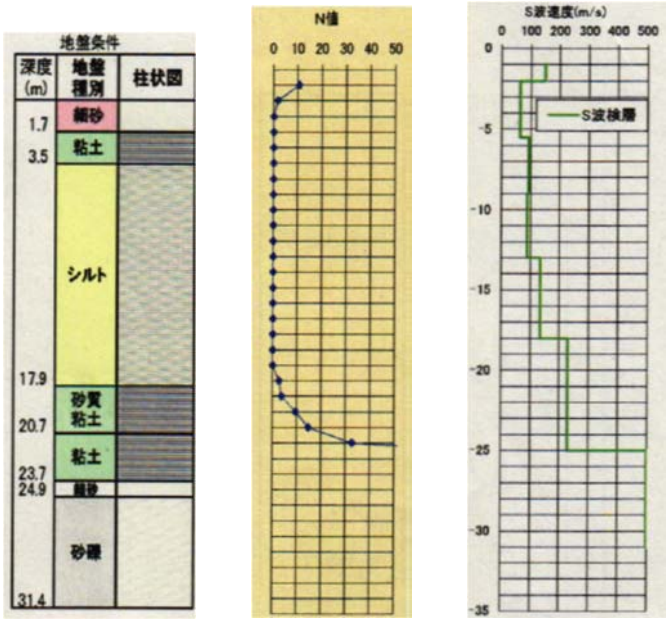


図 1.2 柱状図等

(3) 機器配置及び方位

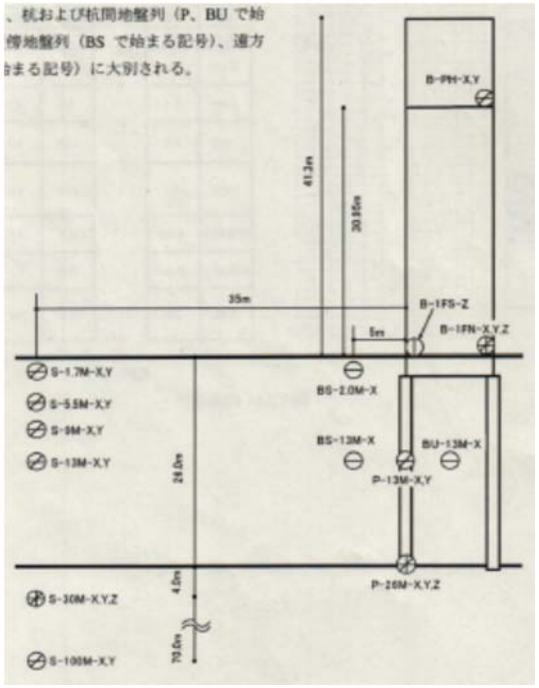


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

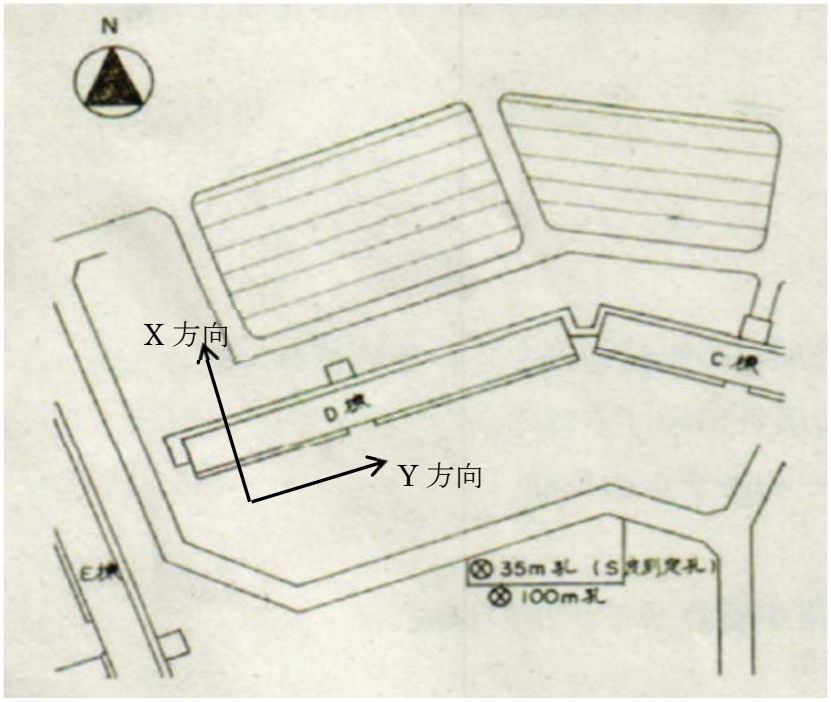


図 1.4 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

2.6.2 観測記録概要

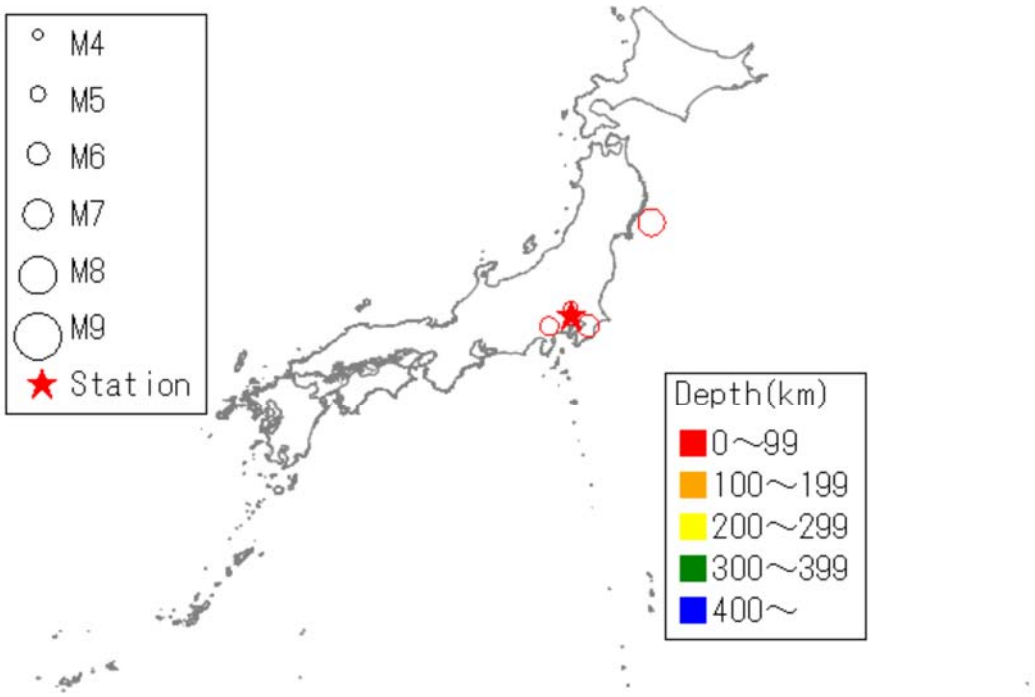


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

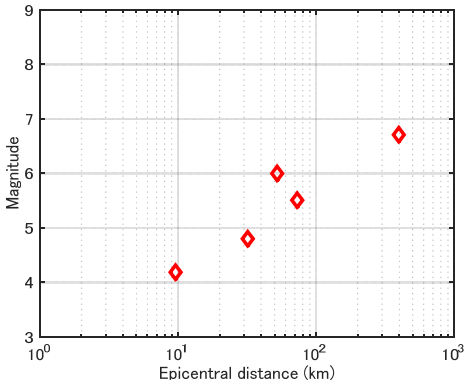


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

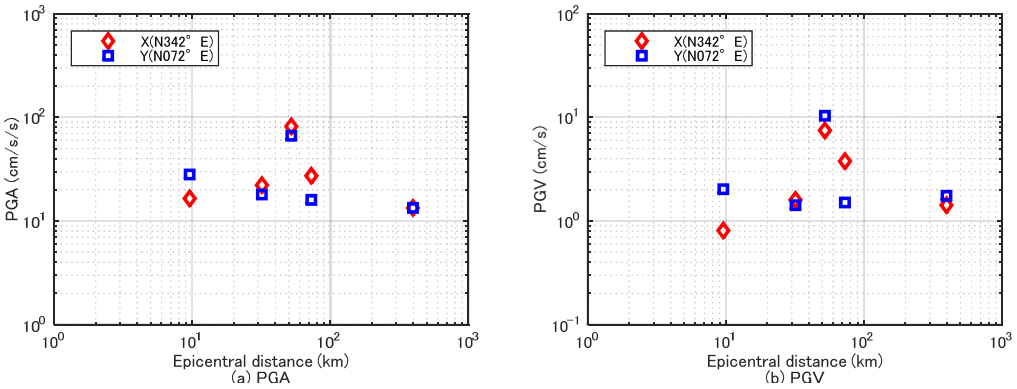


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

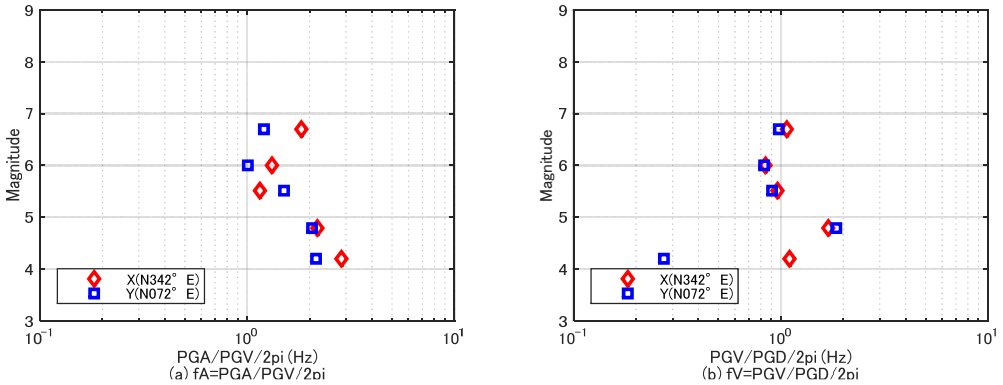


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

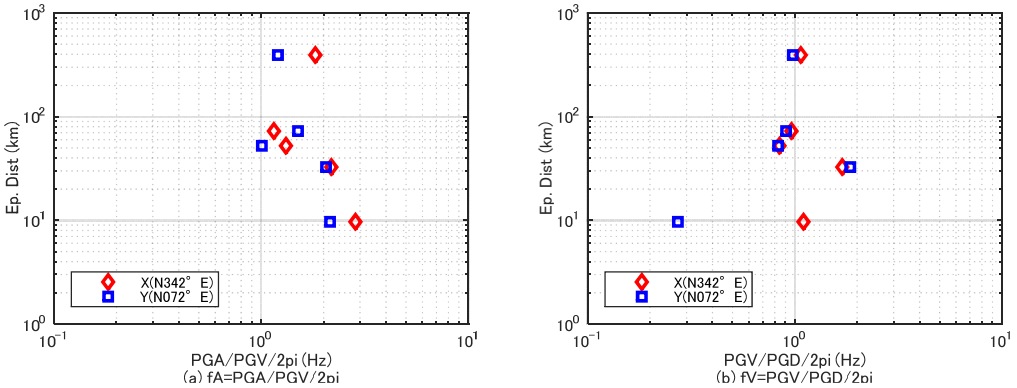


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.6.3 最大加速度、最大速度、計測震度

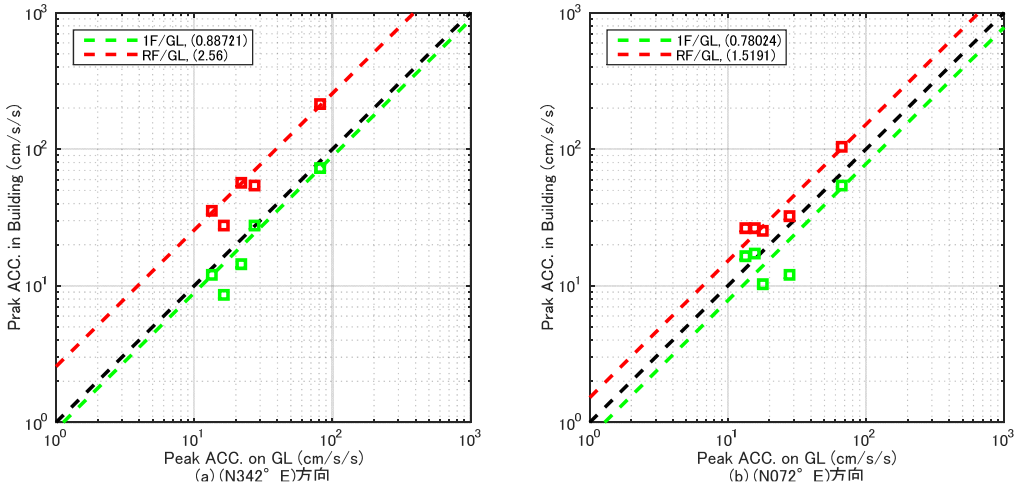


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び RF の最大加速度の関係

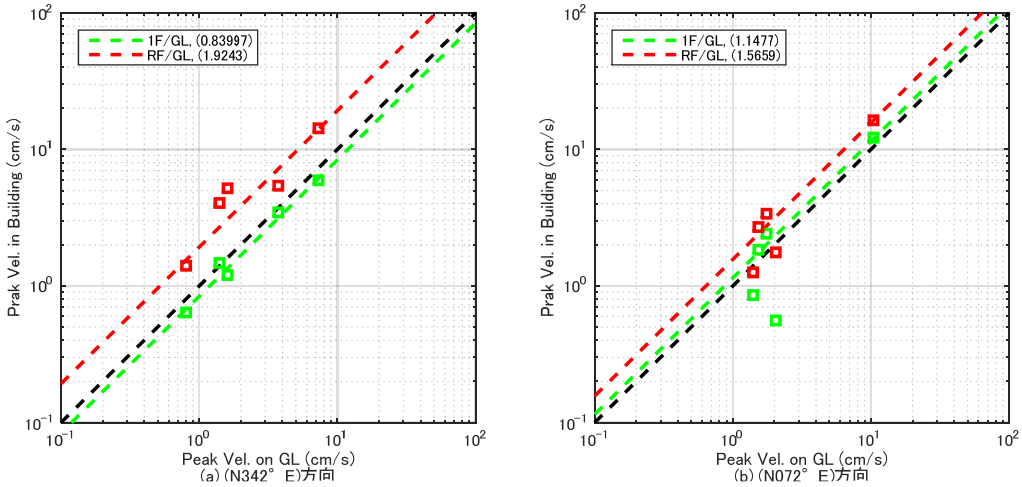


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び RF の最大速度の関係

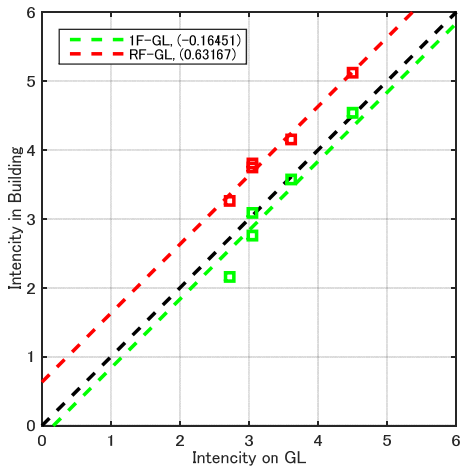


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び RF の計測震度の関係

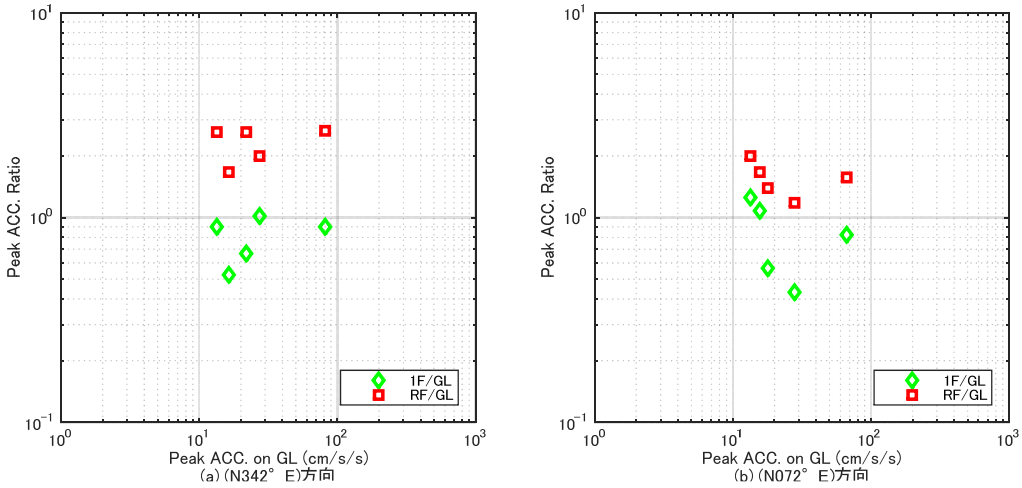


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び RF/GL の最大加速度比の関係

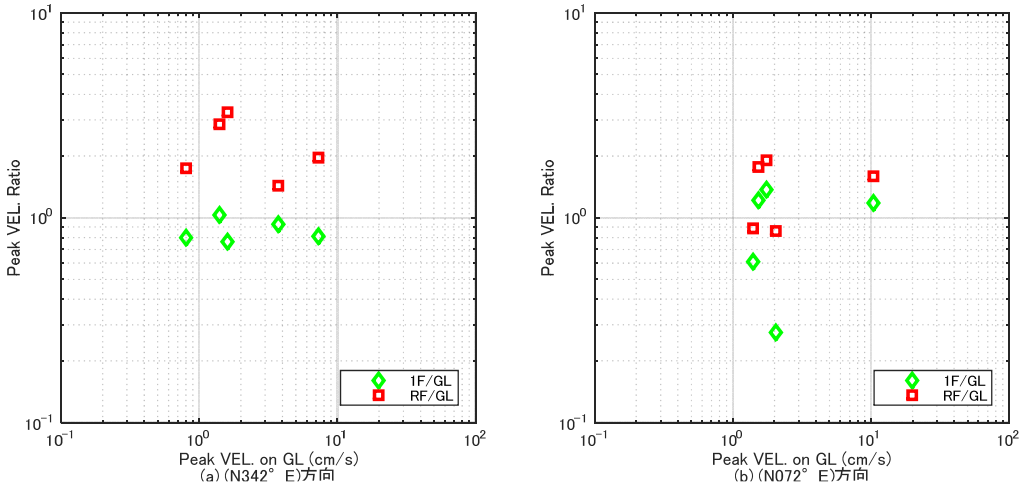


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び RF/GL の最大速度比の関係

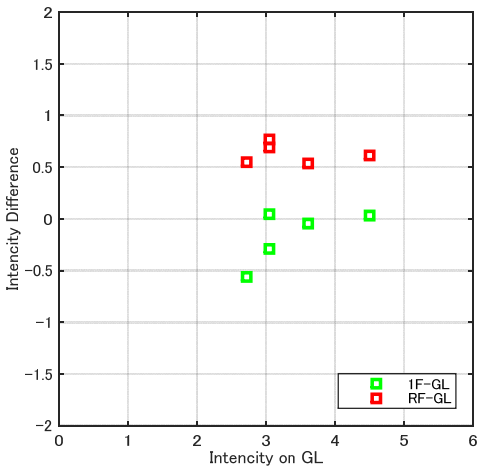


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び RF-GL の計測震度差の関係

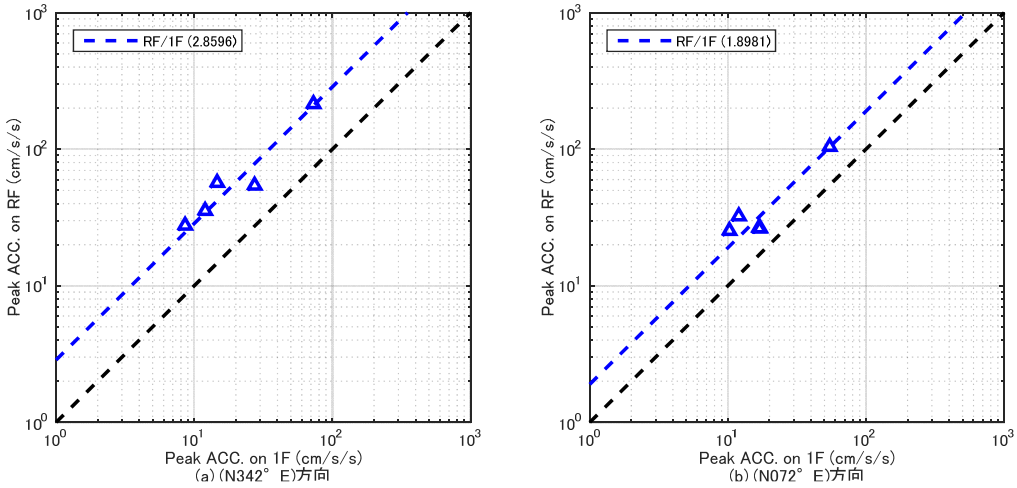


図 3.7 1F の最大加速度と RF の最大加速度の関係

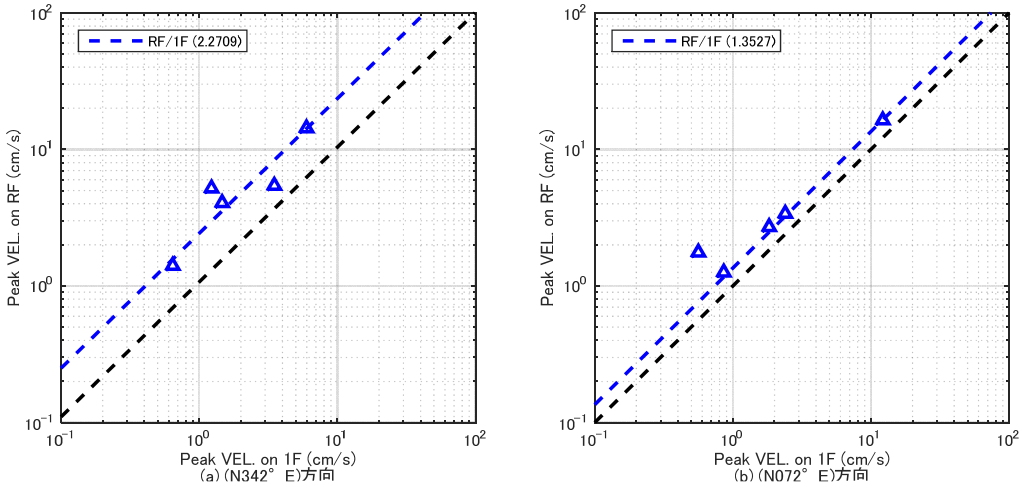


図 3.8 1F の最大速度と RF の最大速度の関係

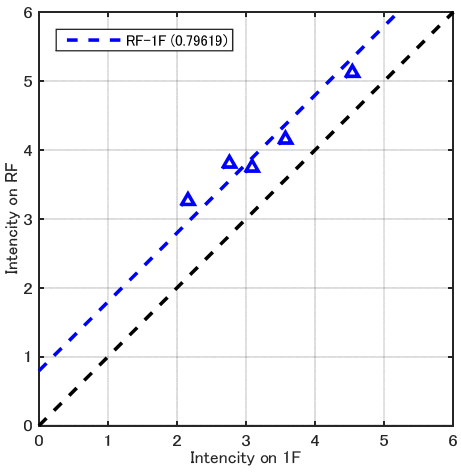


図 3.9 1F の計測震度と RF の計測震度の関係

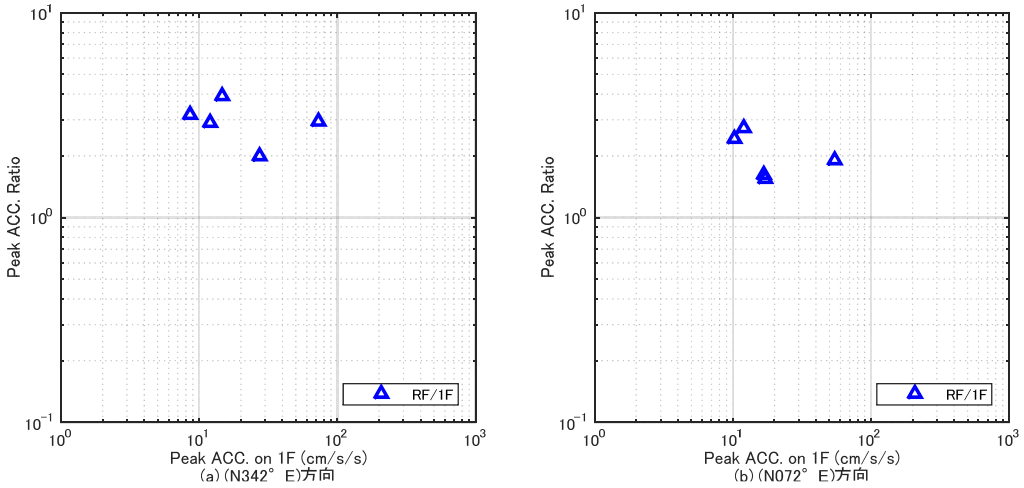


図 3.10 1F の最大加速度と RF/1F の最大加速度比の関係

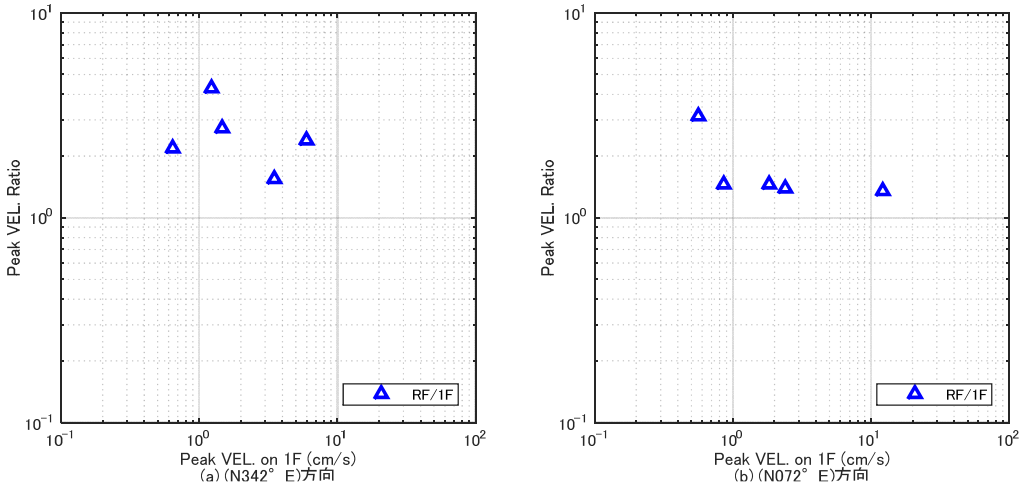


図 3.11 1F の最大速度と RF/1F の最大速度比の関係

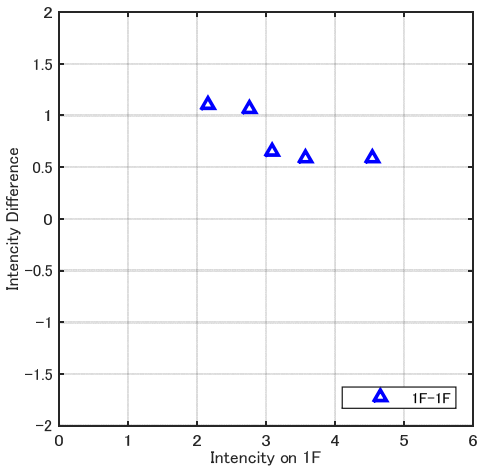


図 3.12 1F の計測震度と RF-1F の計測震度差の関係

2.6.4 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

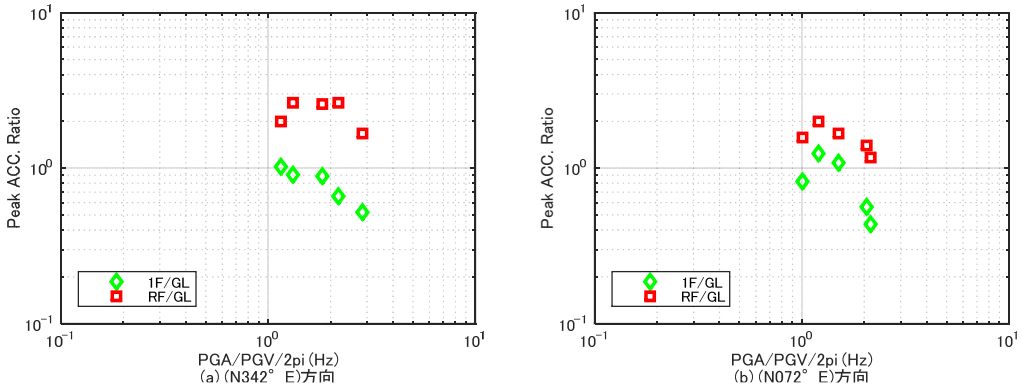


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(RF/GL, 1F/GL)の関係

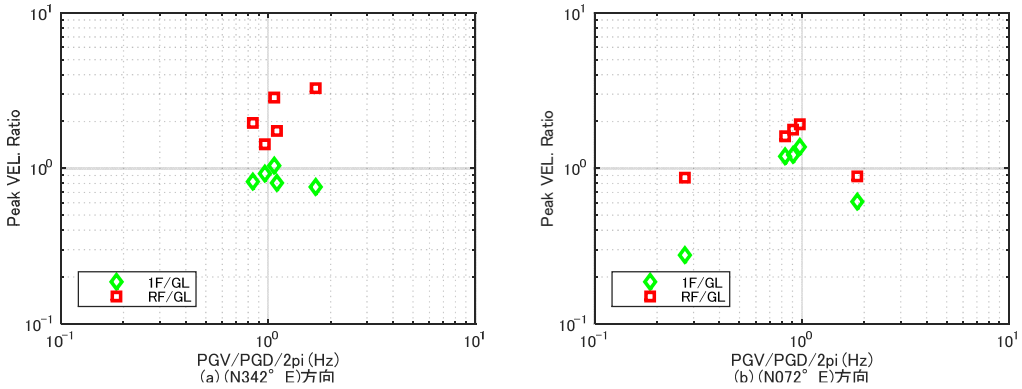


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(RF/GL, 1F/GL)の関係

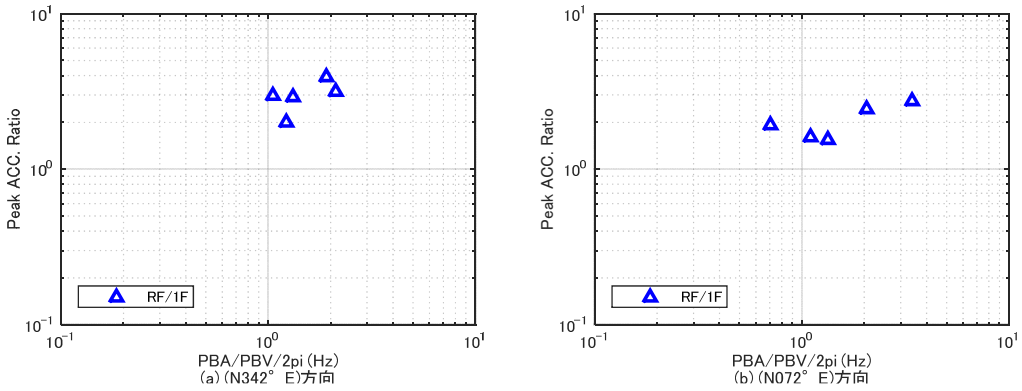


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(RF/1F)の関係

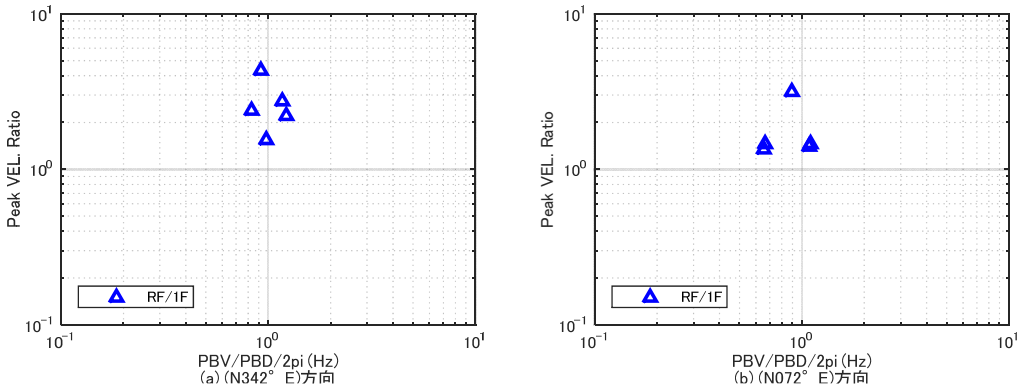


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(RF/1F)の関係

2.6.5 固有振動数

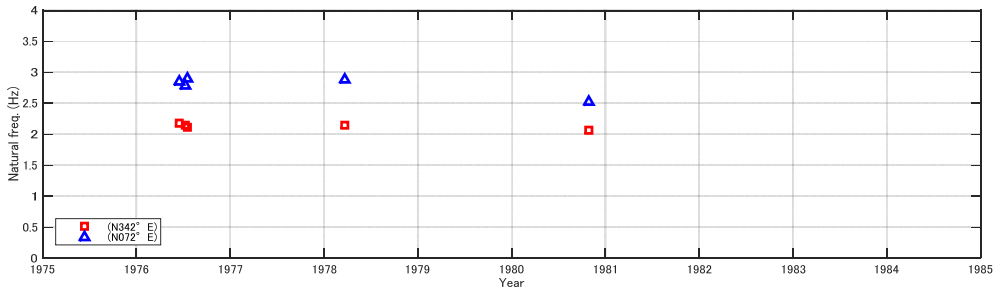


図 5.1 固有振動数(RF/1F)の経年推移

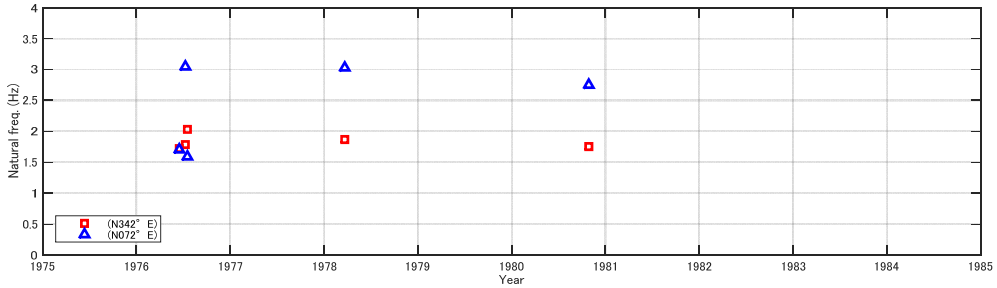


図 5.2 固有振動数(RF/GL)の経年推移

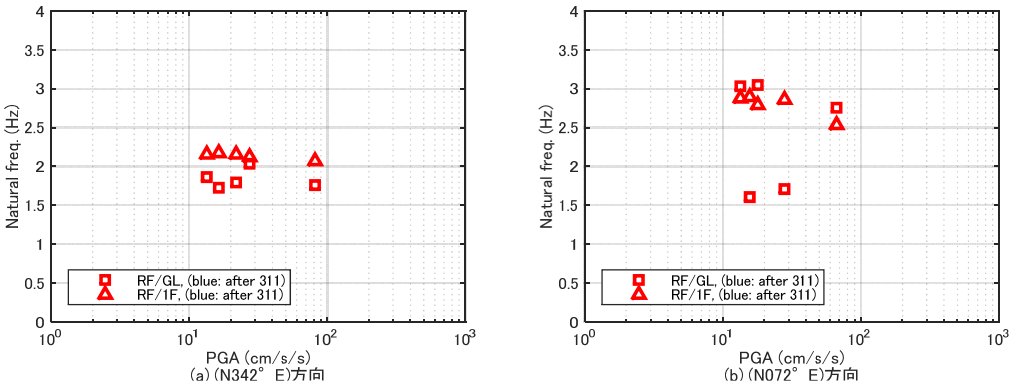


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.6.6 フーリエスペクトル比

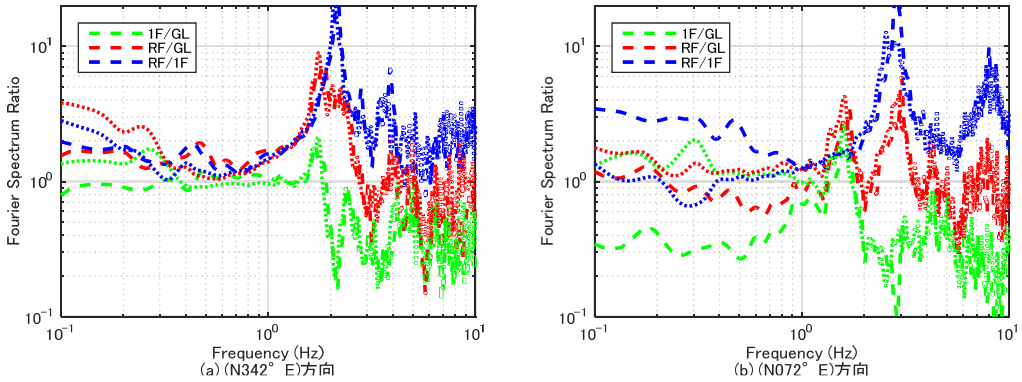


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※太線：震度 2，中線：震度 3

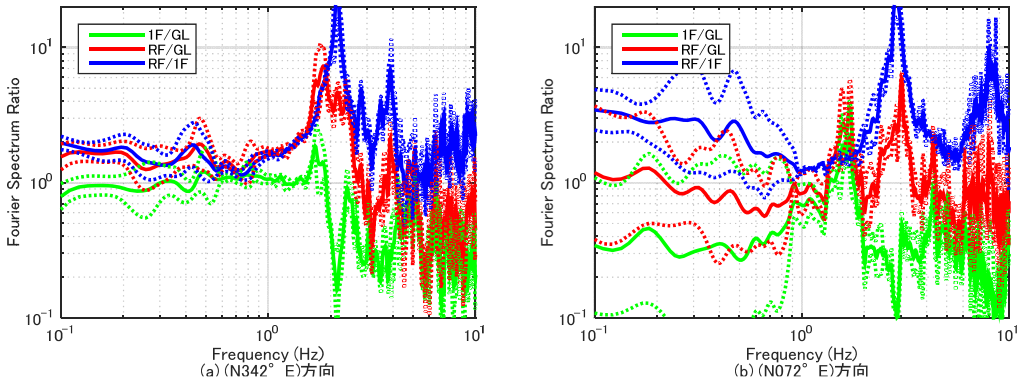


図 6.2 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

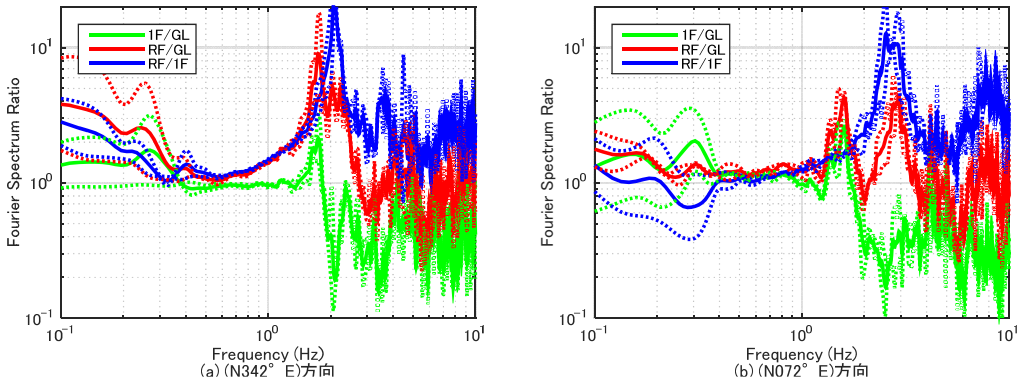


図 6.3 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

付 2.7　NRK 観測点

2.7.1 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

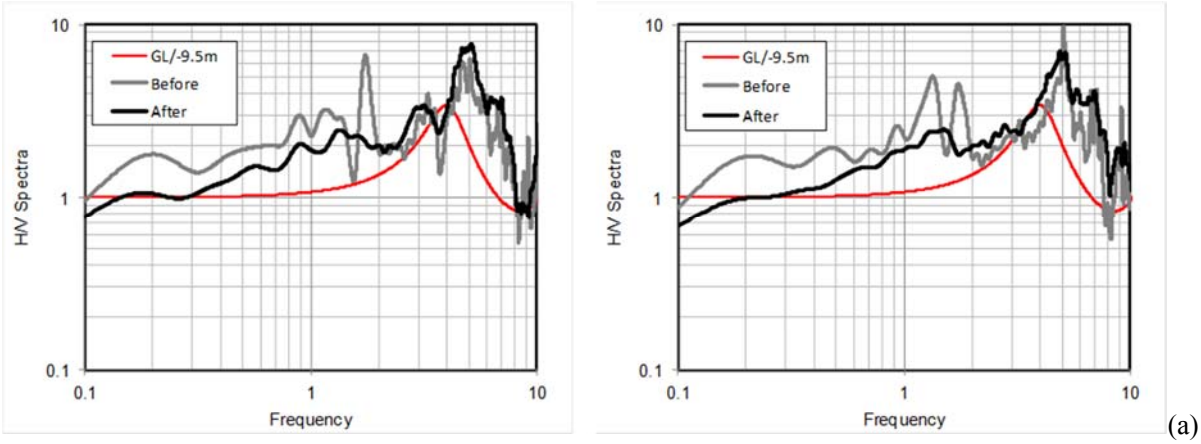
写真 1.1　建築物外観

(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)



(a)

(a) X 方向　　(b) Y 方向

図 1.1　SH 増幅特性と震度毎の平均 H/V スペクトル

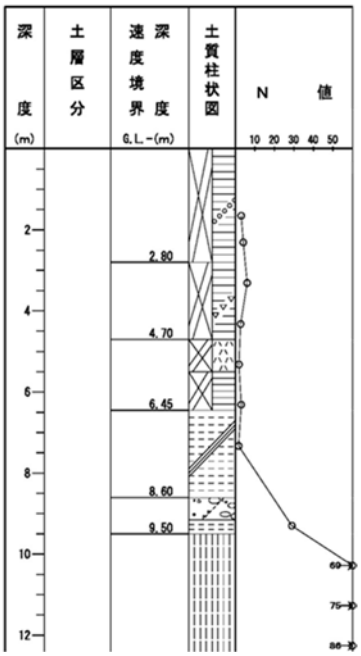


図 1.2　土質柱状図

(3) 観測機器配置及び方位

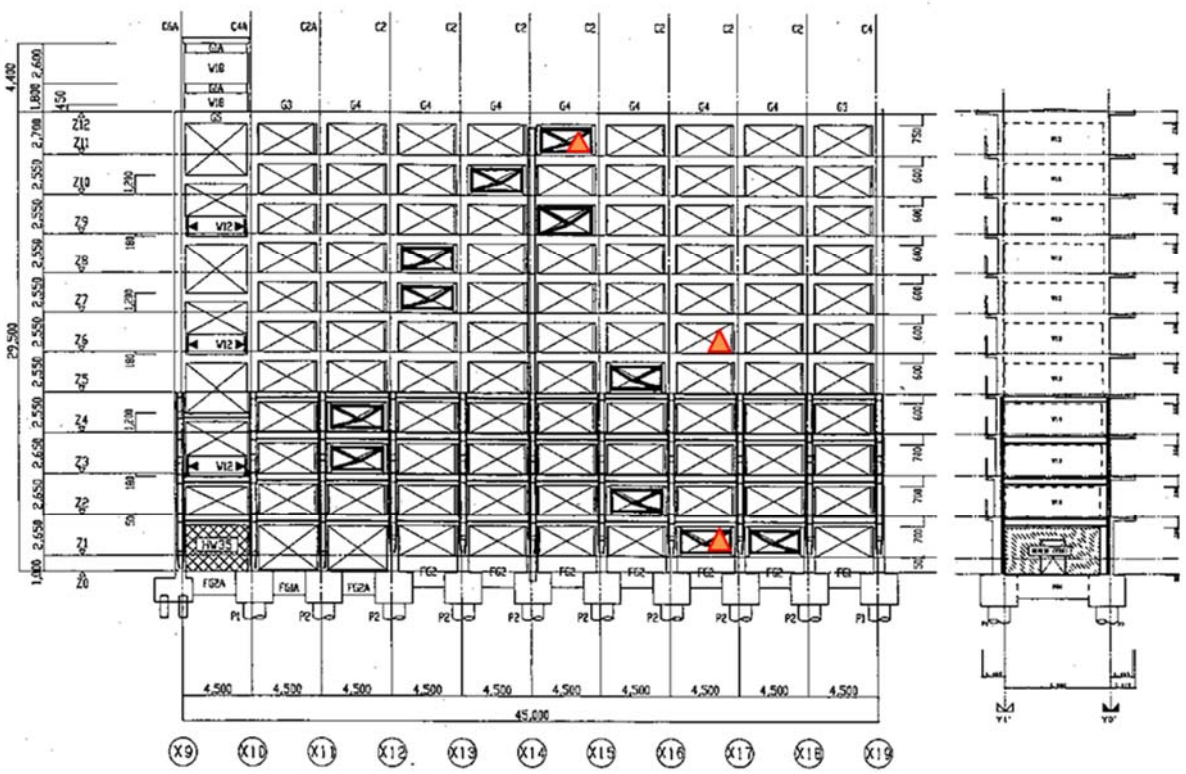


図 1.3　地盤及び建築物内部での加速度計配置

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

2.7.2 観測記録

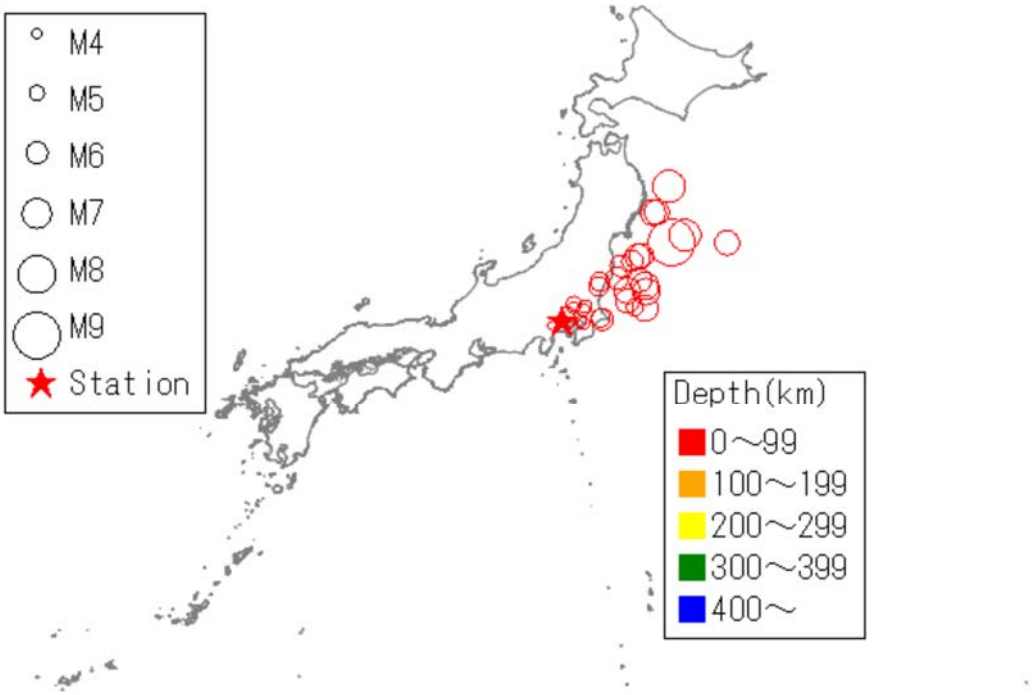


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

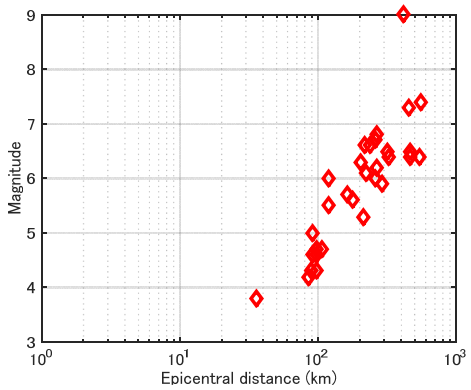


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

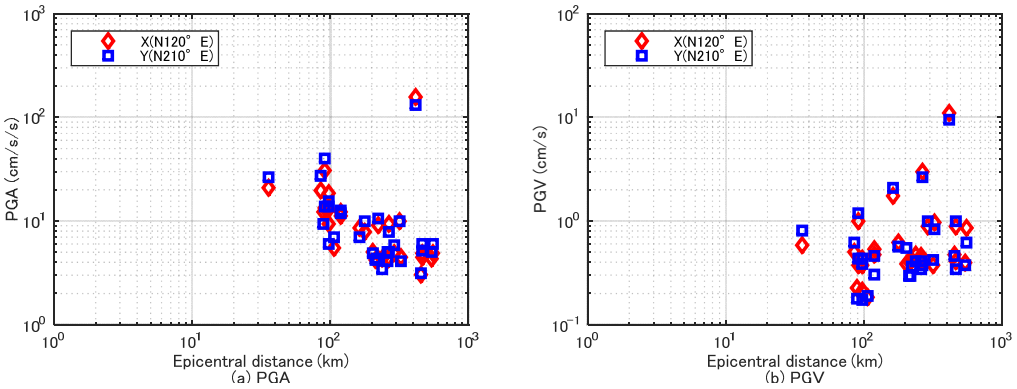


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

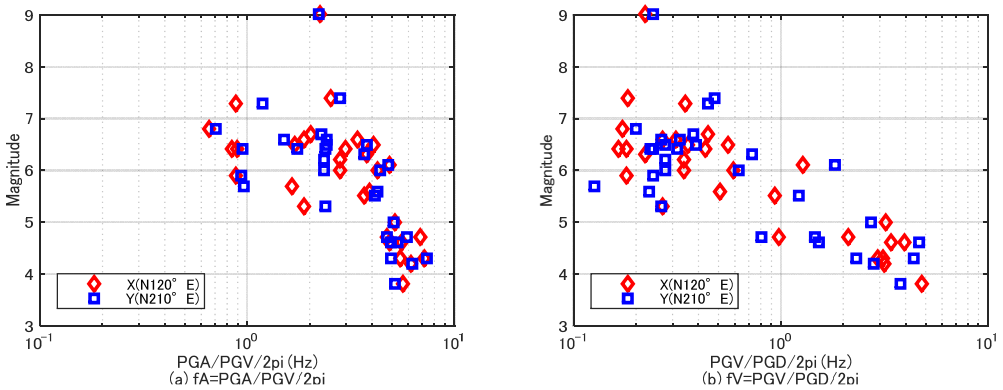


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

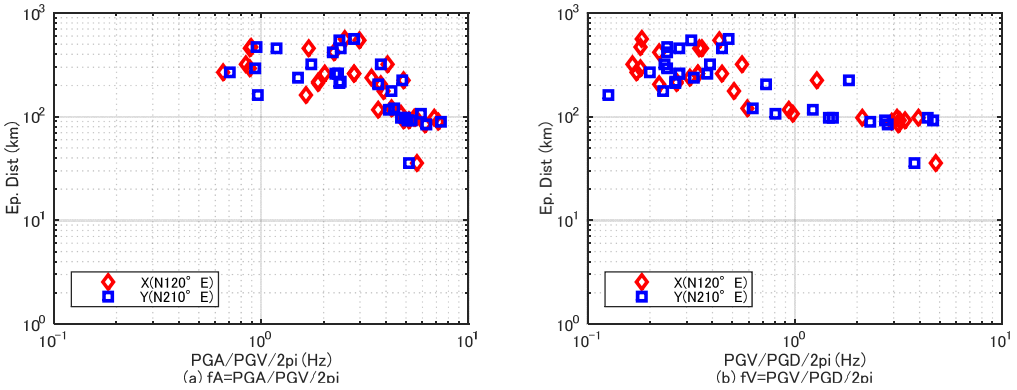


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.7.3 最大加速度、最大速度、計測震度

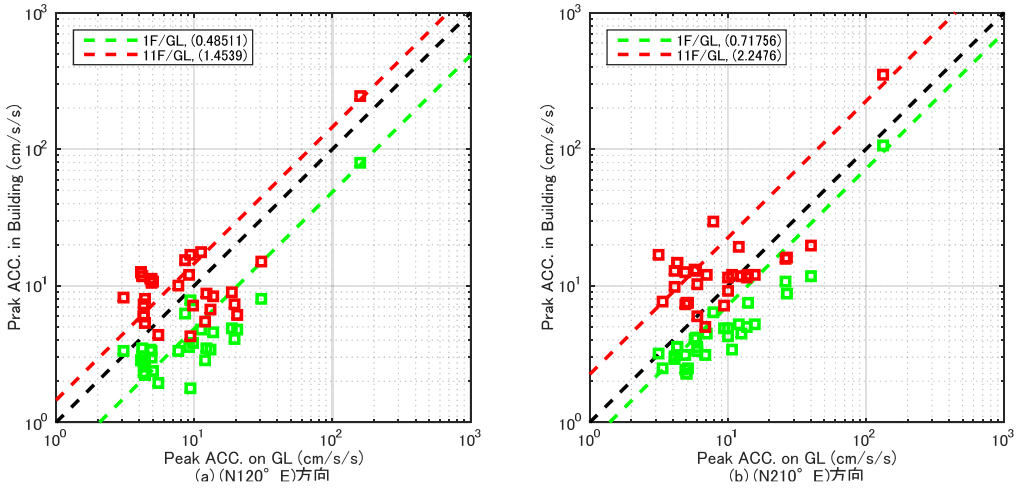


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 11F の最大加速度の関係

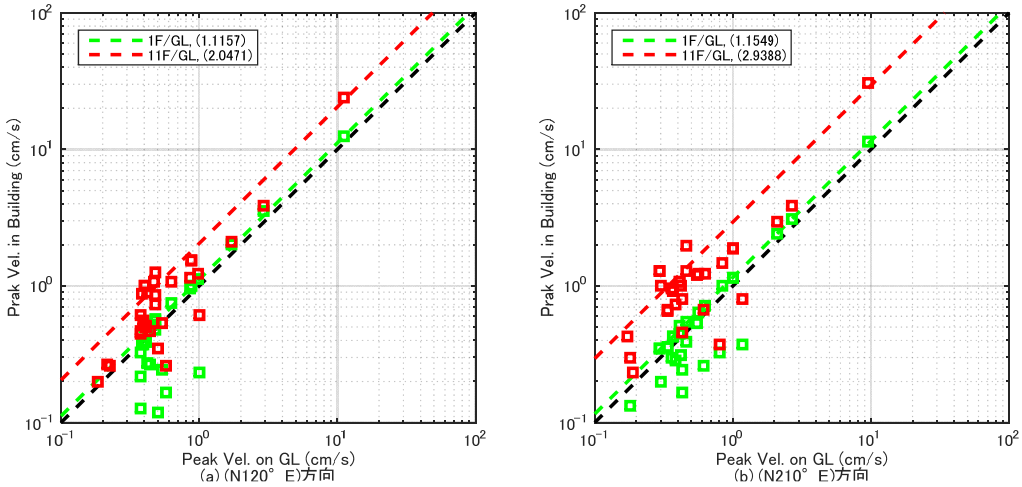


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 11F の最大速度の関係

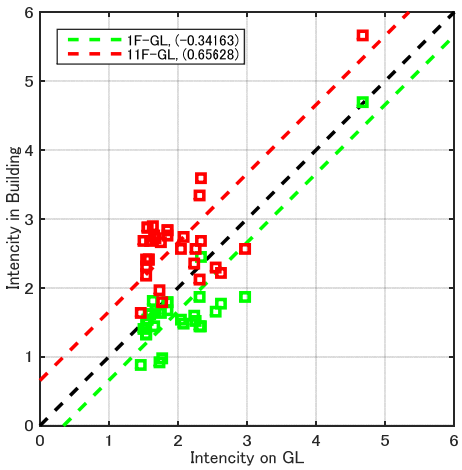


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 11F の計測震度の関係

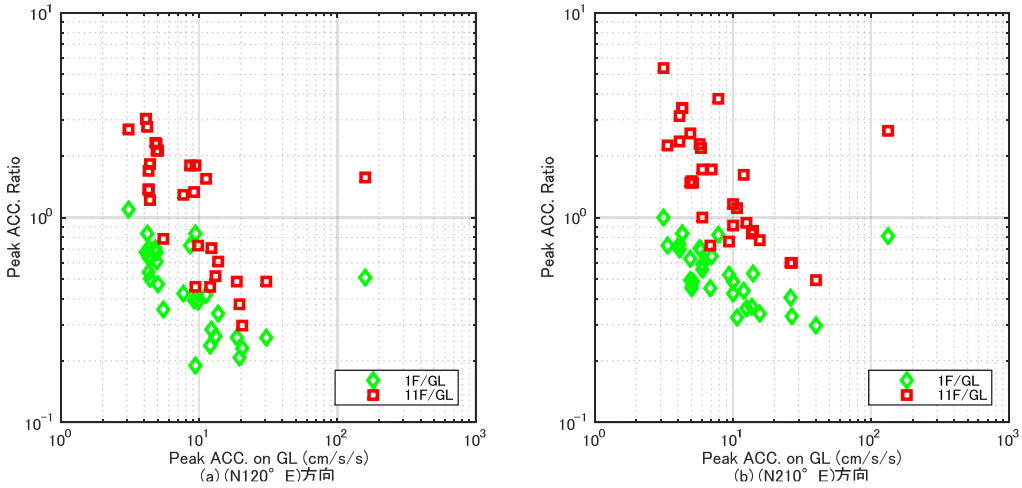


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 11F/GL の最大加速度比の関係

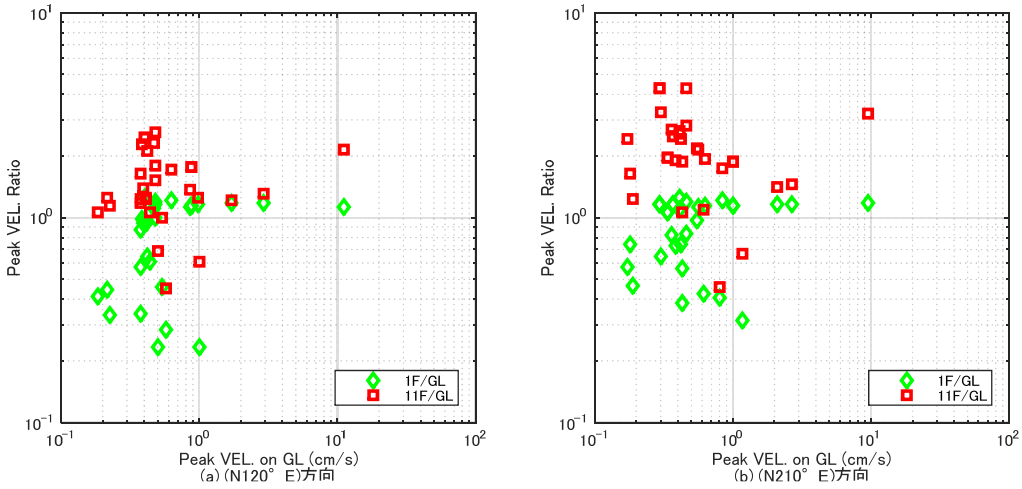


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 11F/GL の最大速度比の関係

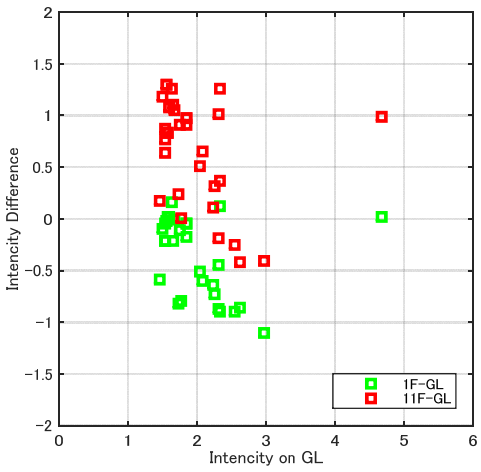


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び 11F-GL の計測震度差の関係

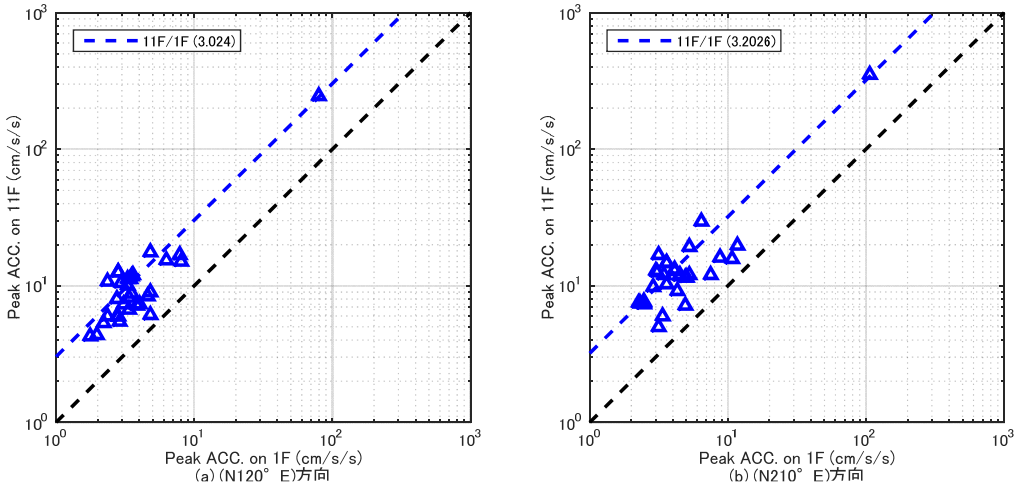


図 3.7 1F の最大加速度と 11F の最大加速度の関係

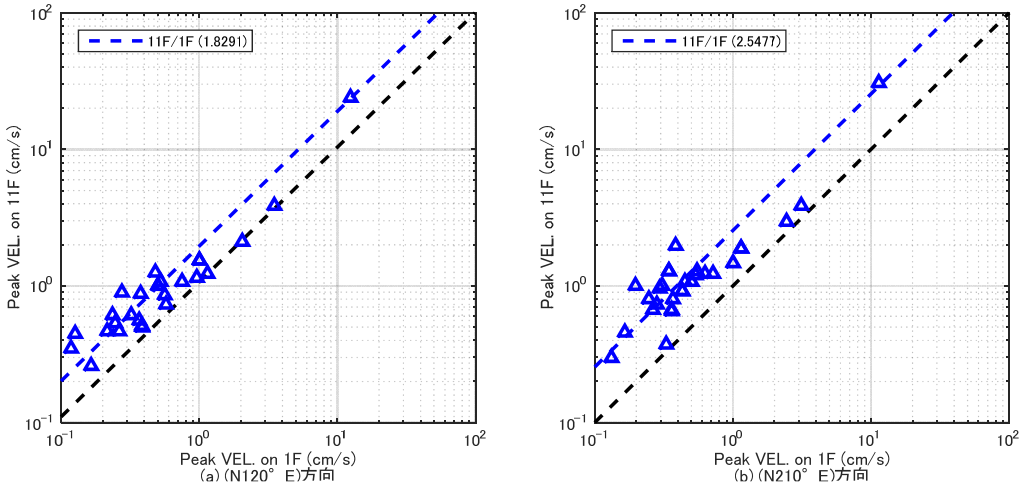


図 3.8 1F の最大速度と 11F の最大速度の関係

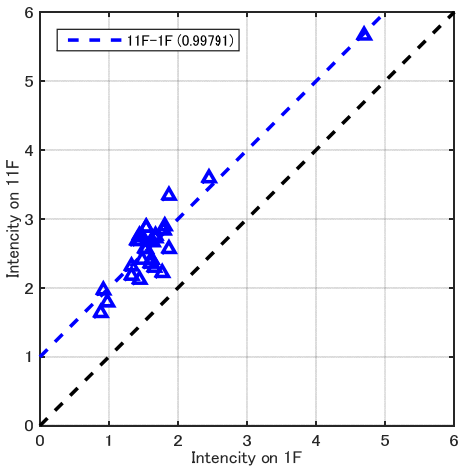


図 3.9 1F の計測震度と 11F の計測震度の関係

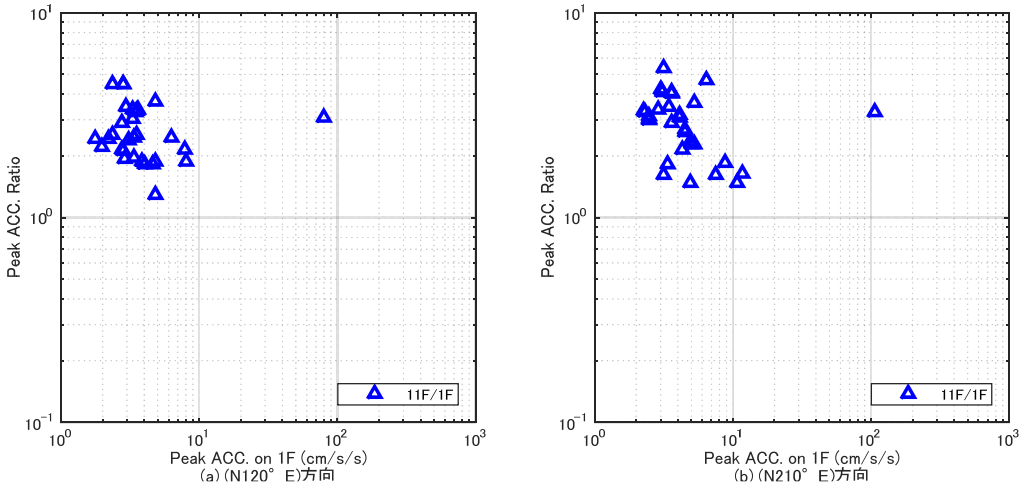


図 3.10 1F の最大加速度と 11F/1F の最大加速度比の関係

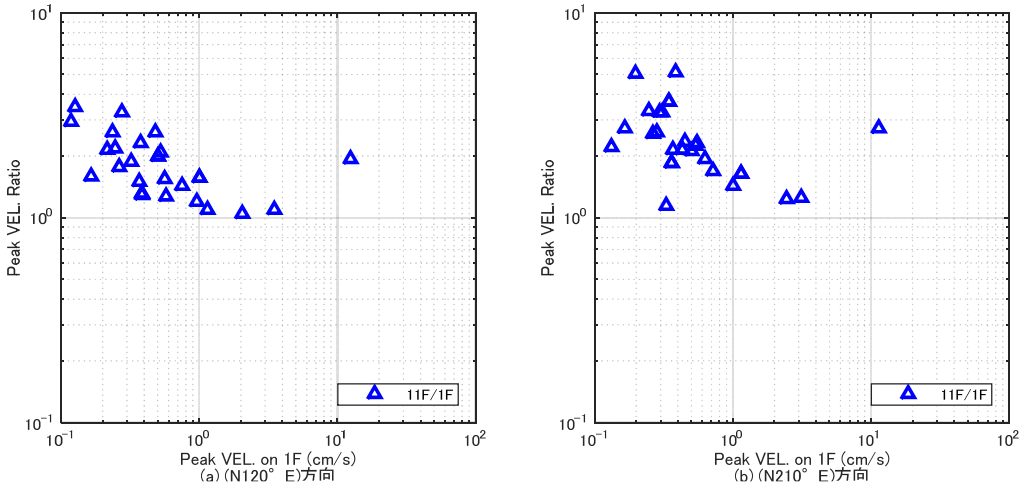


図 3.11 1F の最大速度と 11F/1F の最大速度比の関係

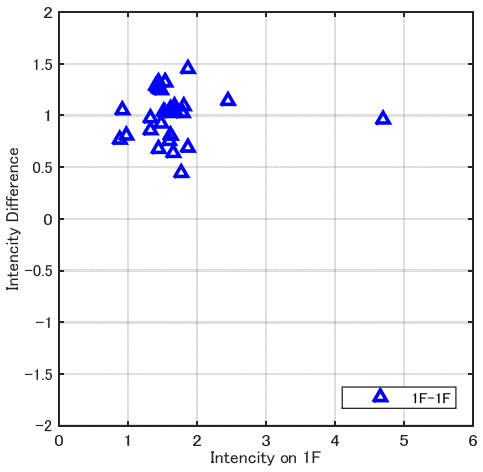


図 3.12 1F の計測震度と 11F-1F の計測震度差の関係

2.7.4 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

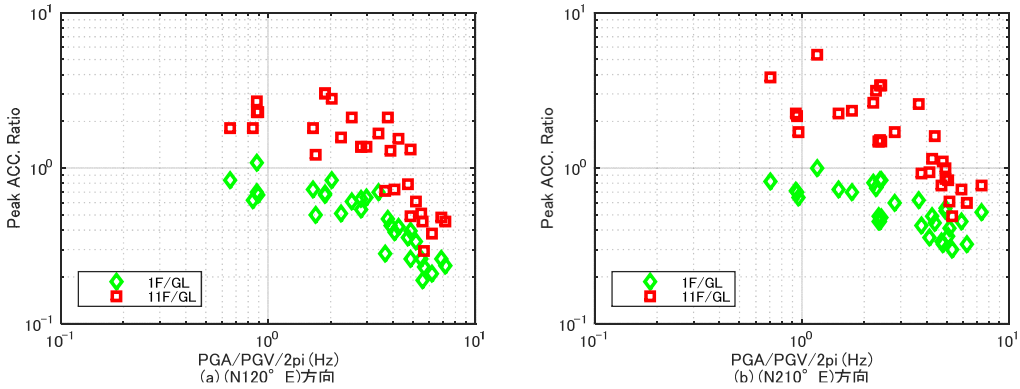


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(11F/GL, 1F/GL)の関係

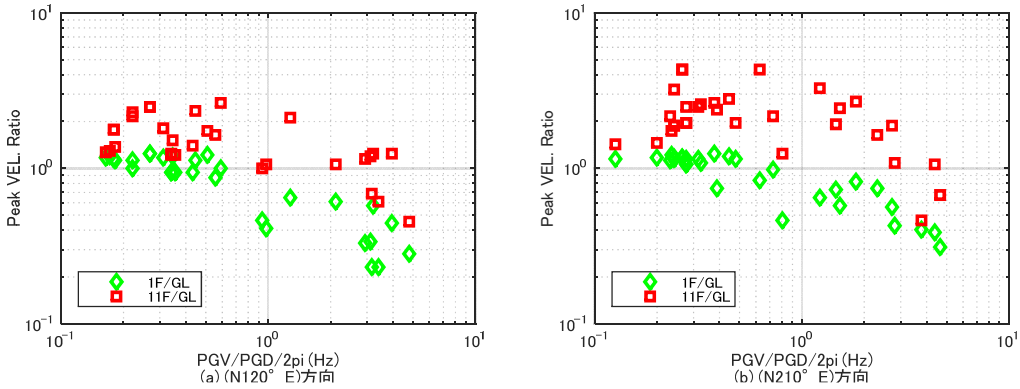


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(11F/GL, 1F/GL)の関係

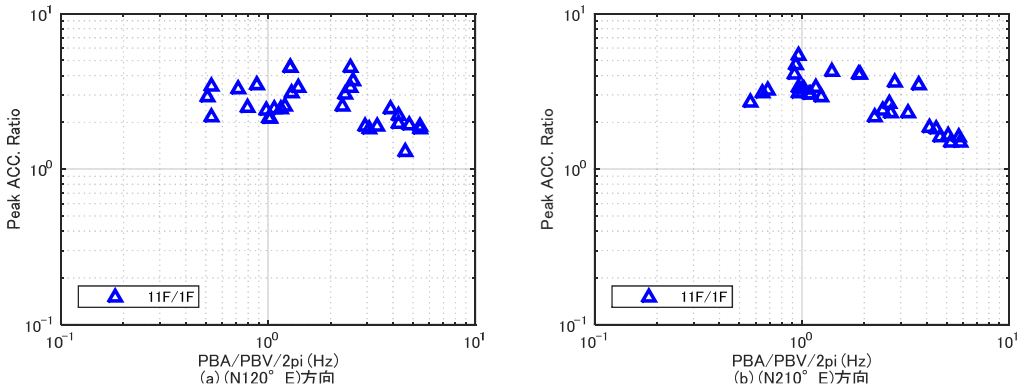


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(11F/1F)の関係

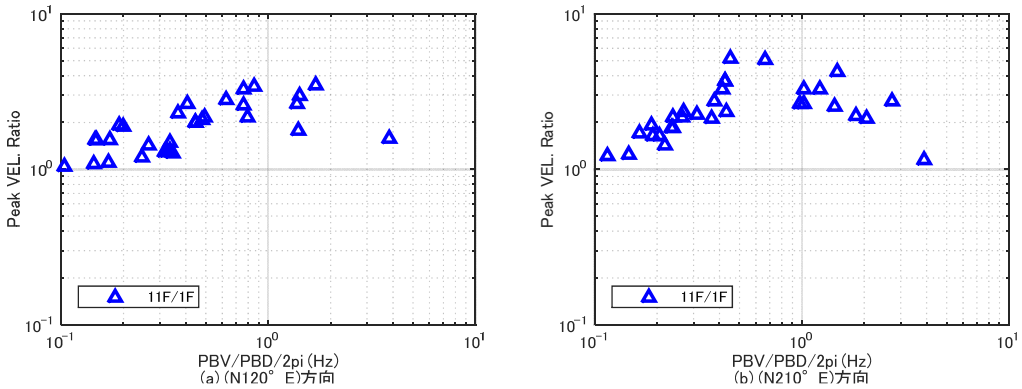


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(11F/1F)の関係

2.7.5 固有振動数

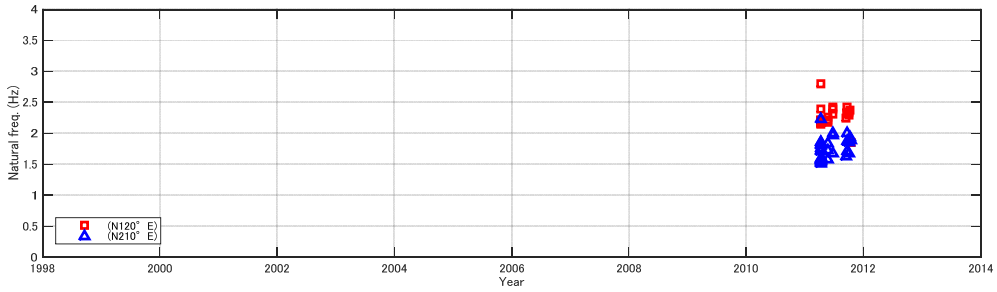


図 5.1 固有振動数(11F/1F)の経年推移

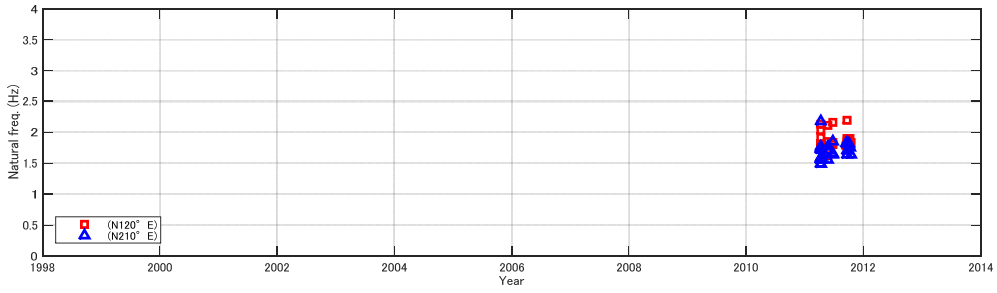


図 5.2 固有振動数(11F/GL)の経年推移

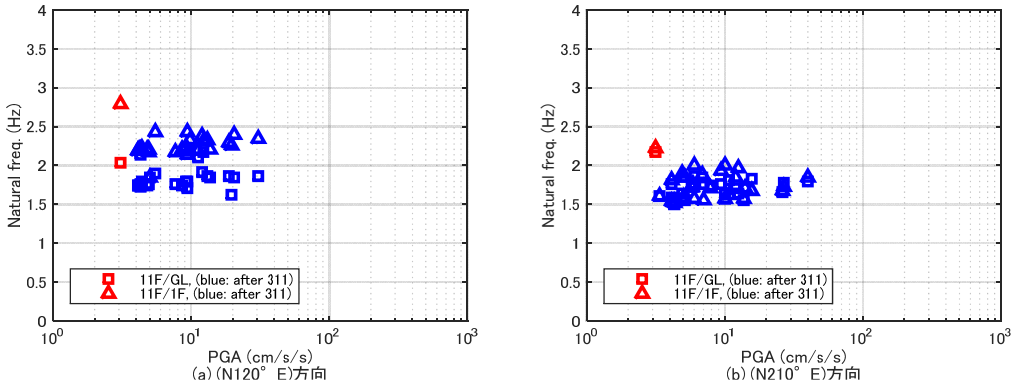


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.7.6 フーリエスペクトル比

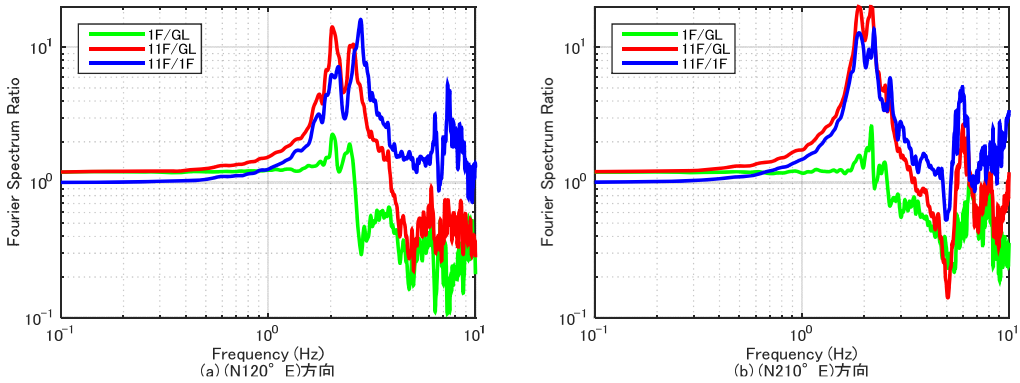


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線：震度 2

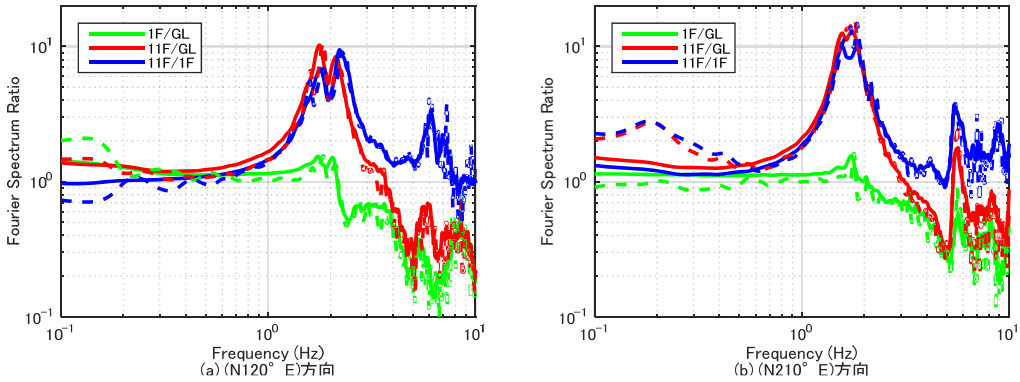


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線：震度 2，破線：震度 3

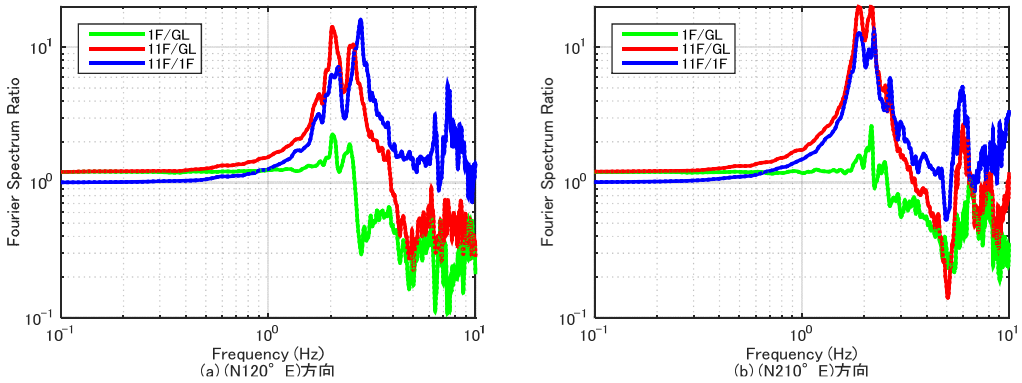


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)

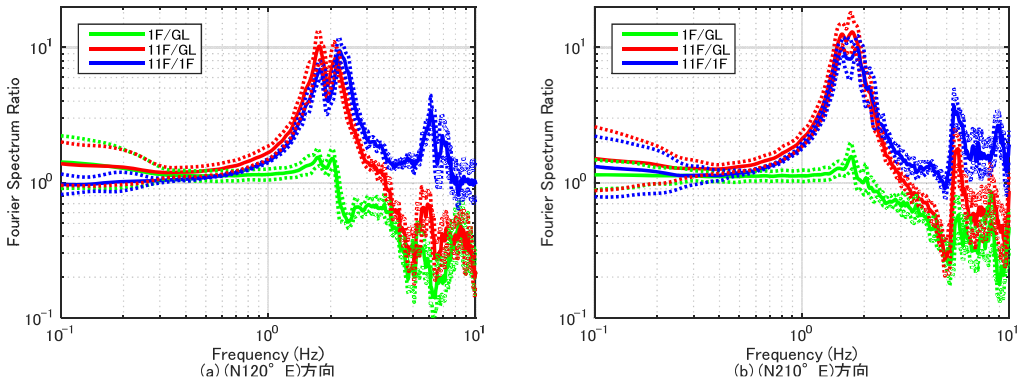


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

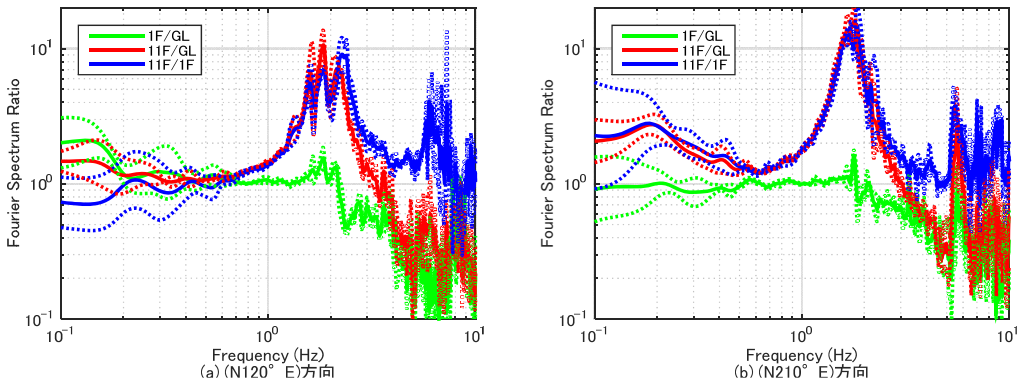


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

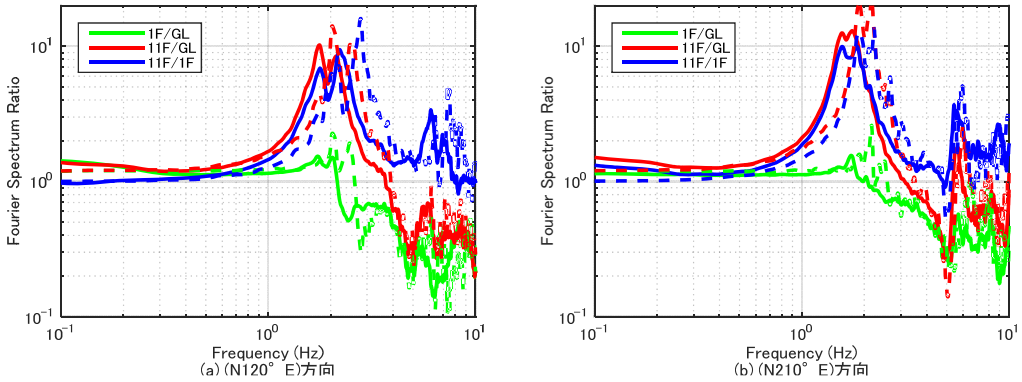


図 6.6 311 前後の平均スペクトル比(震度 2)　※実線：本震後、破線：本震前

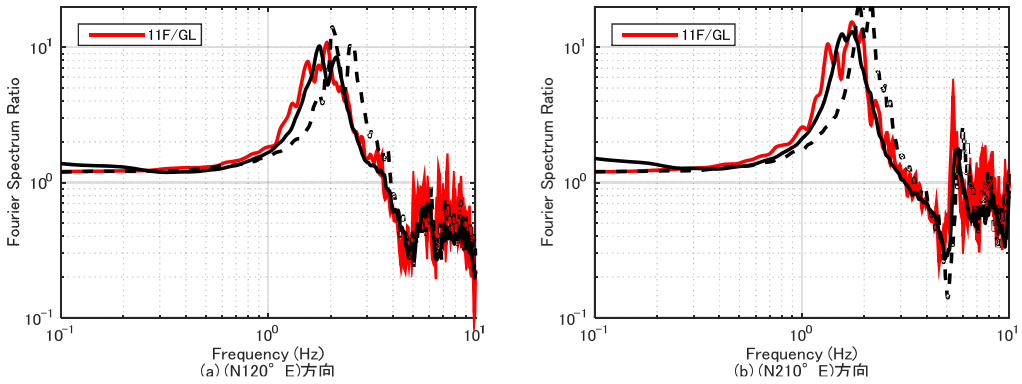


図 6.7 311 地震と震度 2 の地震の比較(11F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

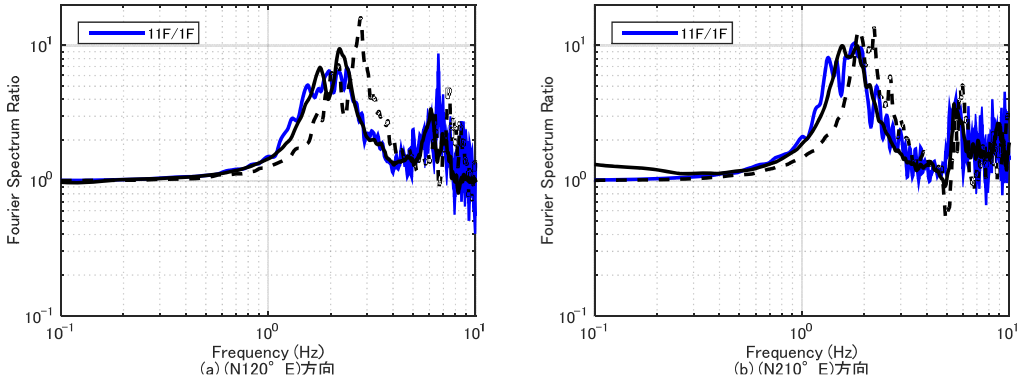


図 6.8 311 地震と震度 2 の地震の比較(11F/1F)　※実線：本震後、破線：本震前

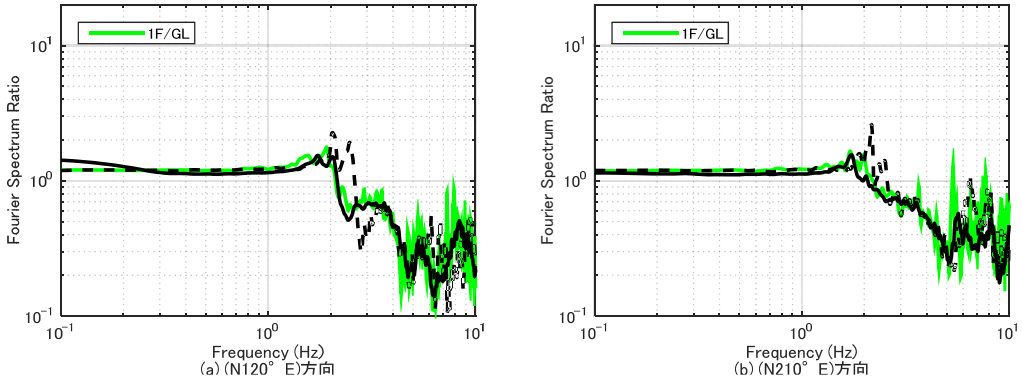


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(1F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

2.7.7 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	Δ (km)	I_{JMA}	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) Δ: 震央距離, I_{JMA} : 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

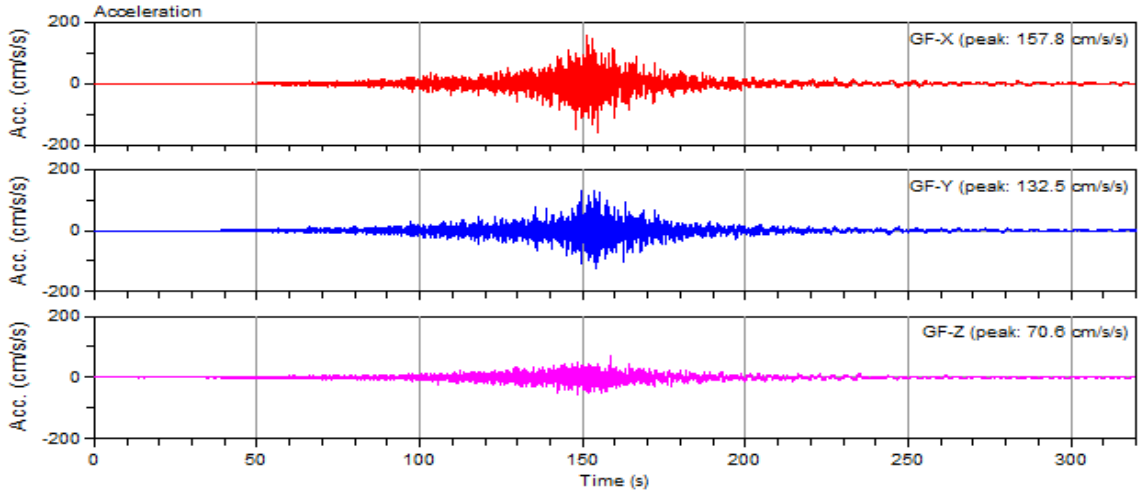


図 7.1　地表(GL)の加速度記録

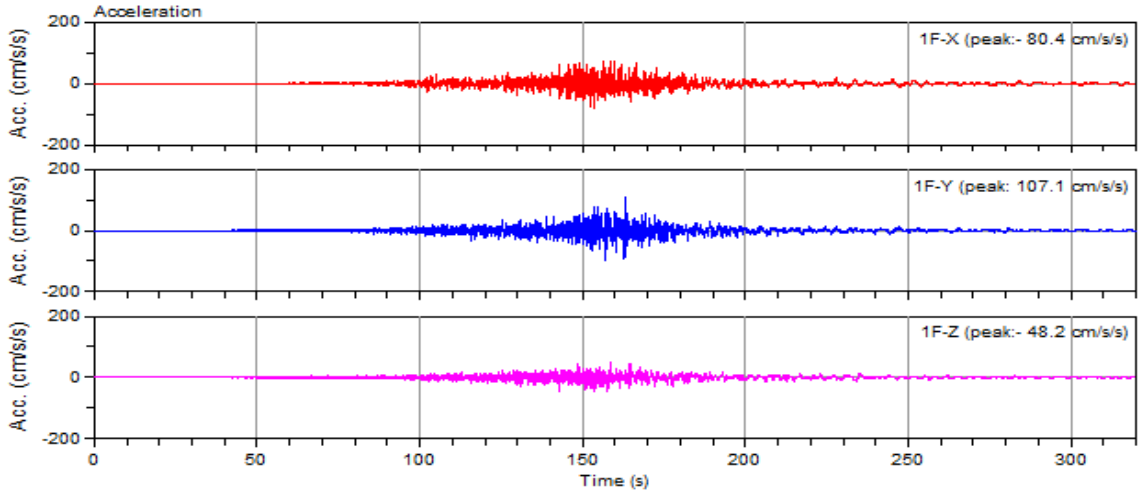


図 7.2　1 階(01F)の加速度記録

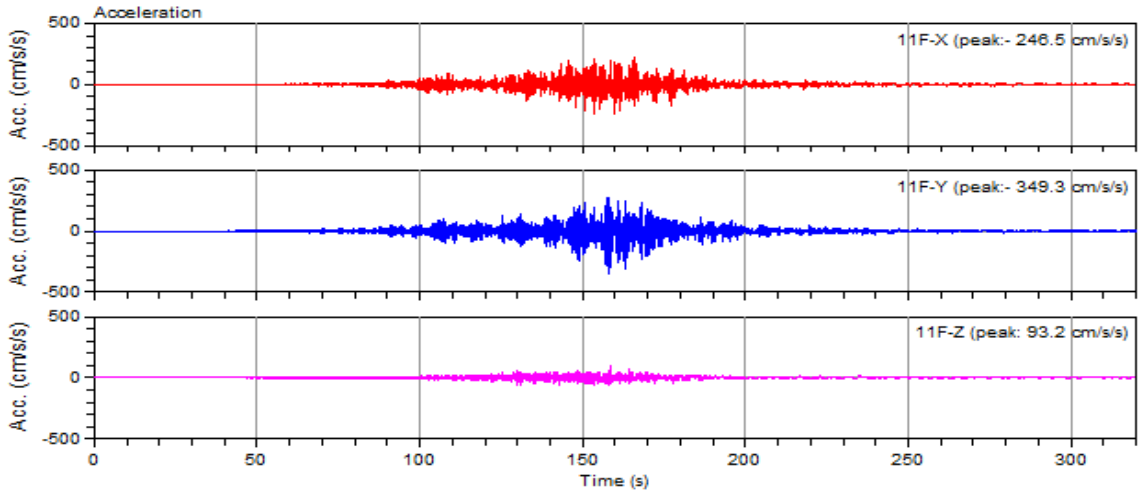


図 7.3　11 階(11F)の加速度記録

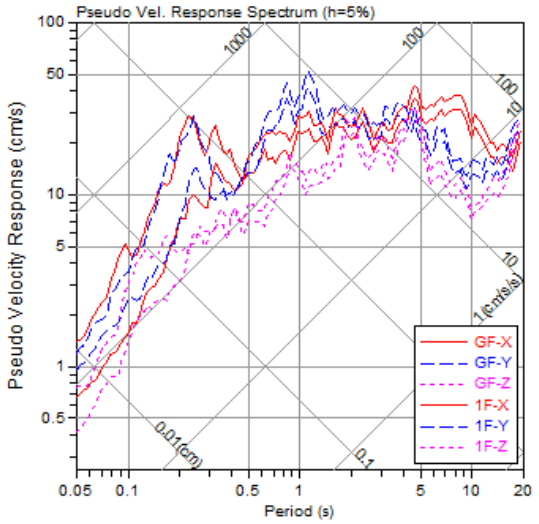


図 7.4　地表(GL)と 1 階(01F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

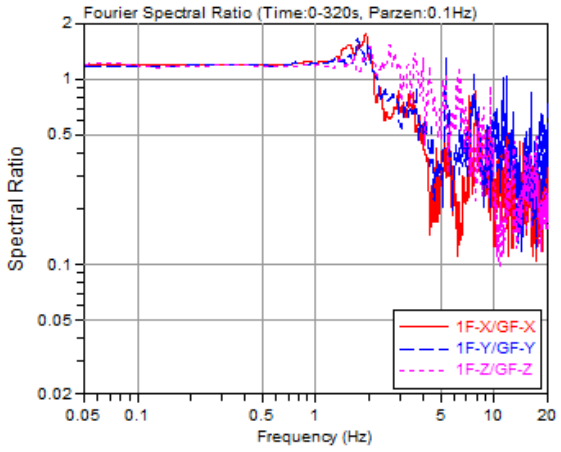


図 7.5　1 階(01F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

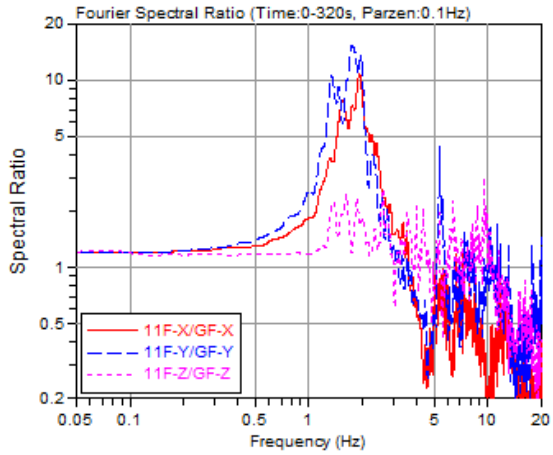


図 7.6　11 階(11F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

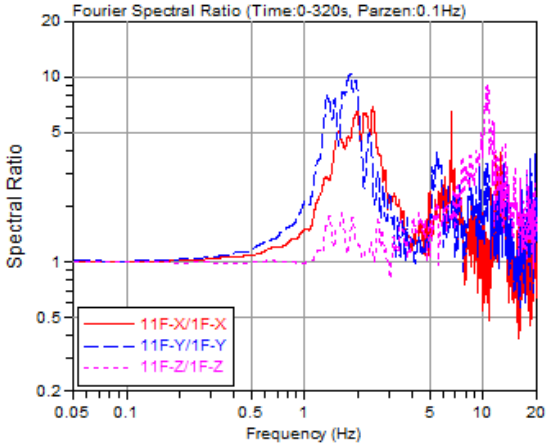


図 7.7　11 階(11F)の 1 階(01F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

付 2.8　UKM 観測点

2.8.1 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 ㎡
延床面積	19,500.00 ㎡
軒高	59.4m

写真 1.1 建築物外観

(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)

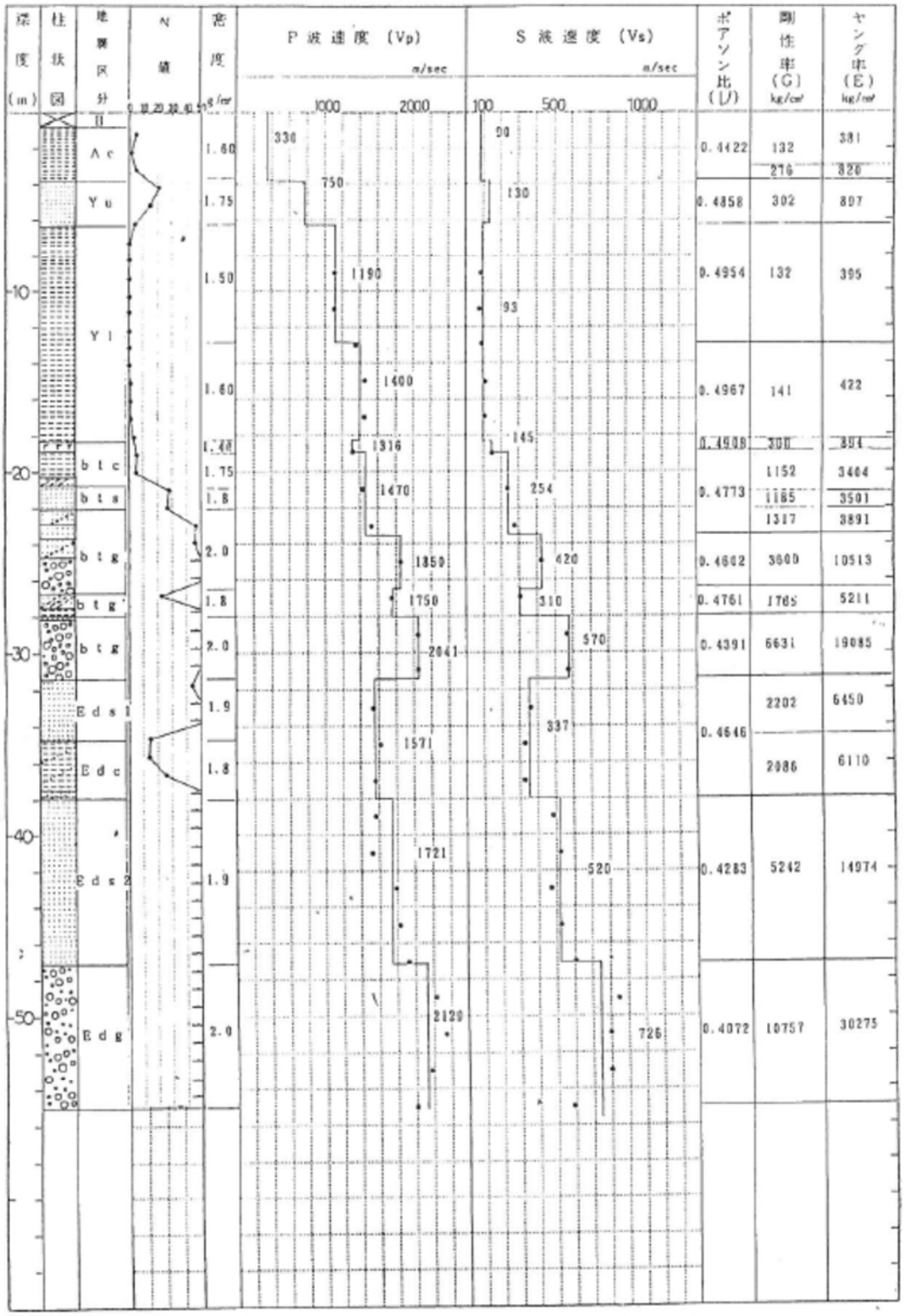


図２－１２　ＰＳ検層結果総括図（No. 7 孔で調査）

図 1.1 土質柱状図

(3) 観測機器配置及び方位

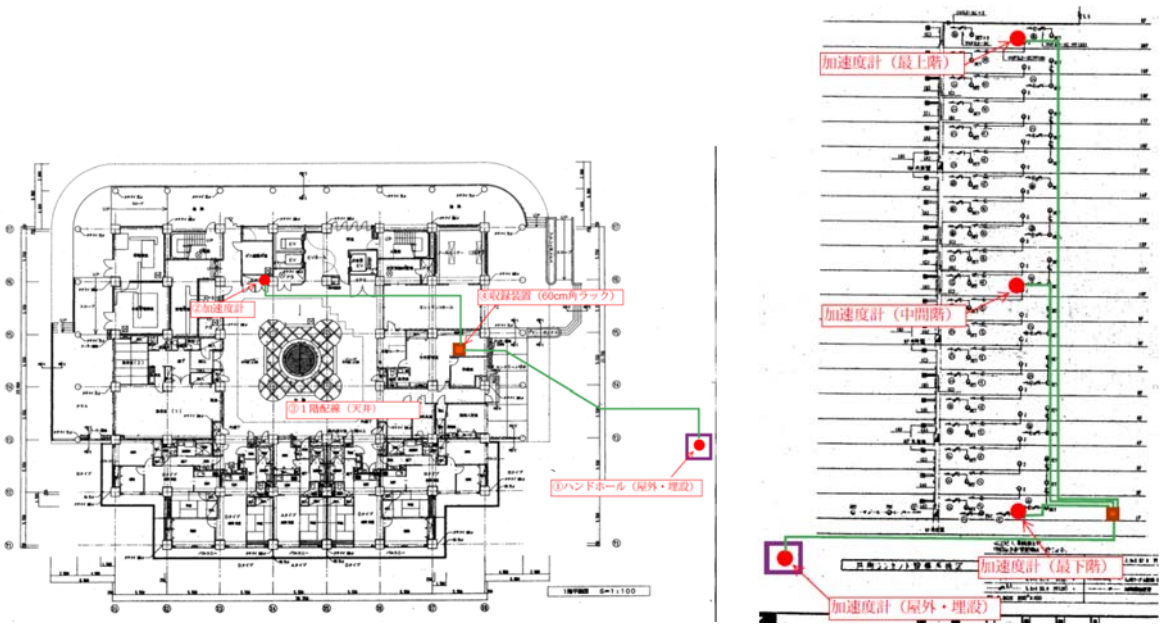


図 1.2 地盤及び建築物内部での加速度計配置

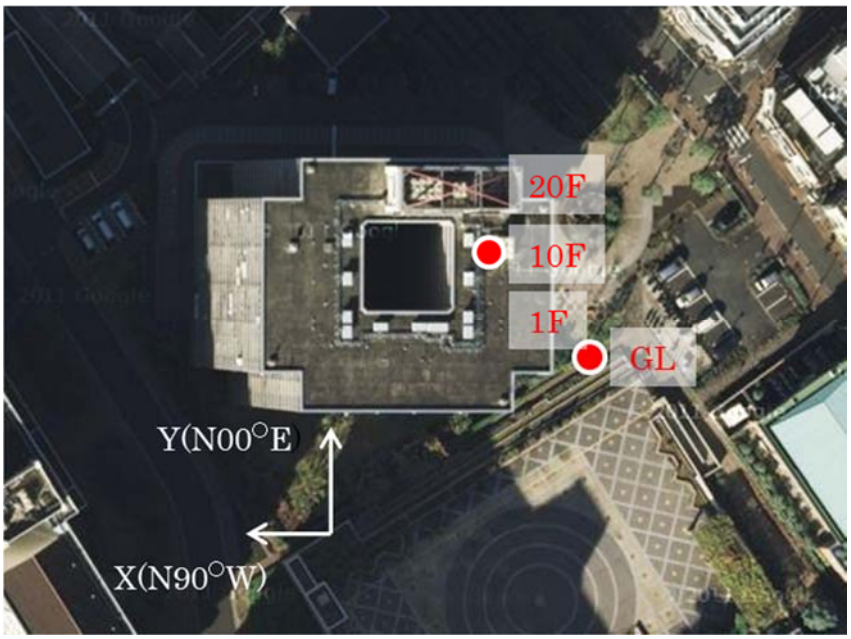


図 1.3 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

2.8.2 観測記録概要

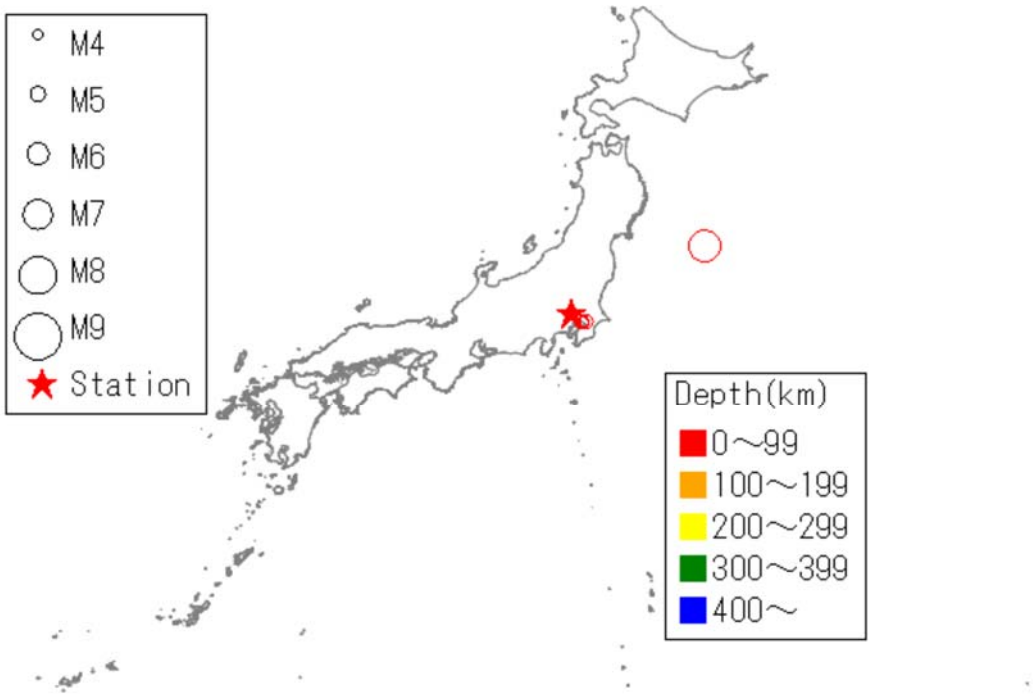


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

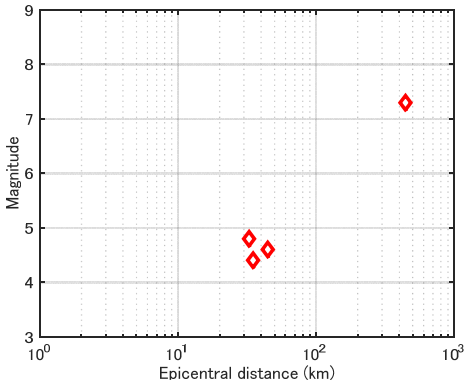


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

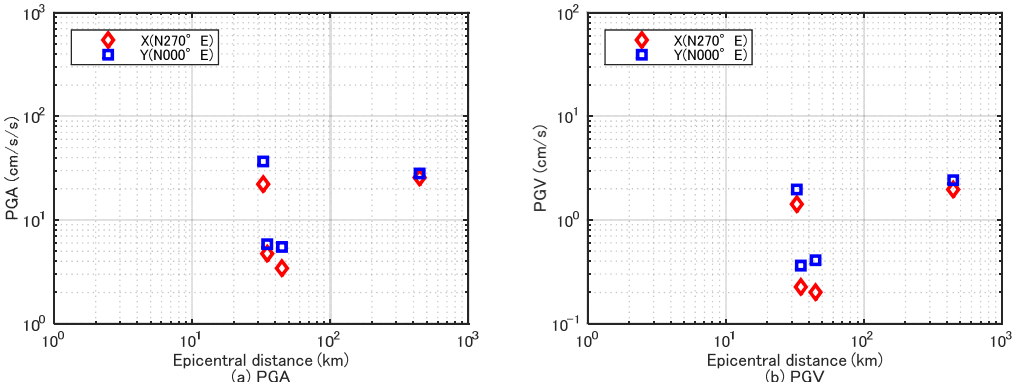


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

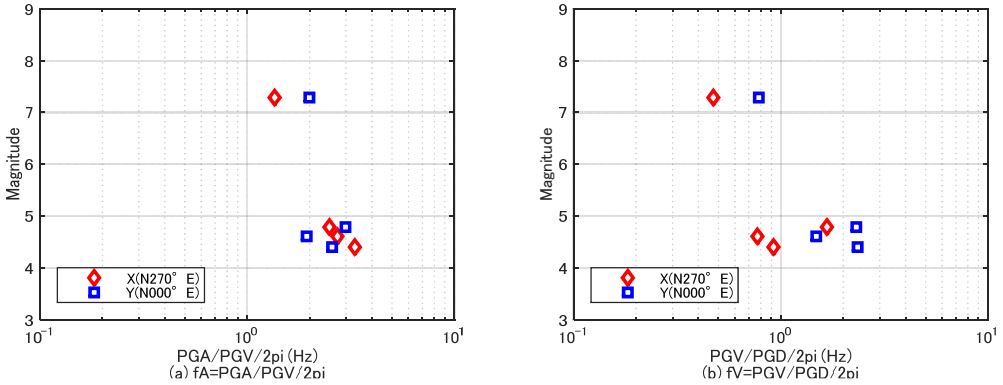


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

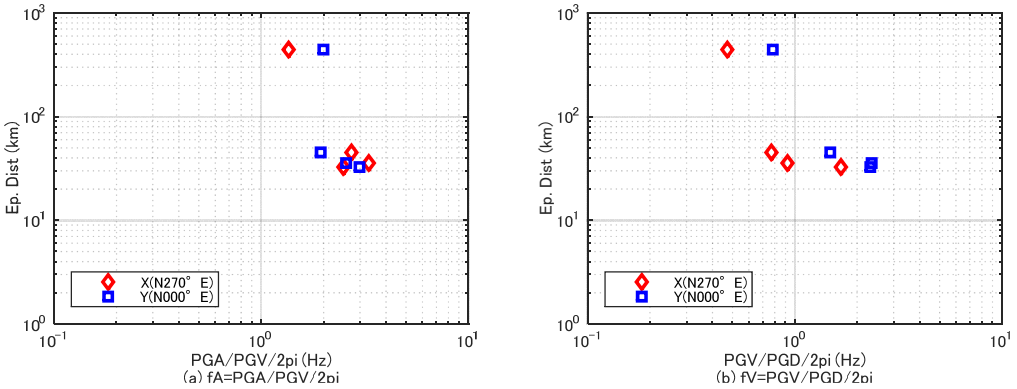


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.8.3 最大加速度、最大速度、計測震度

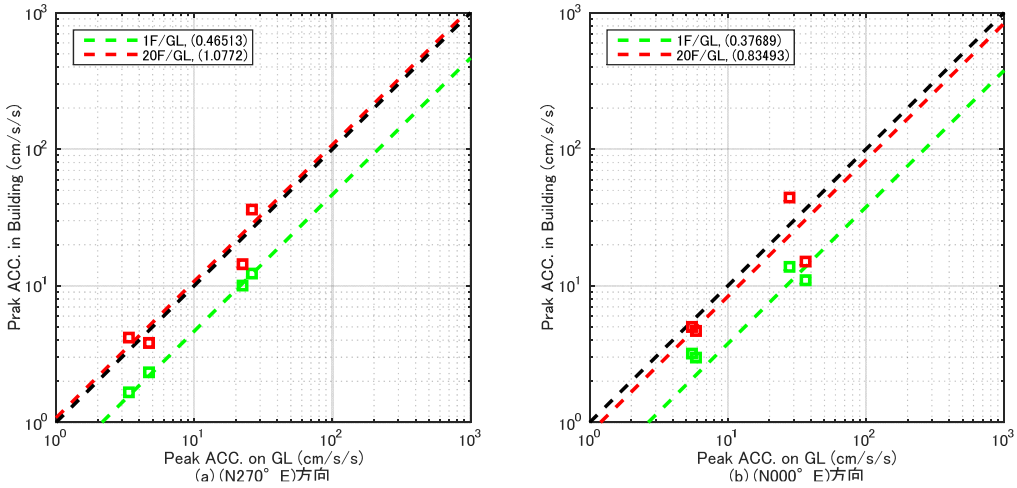


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 20F の最大加速度の関係

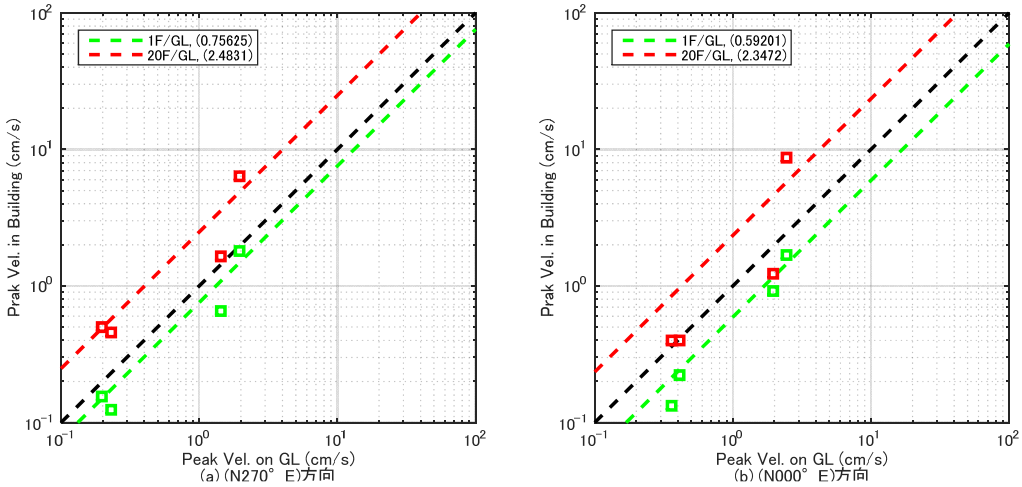


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 20F の最大速度の関係

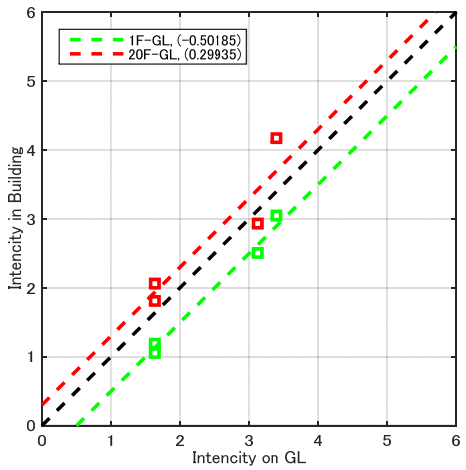


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 20F の計測震度の関係

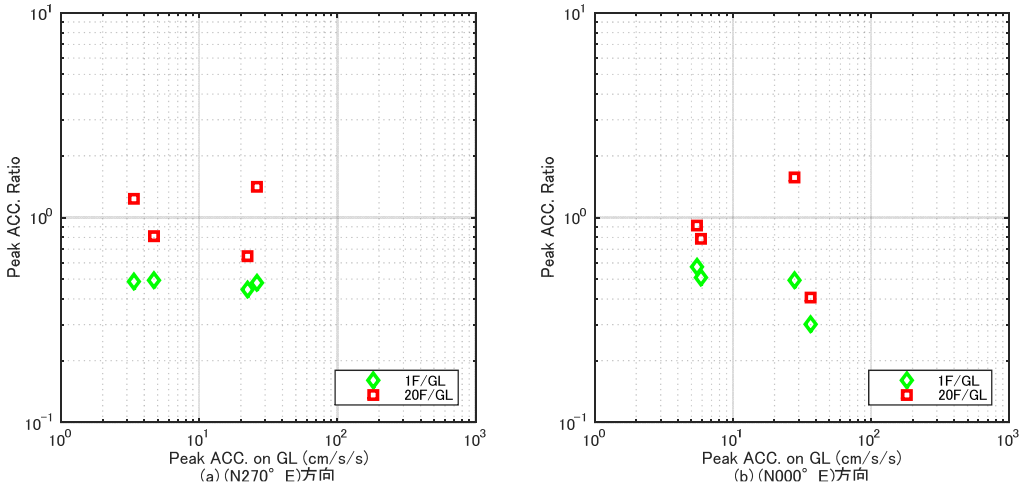


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 20F/GL の最大加速度比の関係

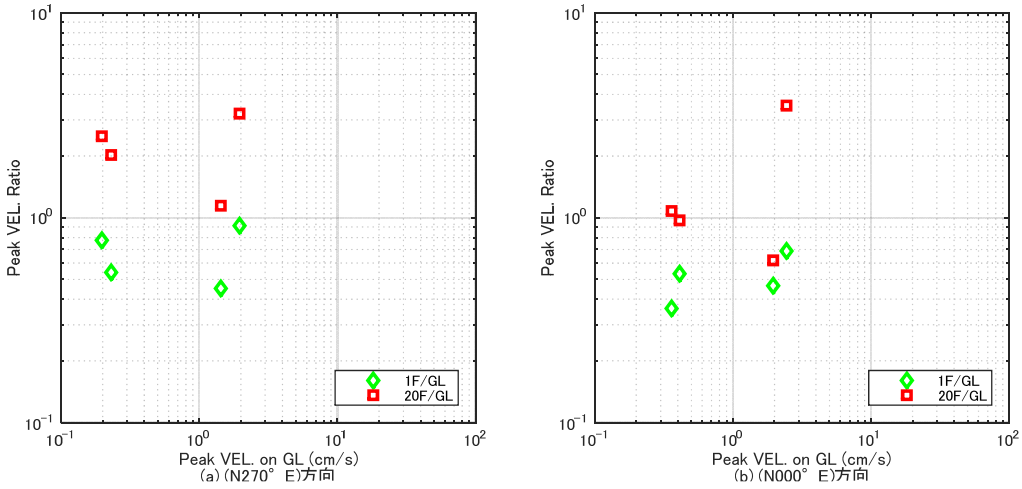


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 20F/GL の最大速度比の関係

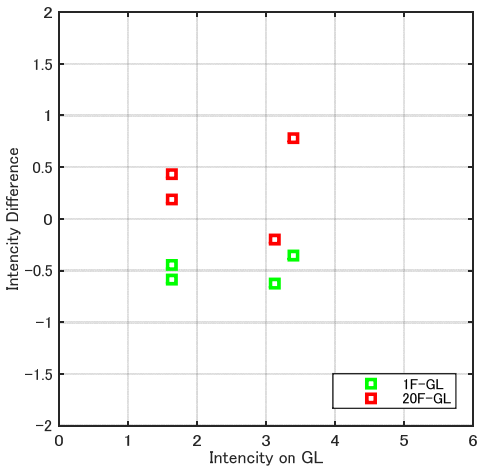


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び 20F-GL の計測震度差の関係

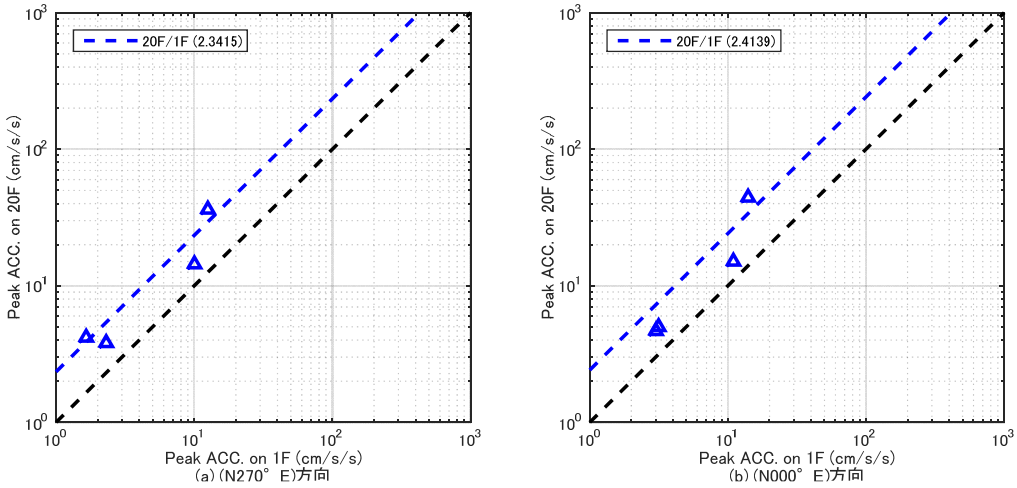


図 3.7 1F の最大加速度と 20F の最大加速度の関係

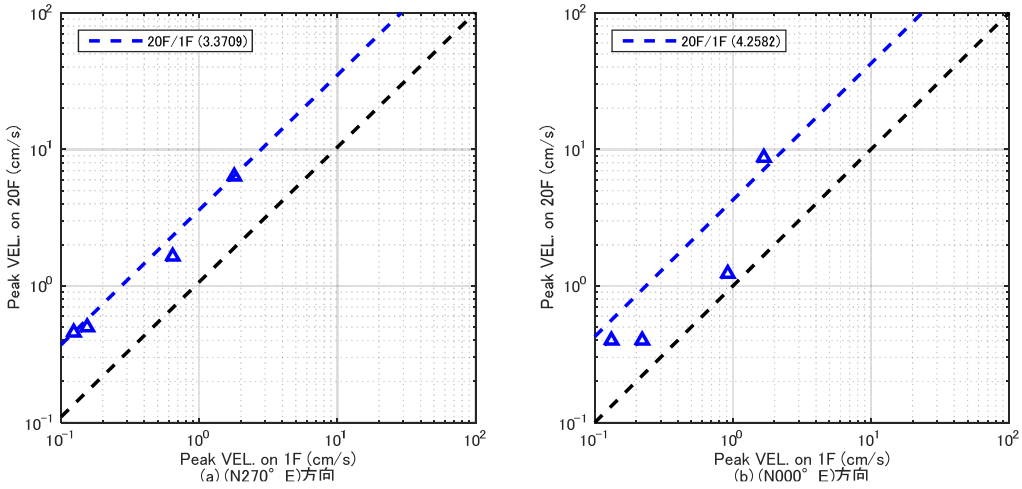


図 3.8 1F の最大速度と 20F の最大速度の関係

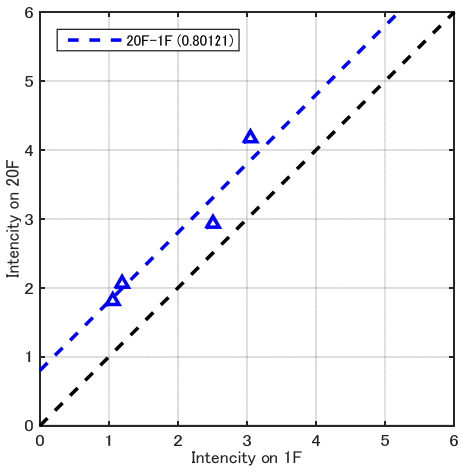


図 3.9 1F の計測震度と 20F の計測震度の関係

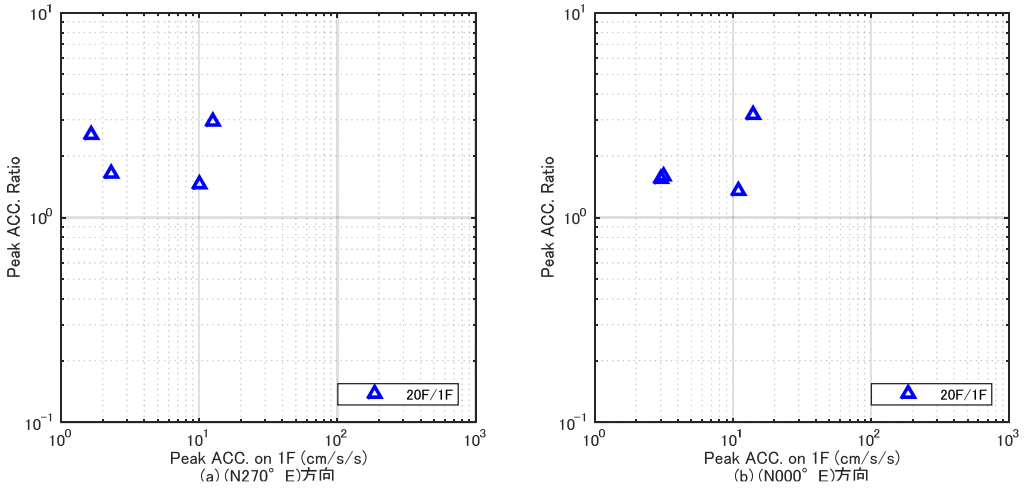


図 3.10 1F の最大加速度と 20F/1F の最大加速度比の関係

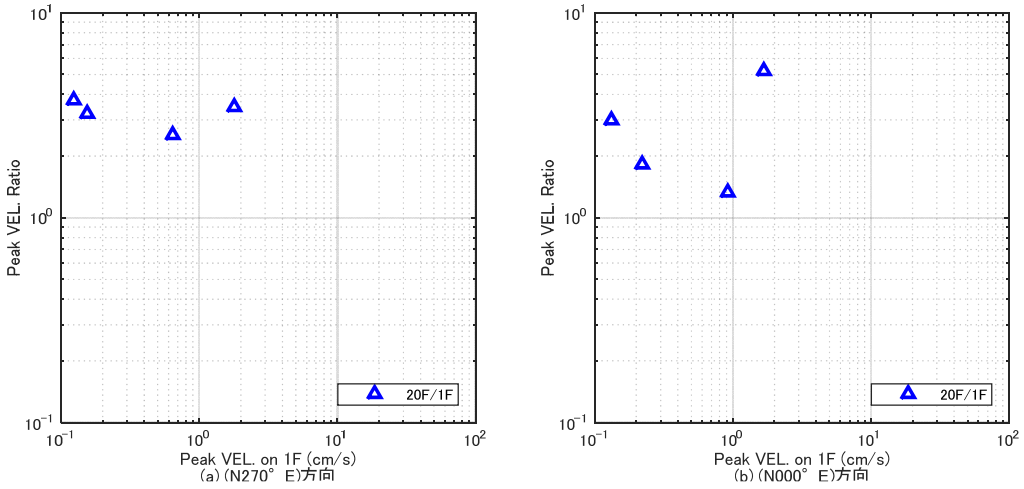


図 3.11 1F の最大速度と 20F/1F の最大速度比の関係

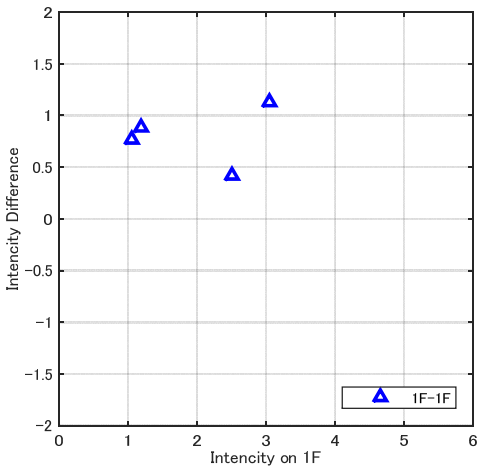


図 3.12 1F の計測震度と 20F-1F の計測震度差の関係

2.8.5 固有振動数

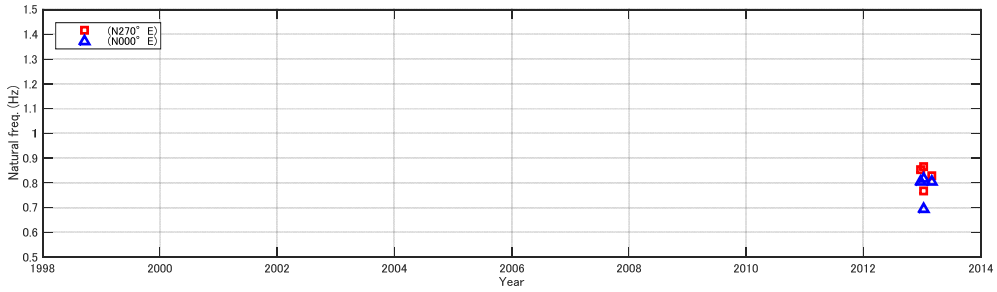


図 5.1 固有振動数(20F/1F)の経年推移

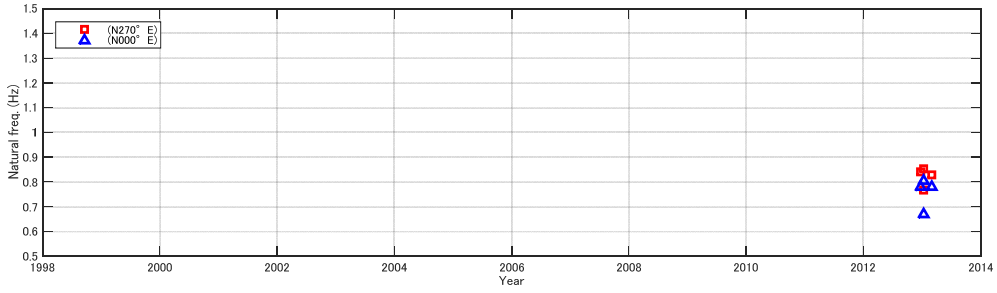


図 5.2 固有振動数(20F/GL)の経年推移

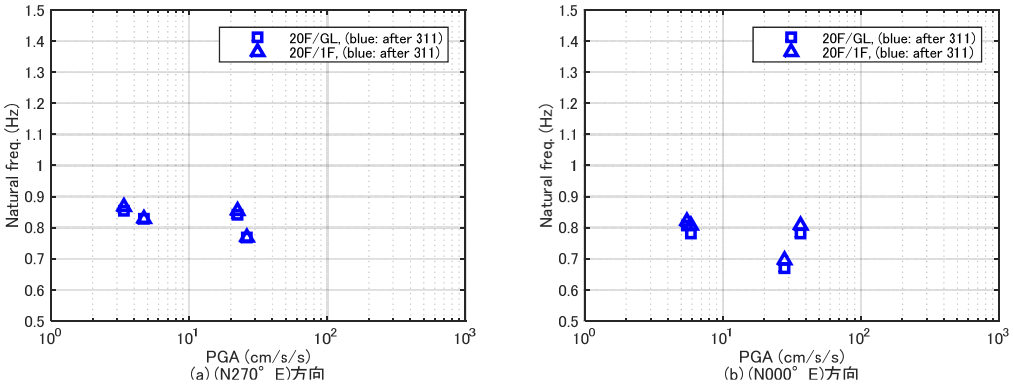


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.8.6 フーリエスペクトル比

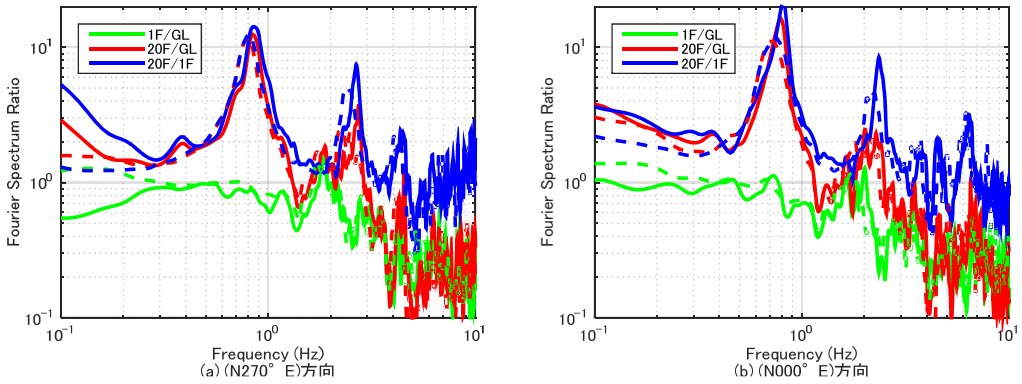


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線：震度 2，破線：震度 3

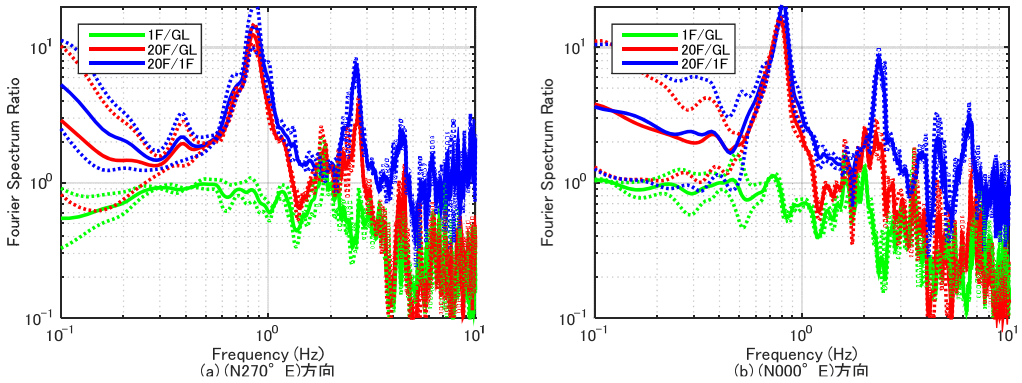


図 6.2 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

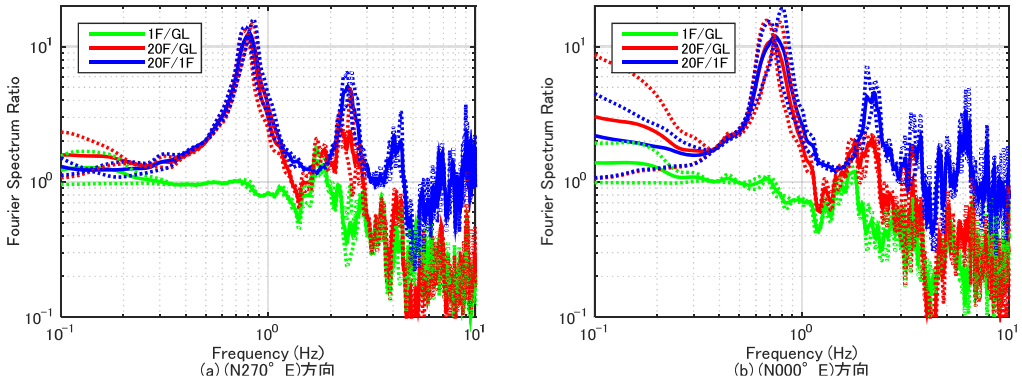


図 6.3 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

付 2.9　HMB 観測点

2.9.1 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

(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	砂混じりシルト
5	6.8	15.2			1.5	シルト
6	7.0	22.0		140	1.7	シルト
7	6.4	29.0		200	1.7	シルト
8	6.6	35.4	1400	210	1.6	砂質シルト
9	1.1	42.0	550		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)

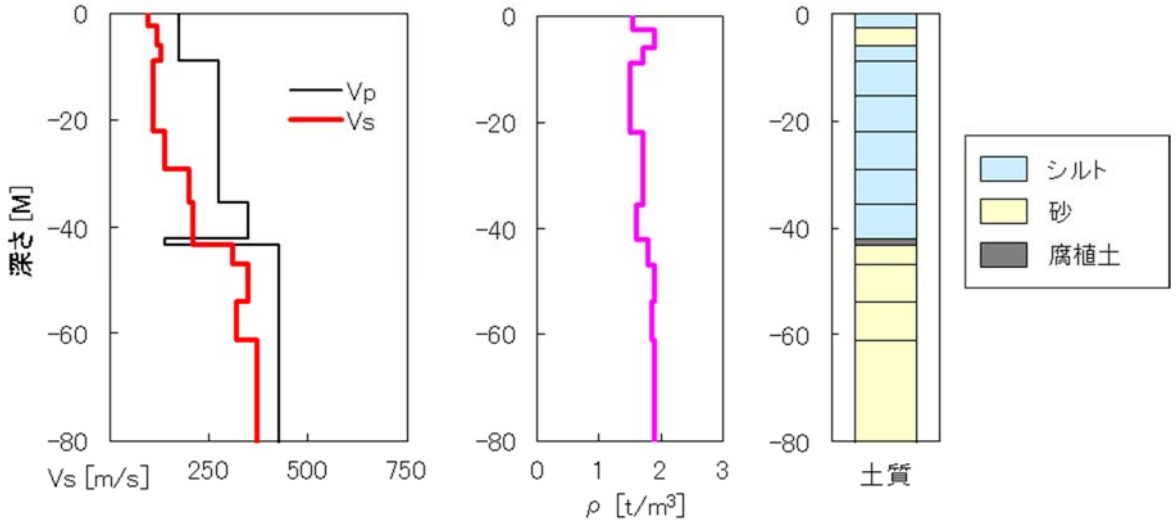
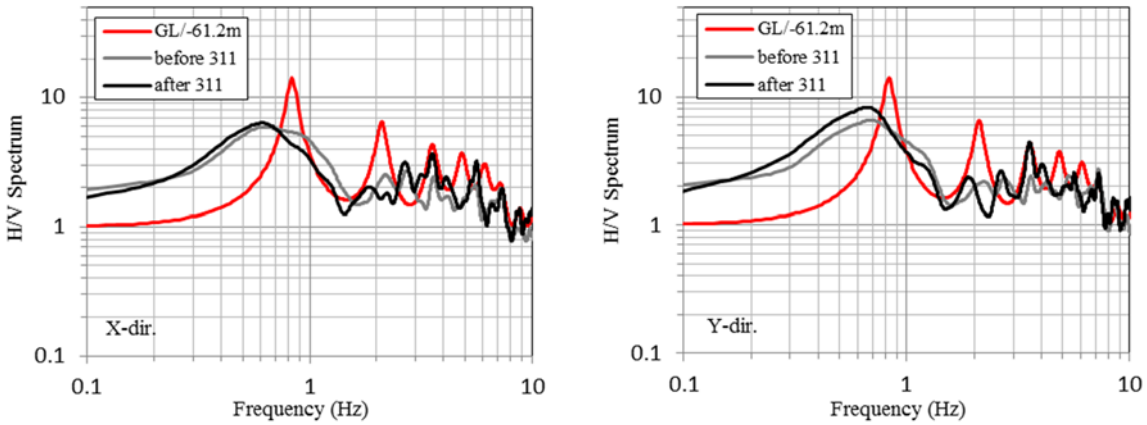


図 1.1 土質柱状図等



(a) X 方向　　(b) Y 方向

図 1.2　SH 増幅特性と震度毎の平均 H/V スペクトル

(3) 観測機器配置及び方位

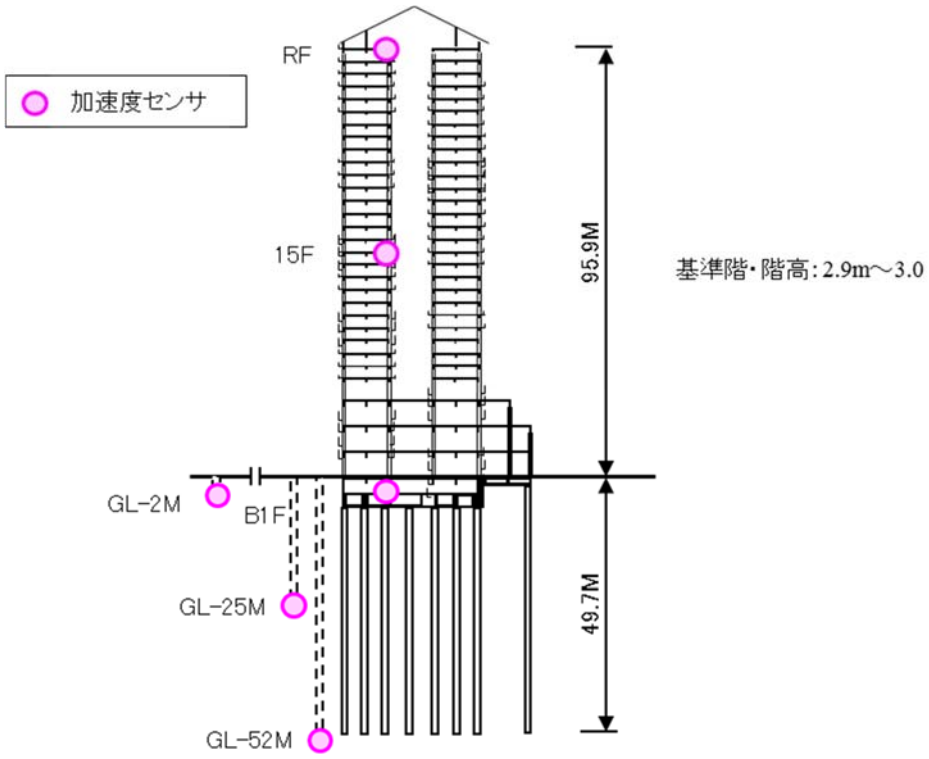


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

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

2.9.2 観測記録概要

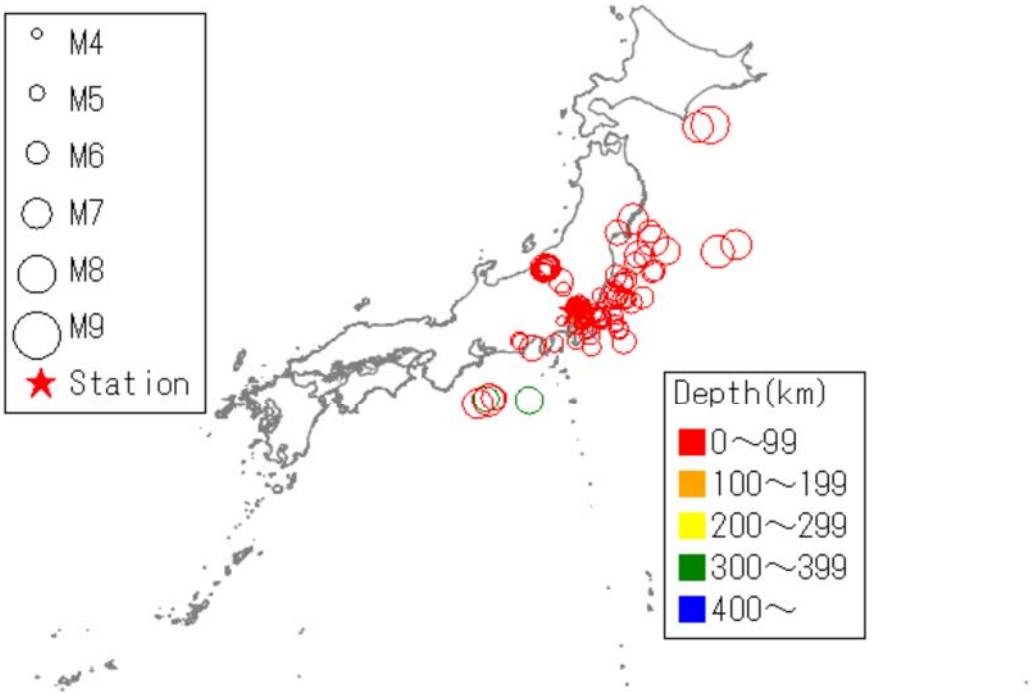


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

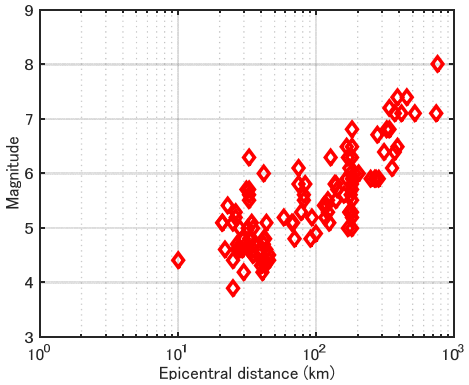


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

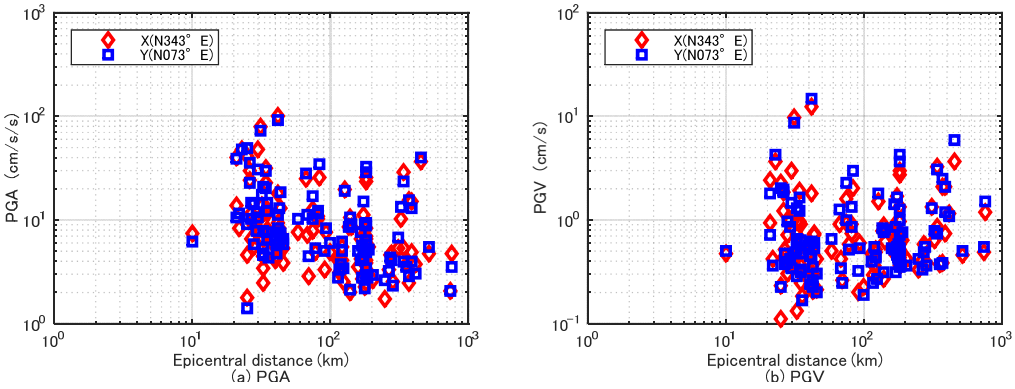


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

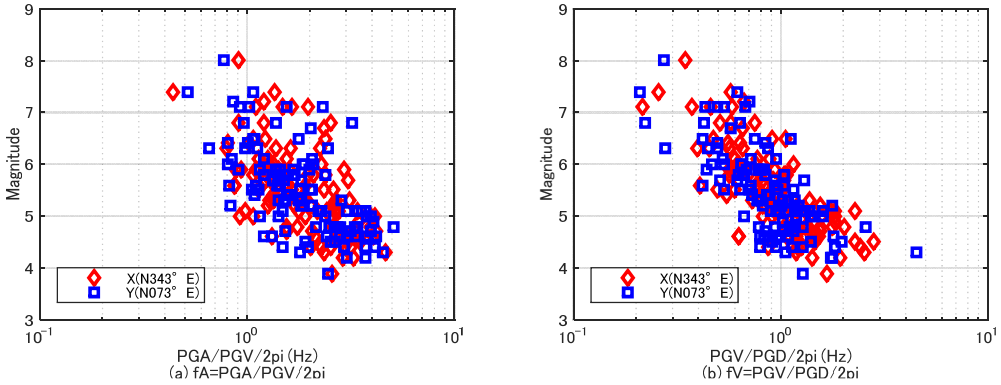


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

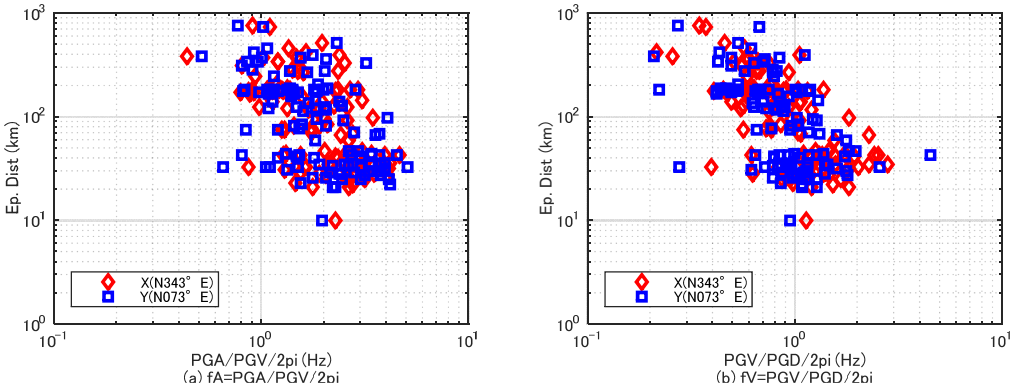


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.9.3 最大加速度、最大速度、計測震度

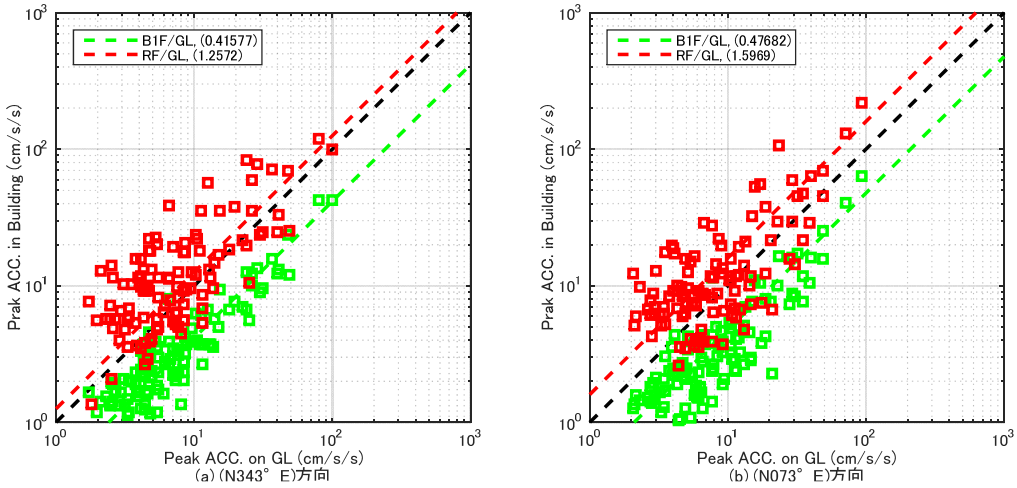


図 3.1 GL の最大加速度と B1F 及び RF の最大加速度の関係

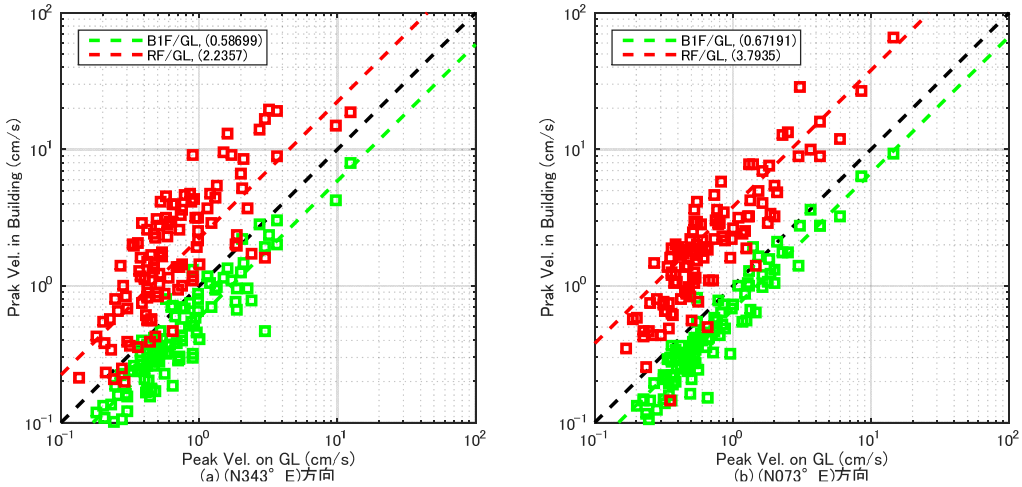


図 3.2 GL の最大速度と B1F 及び RF の最大速度の関係

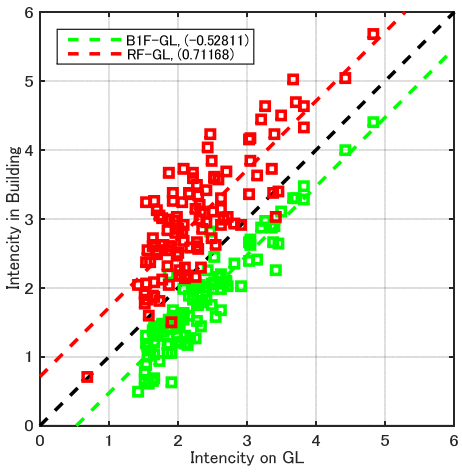


図 3.3 GL の計測震度と B1F 及び RF の計測震度の関係

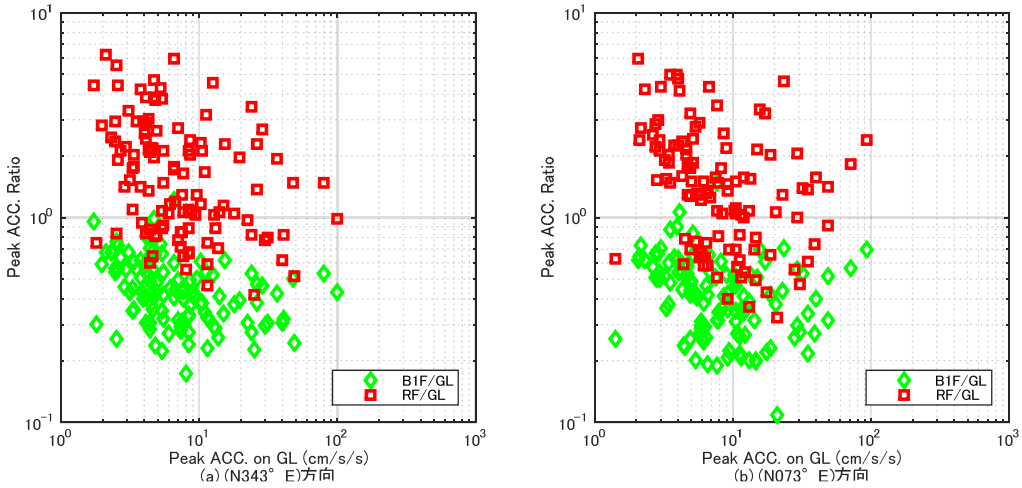


図 3.4 GL の最大加速度と B1F/GL 及び RF/GL の最大加速度比の関係

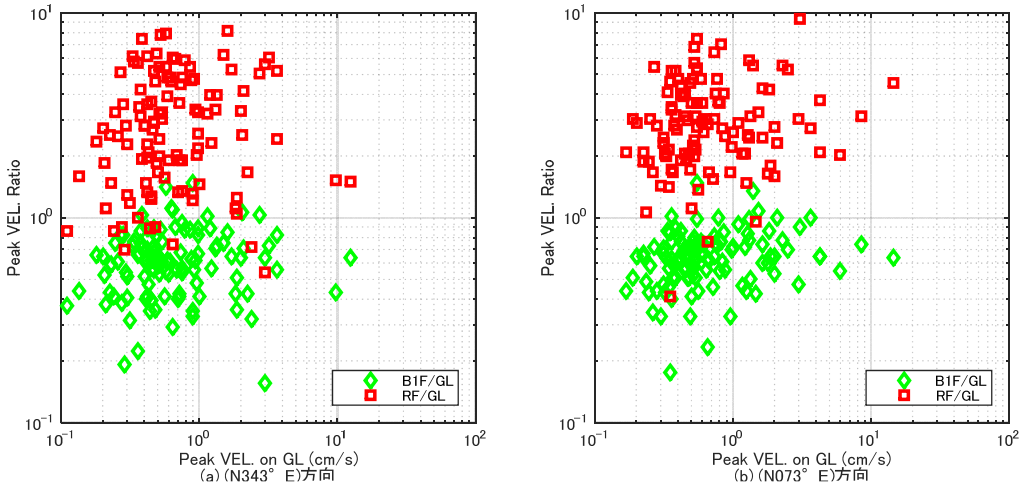


図 3.5 GL の最大速度と B1F/GL 及び RF/GL の最大速度比の関係

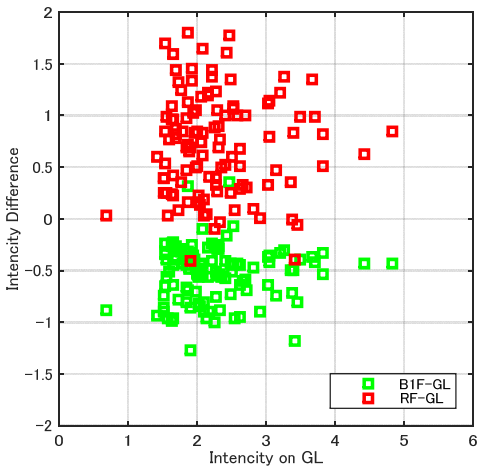


図 3.6 GL の最大震度と B1F-GL 及び RF-GL の計測震度差の関係

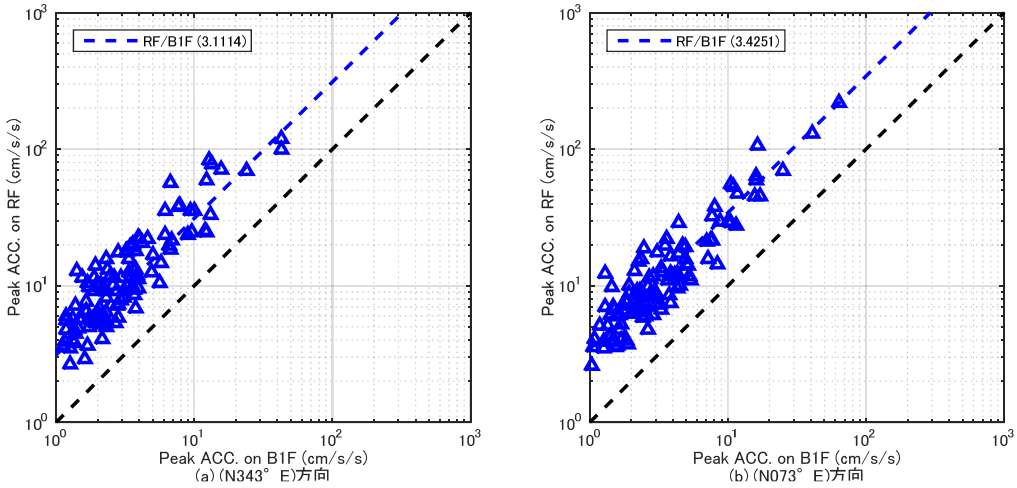


図 3.7 B1F の最大加速度と RF の最大加速度の関係

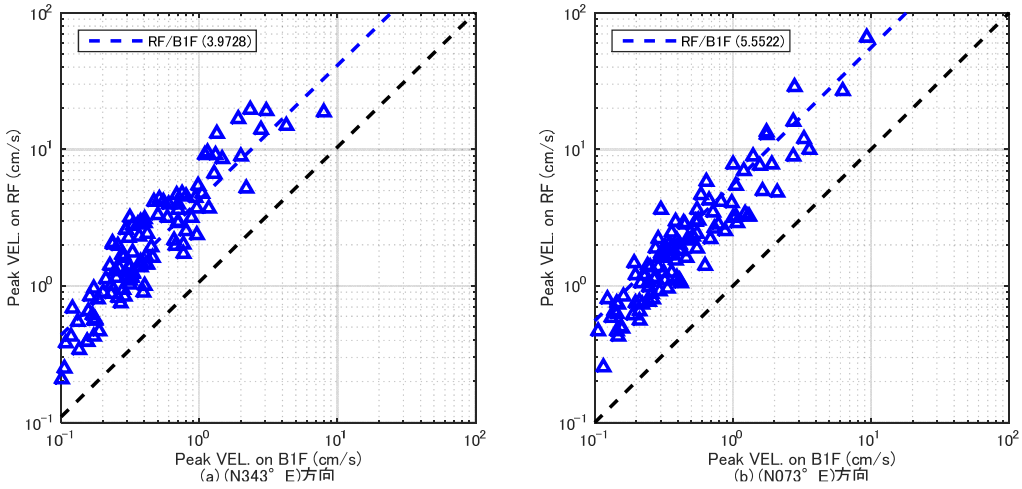


図 3.8 B1F の最大速度と RF の最大速度の関係

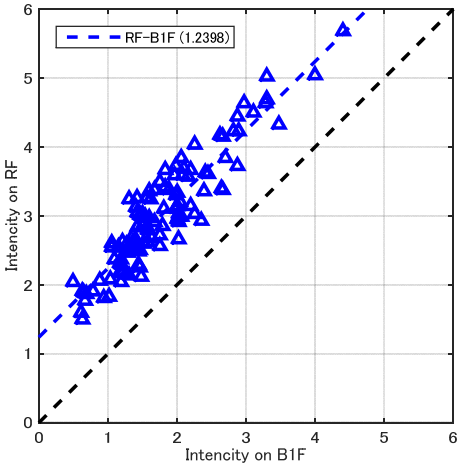


図 3.9 B1F の計測震度と RF の計測震度の関係

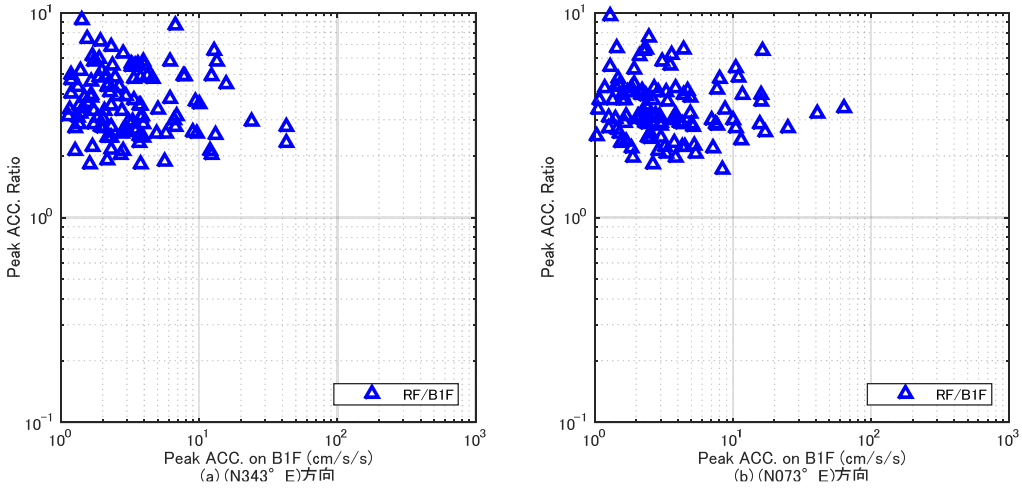


図 3.10 B1F の最大加速度と RF/B1F の最大加速度比の関係

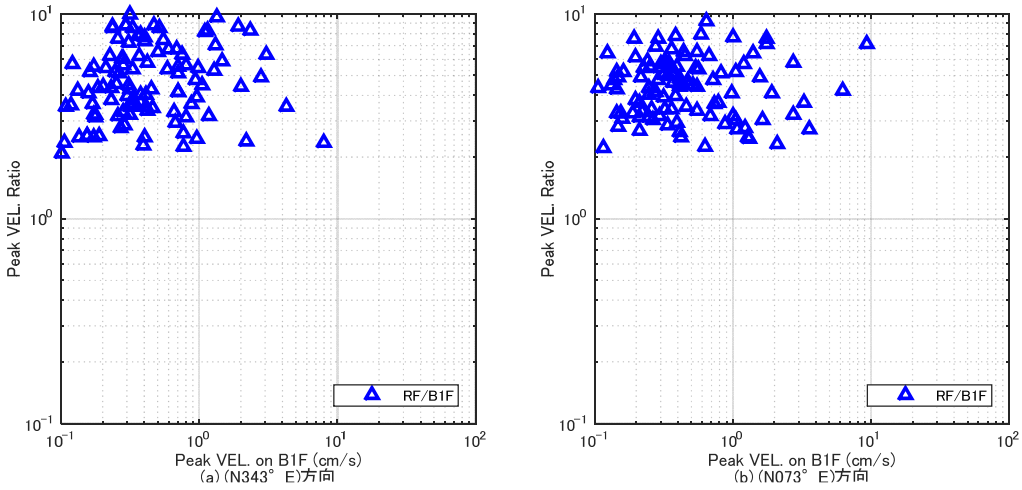


図 3.11 B1F の最大速度と RF/B1F の最大速度比の関係

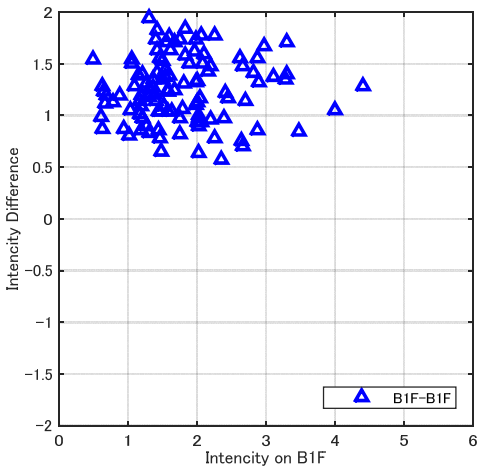


図 3.12 B1F の計測震度と RF-B1F の計測震度差の関係

2.9.4 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

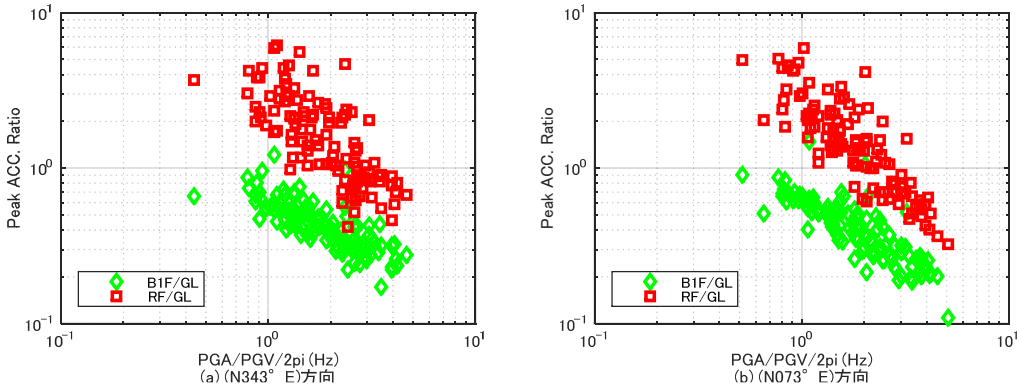


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(RF/GL, B1F/GL)の関係

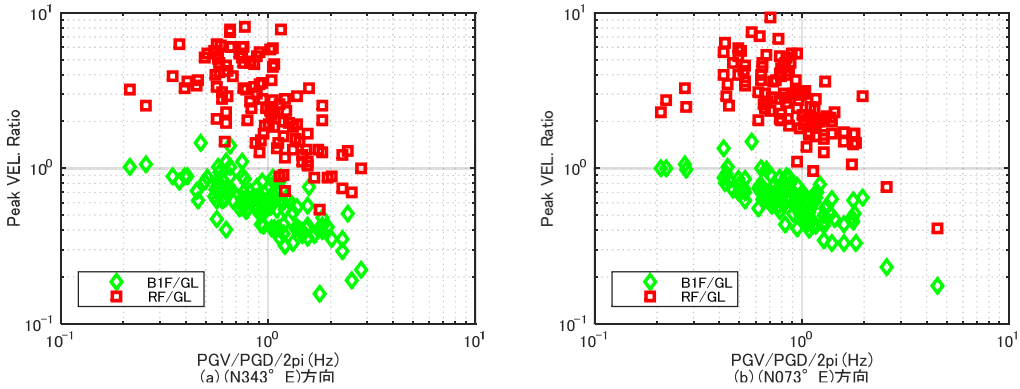


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(RF/GL, B1F/GL)の関係

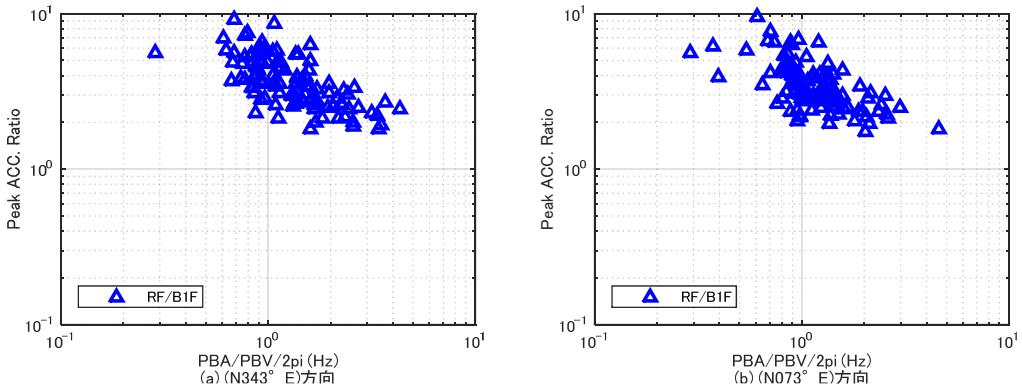


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(RF/B1F)の関係

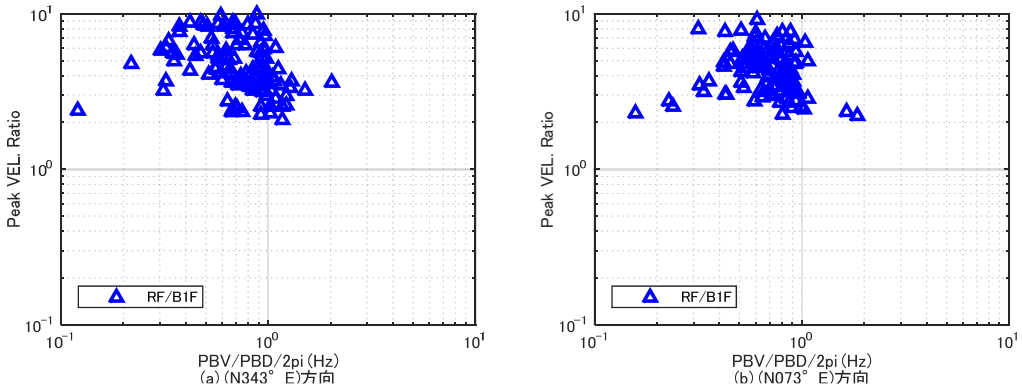


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(RF/B1F)の関係

2.9.5 固有振動数

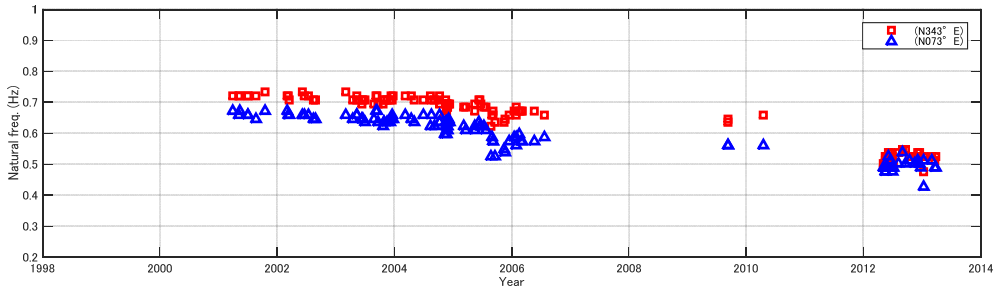


図 5.1 固有振動数(RF/B1F)の経年推移

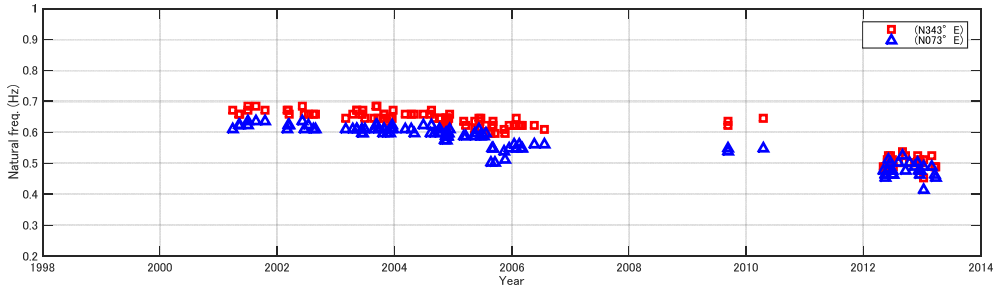


図 5.2 固有振動数(RF/GL)の経年推移

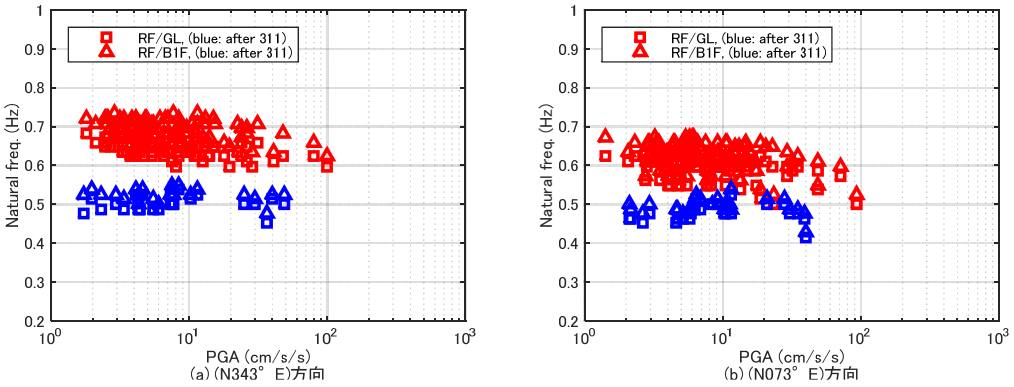


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.9.6 フーリエスペクトル比

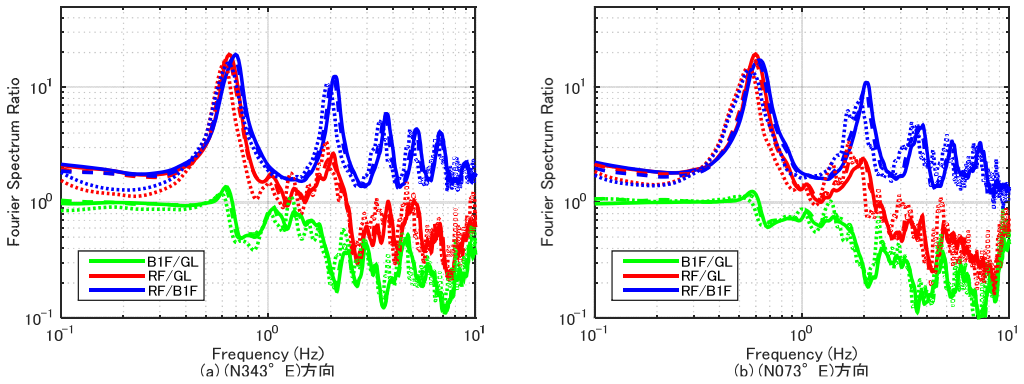


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線：震度 2，破線：震度 3，点線：震度 4

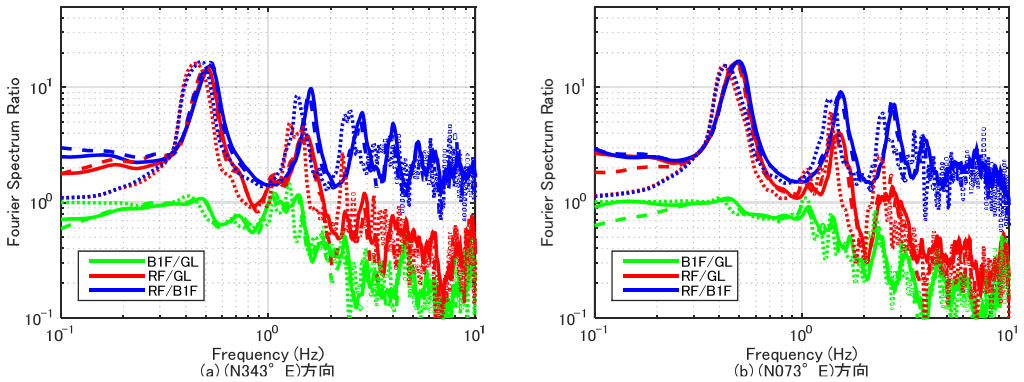


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線：震度 2，破線：震度 3，点線：震度 4

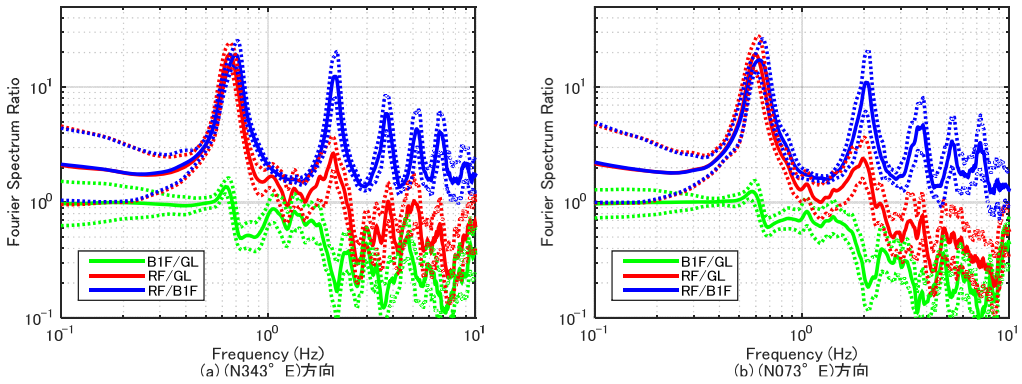


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

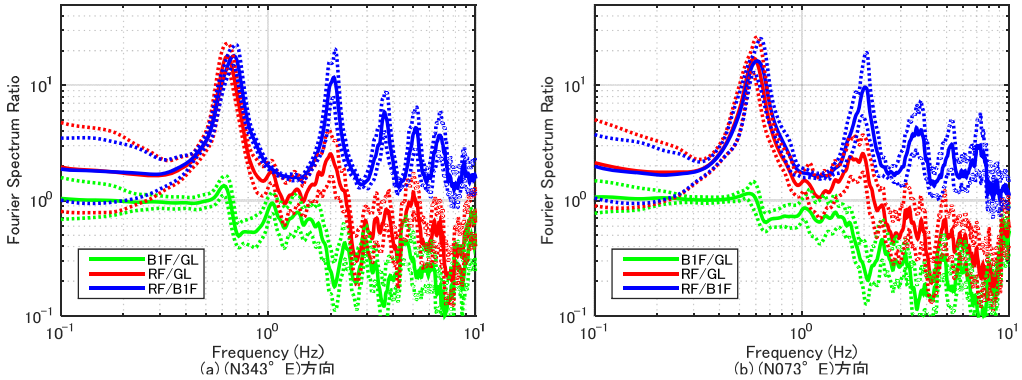


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

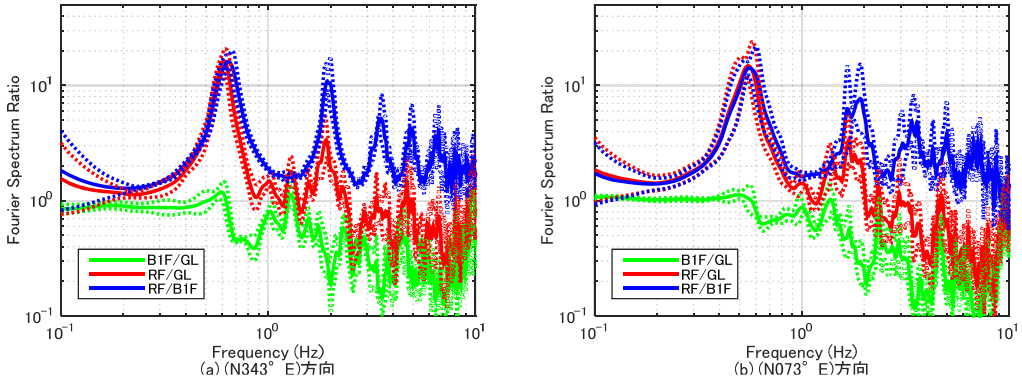


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

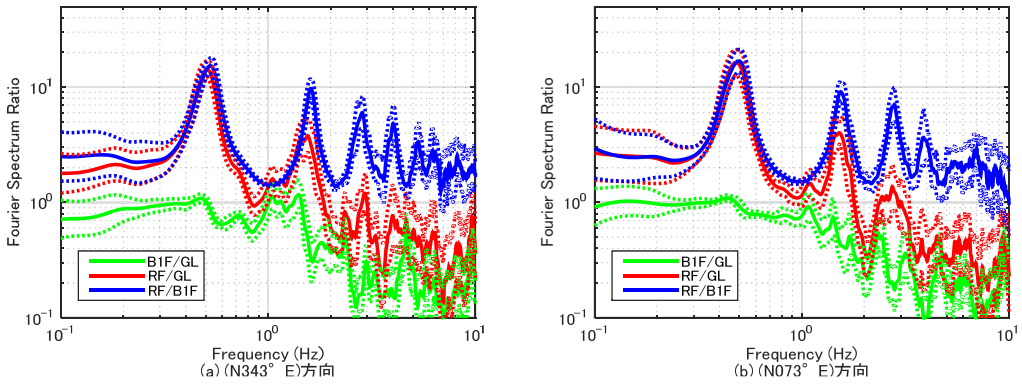


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

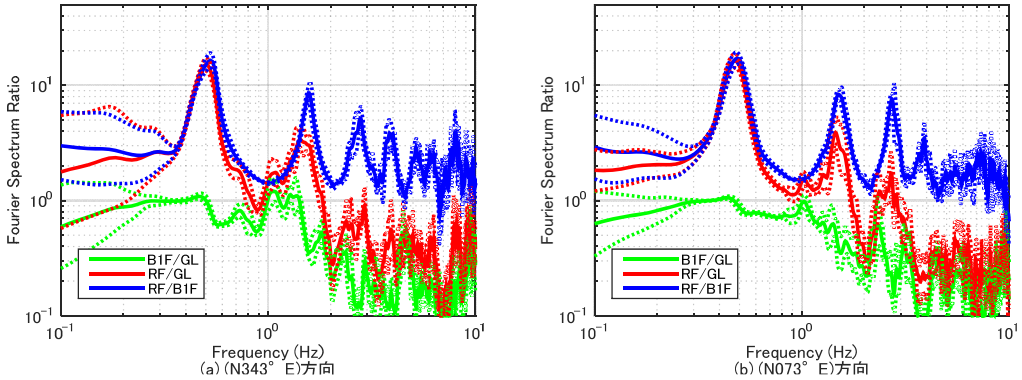


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

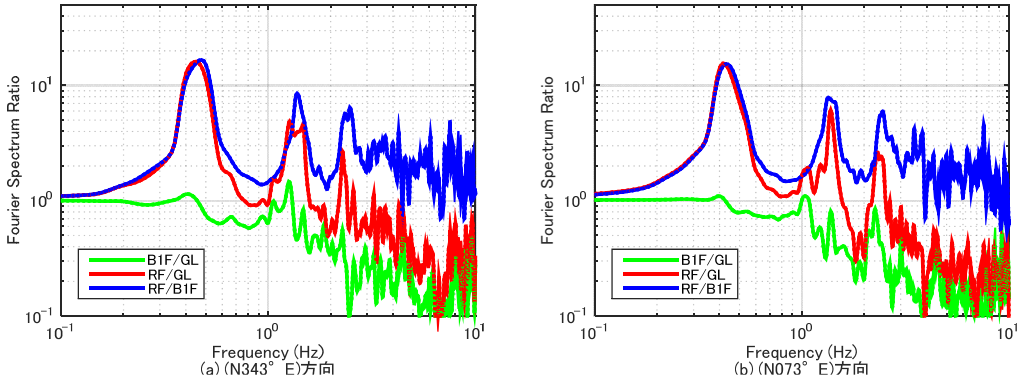


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)

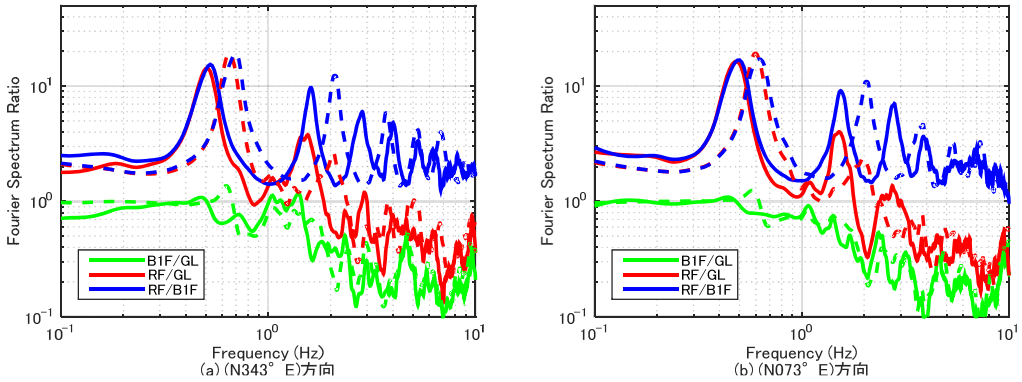


図 6.9 311 前後の平均スペクトル比(震度 2)　※実線：本震後、破線：本震前

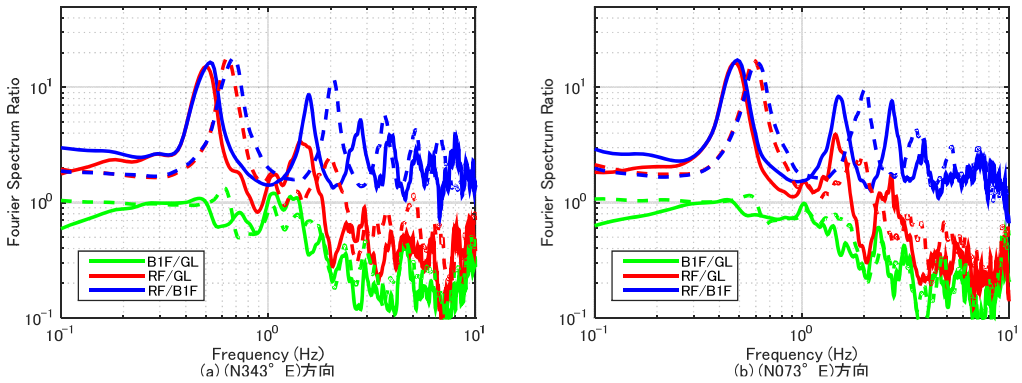


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比(震度 3)　※実線：本震後、破線：本震前

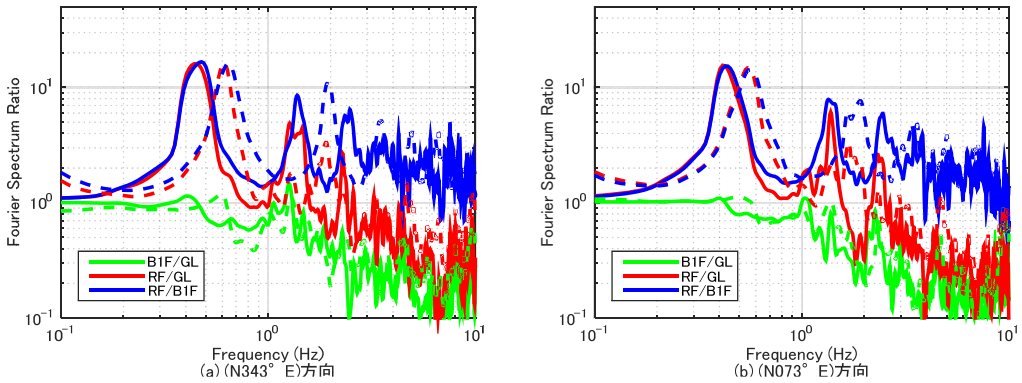


図 6.11 3.11 前後の平均スペクトル比(震度 4)　※実線：本震後、破線：本震前

付 2.10　SN2 観測点

2.10.1 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 m2
延床面積	36,516 m2
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

(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^2)	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

(3) 観測機器配置及び方位

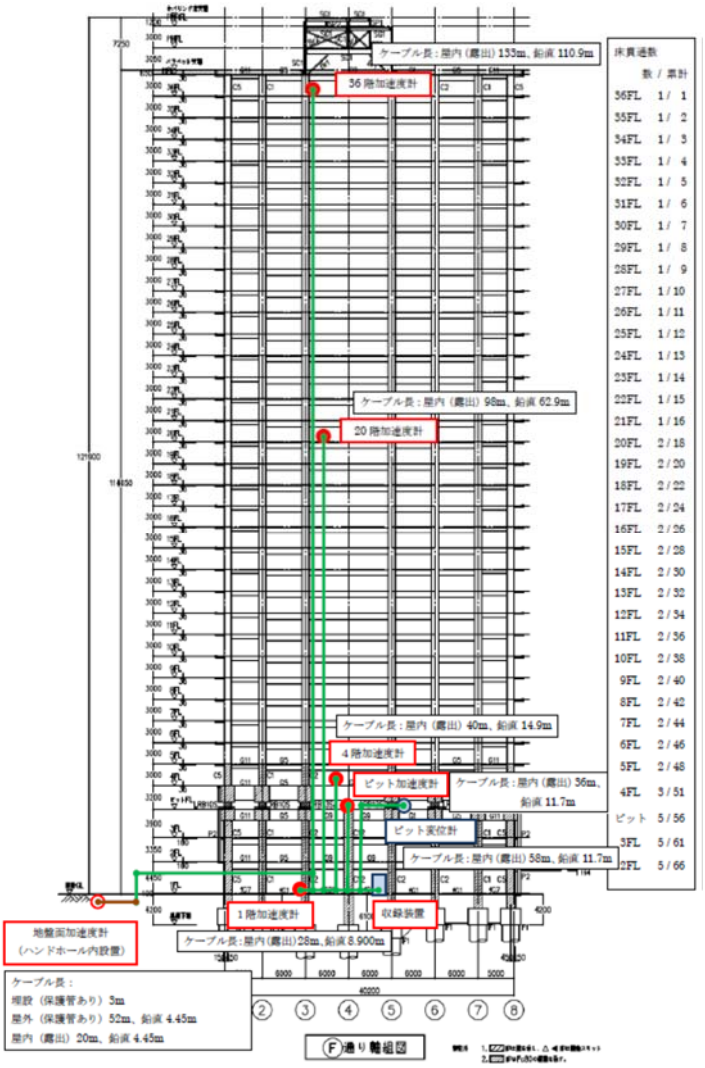


図 1.1　地盤及び建築物内部での加速度計配置

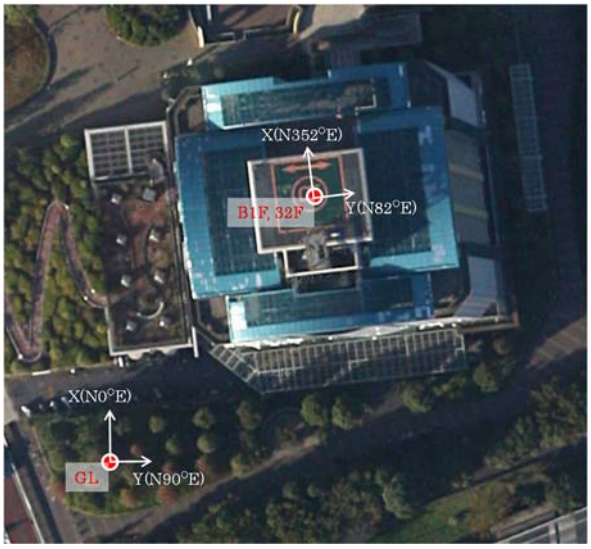


図 1.2　周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

2.10.2 観測記録

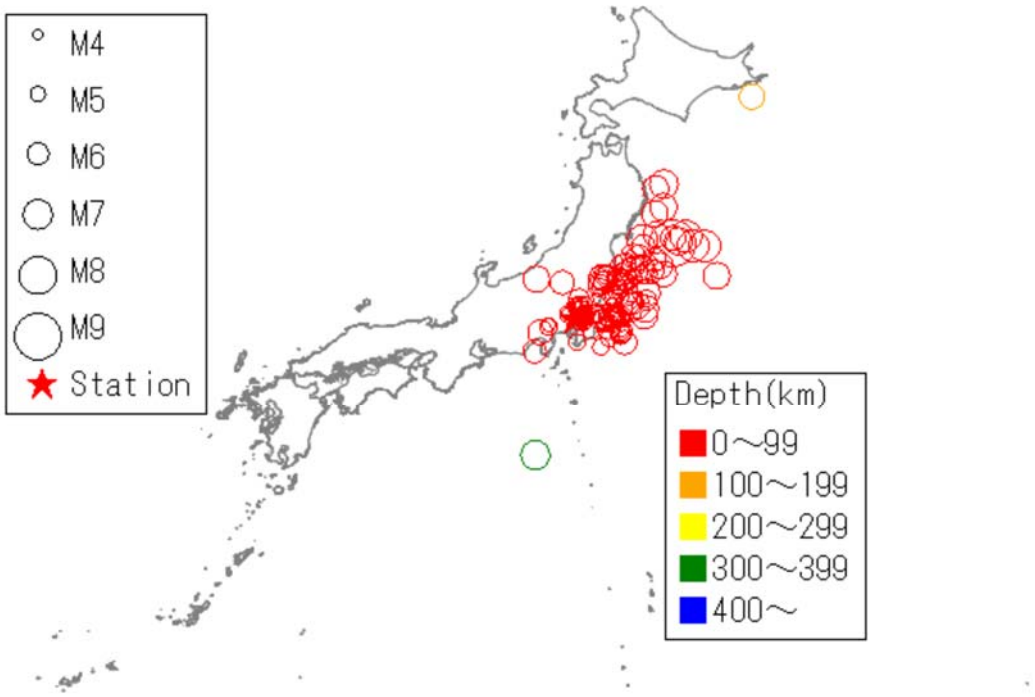


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

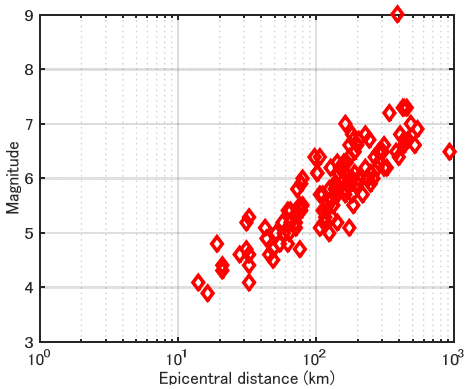


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

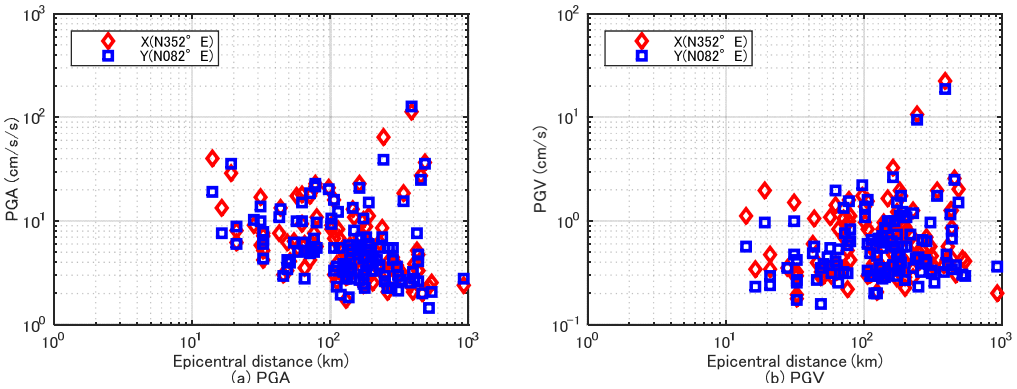


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

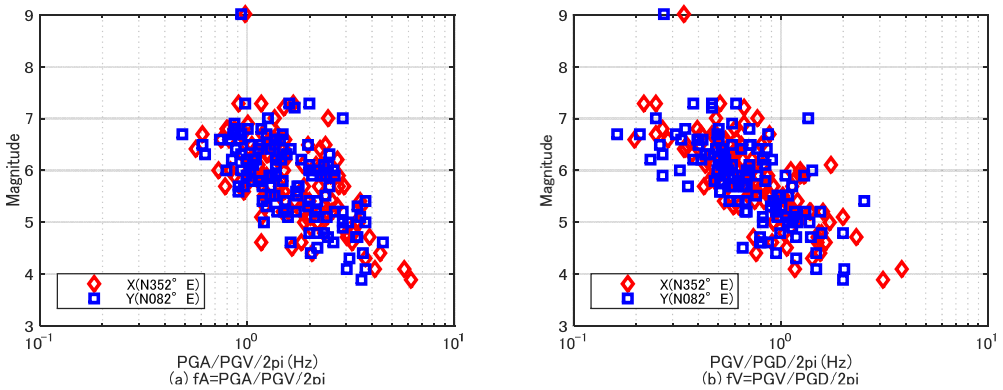


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

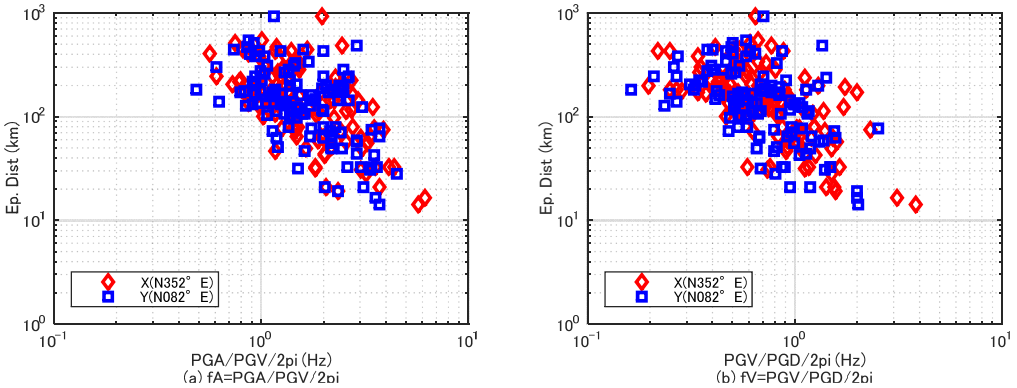


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.10.3 最大加速度、最大速度、計測震度

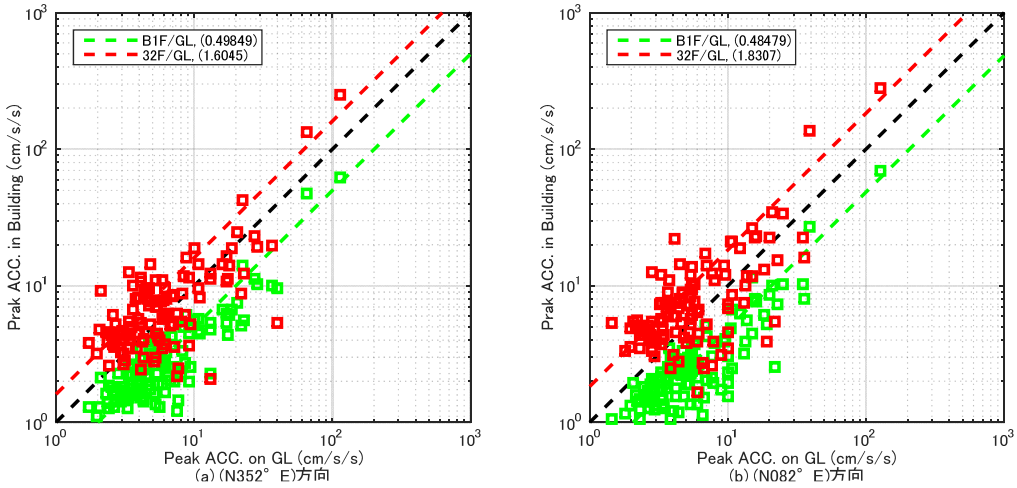


図 3.1 GL の最大加速度と B1F 及び 32F の最大加速度の関係

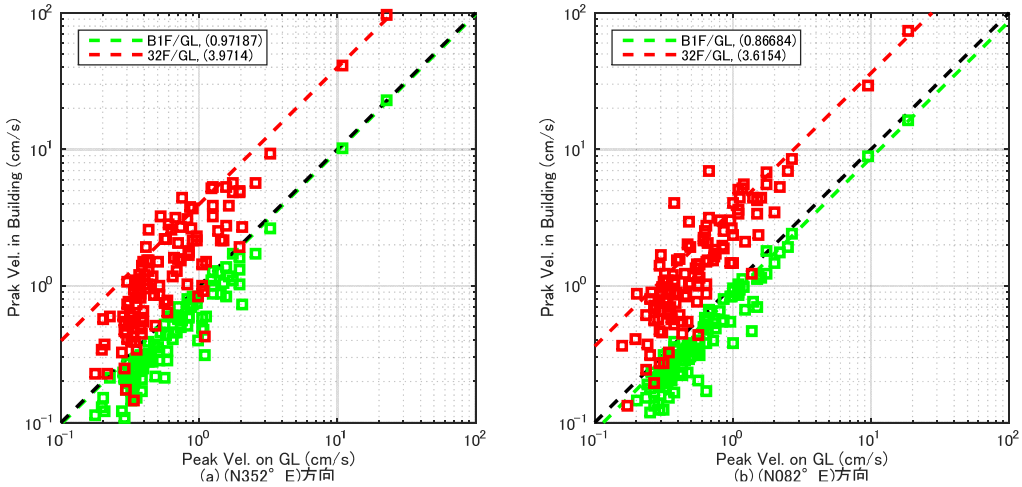


図 3.2 GL の最大速度と B1F 及び 32F の最大速度の関係

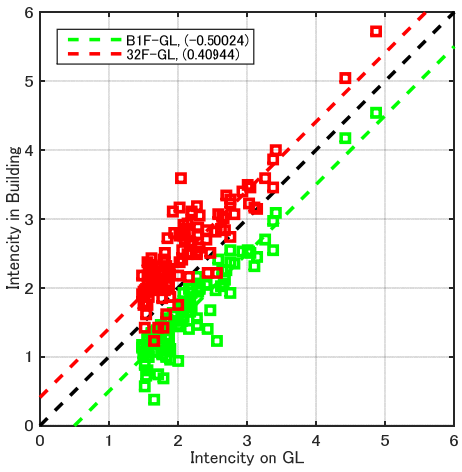


図 3.3 GL の計測震度と B1F 及び 32F の計測震度の関係

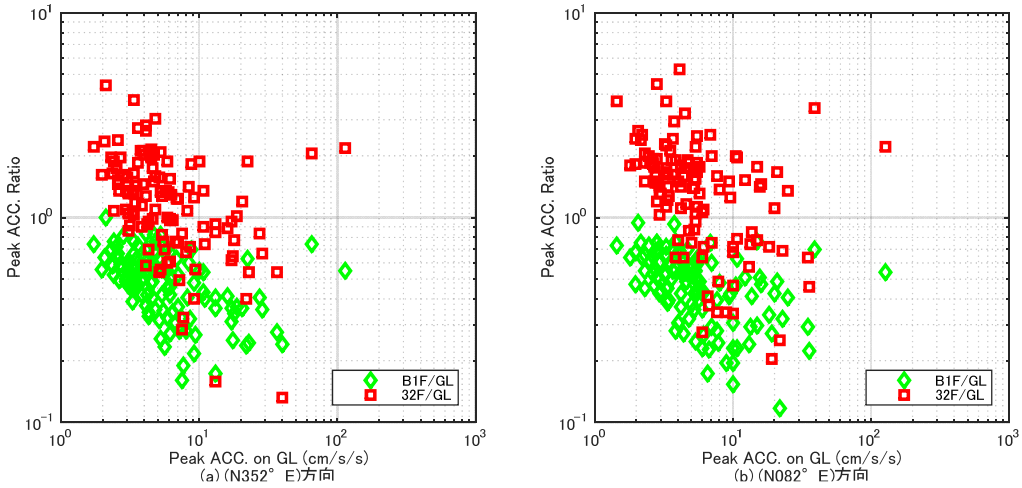


図 3.4 GL の最大加速度と B1F/GL 及び 32F/GL の最大加速度比の関係

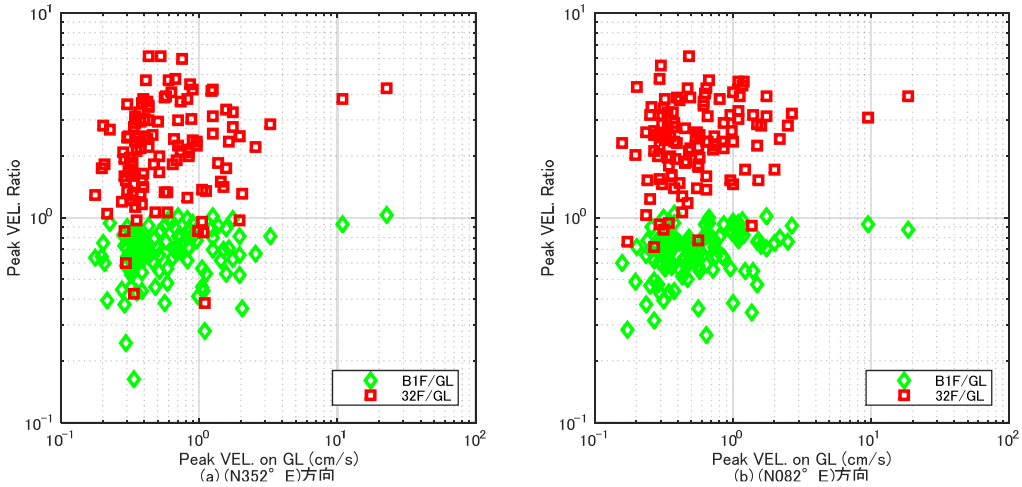


図 3.5 GL の最大速度と B1F/GL 及び 32F/GL の最大速度比の関係

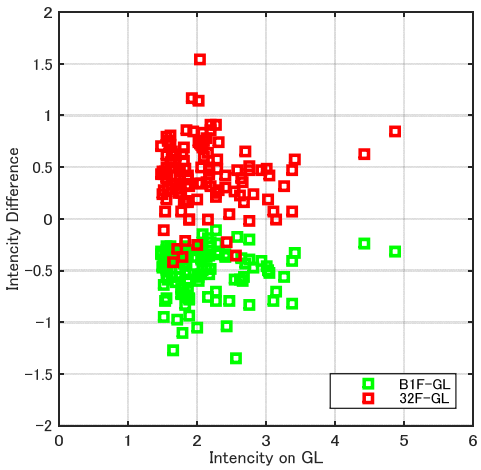


図 3.6 GL の最大震度と B1F-GL 及び 32F-GL の計測震度差の関係

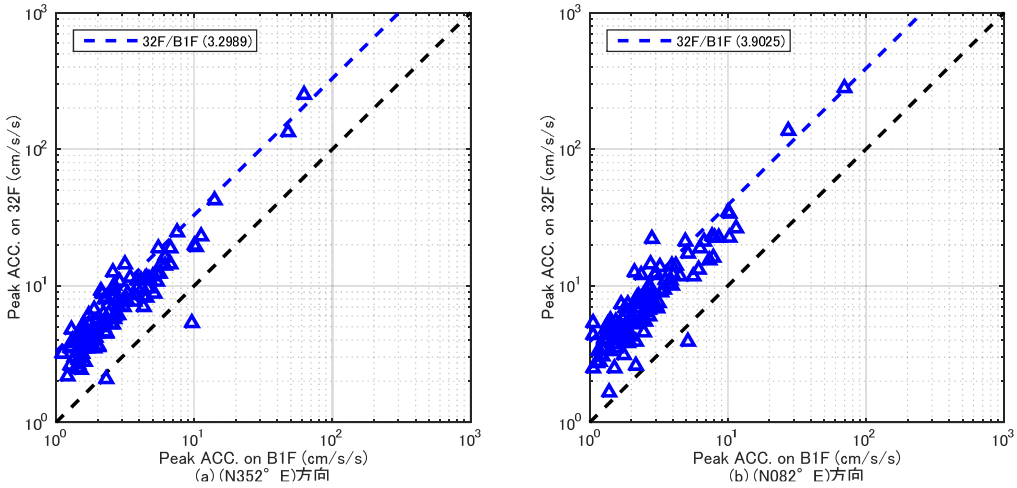


図 3.7 B1F の最大加速度と 32F の最大加速度の関係

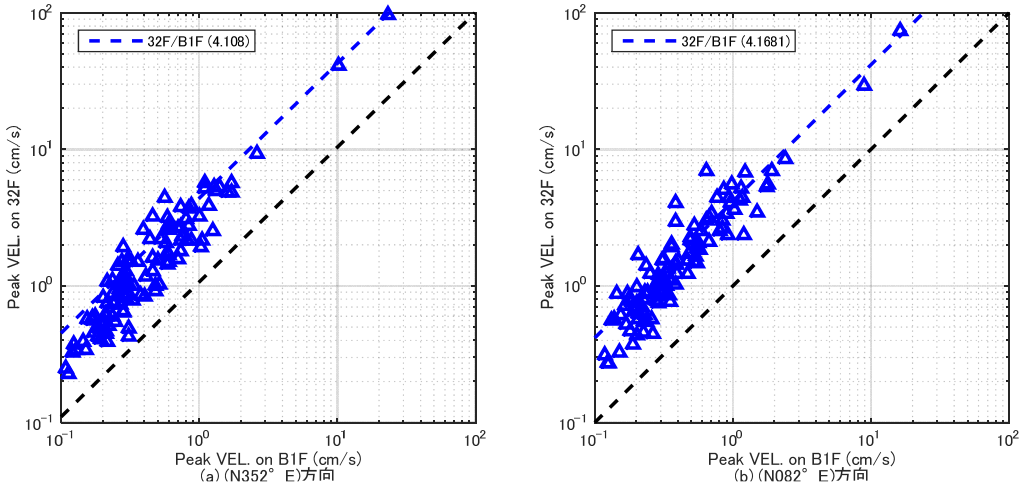


図 3.8 B1F の最大速度と 32F の最大速度の関係

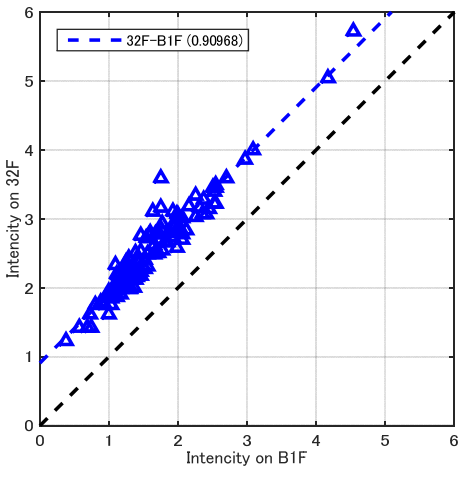


図 3.9 B1F の計測震度と 32F の計測震度の関係

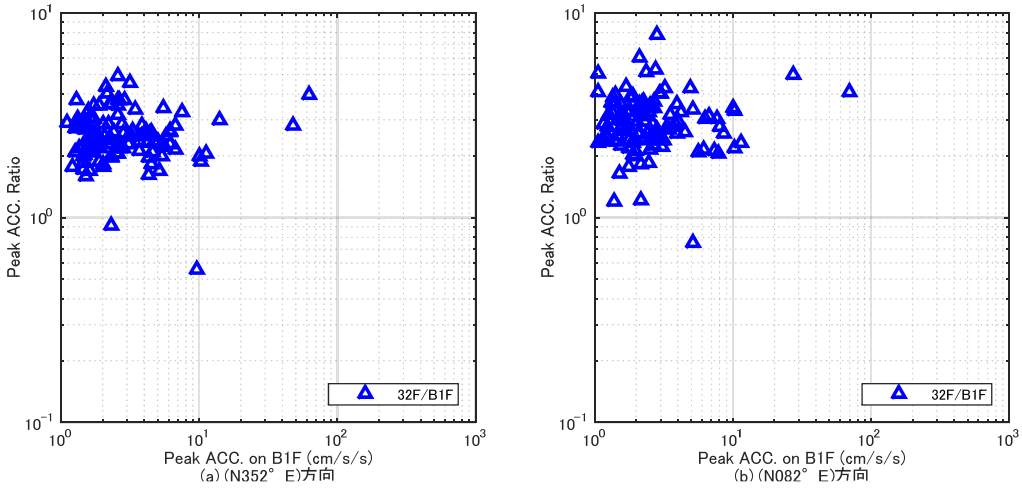


図 3.10 B1F の最大加速度と 32F/B1F の最大加速度比の関係

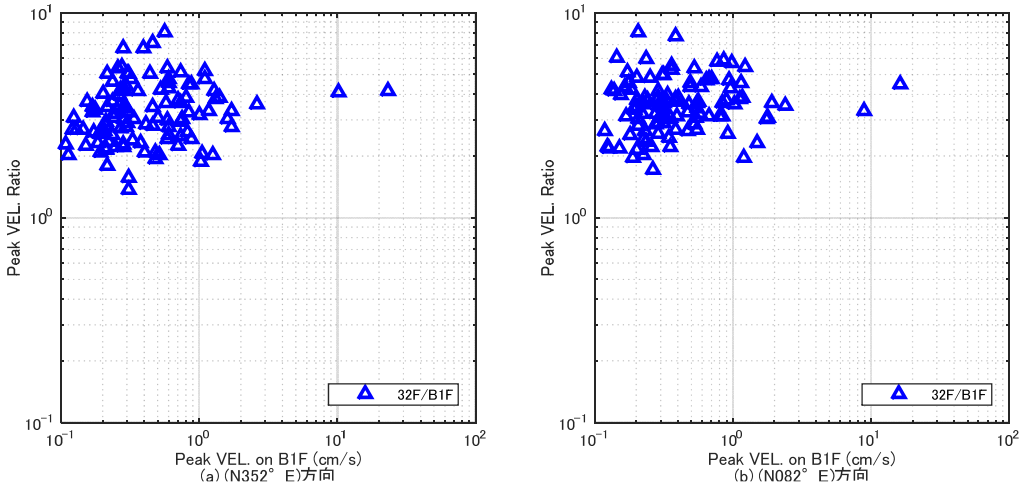


図 3.11 B1F の最大速度と 32F/B1F の最大速度比の関係

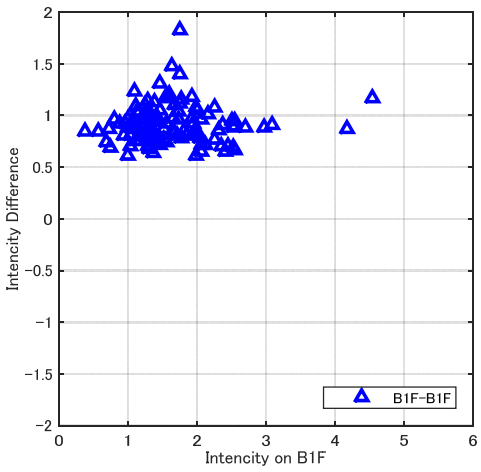


図 3.12 B1F の計測震度と 32F-B1F の計測震度差の関係

2.10.4 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

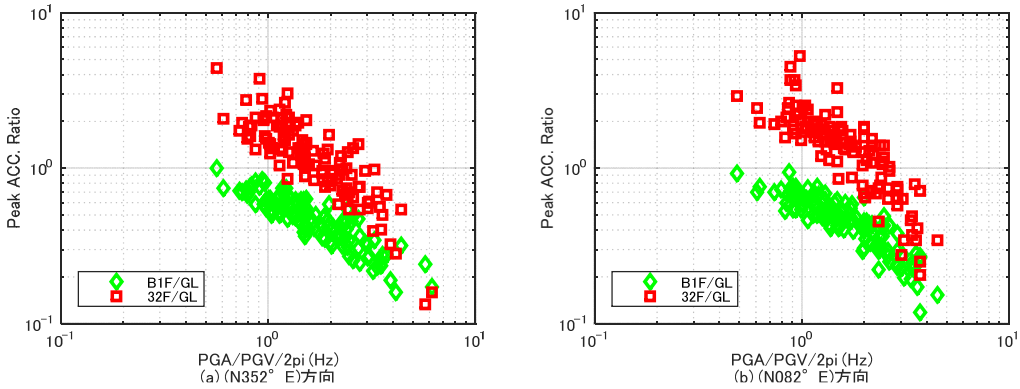


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(32F/GL, B1F/GL)の関係

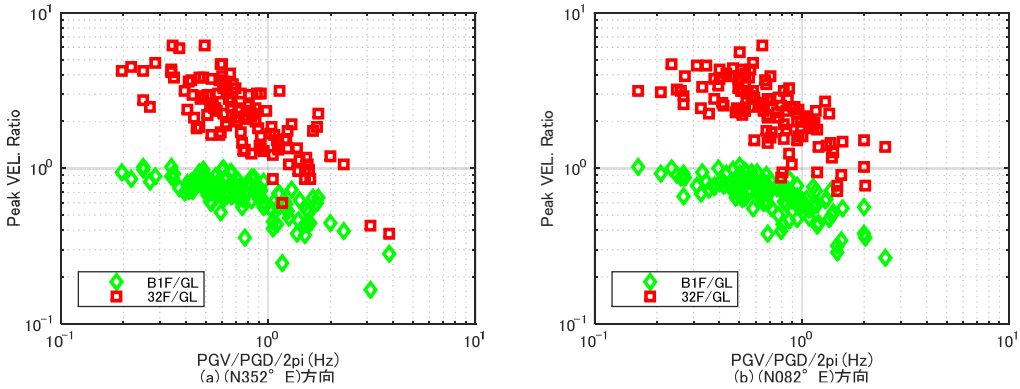


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(32F/GL, B1F/GL)の関係

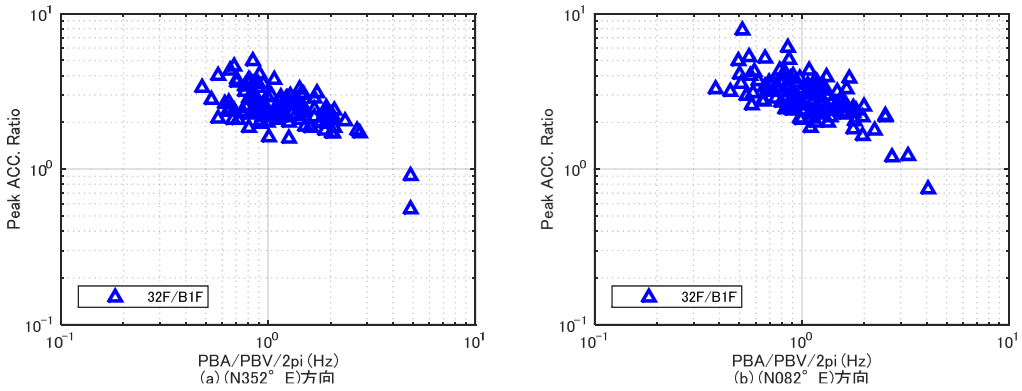


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(32F/B1F)の関係

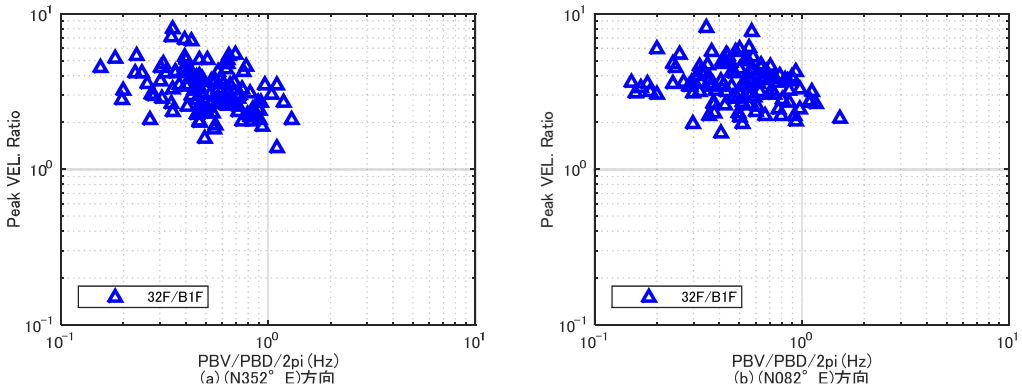


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(32F/B1F)の関係

2.10.5 固有振動数

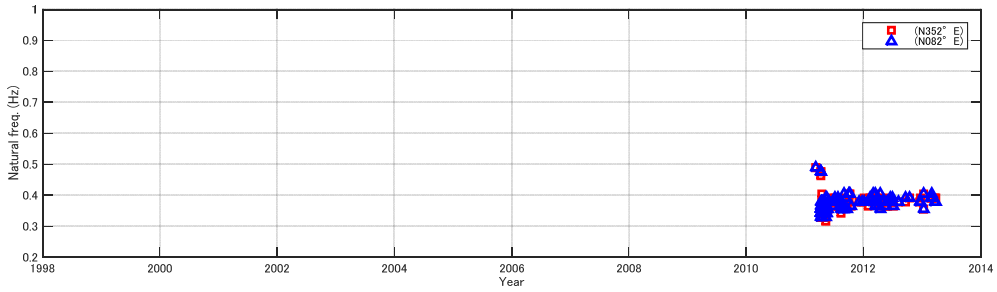


図 5.1 固有振動数(32F/B1F)の経年推移

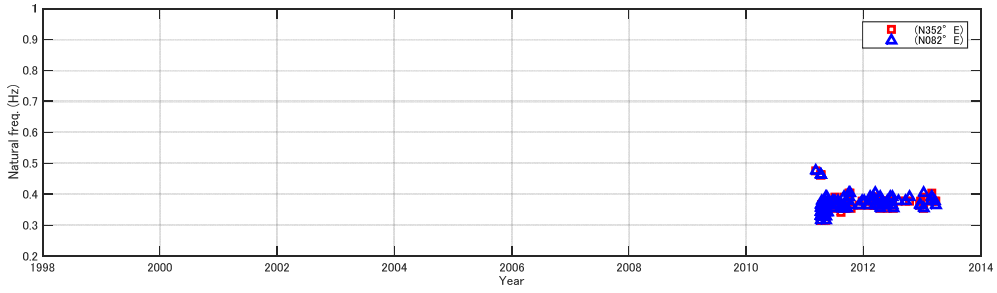


図 5.2 固有振動数(32F/GL)の経年推移

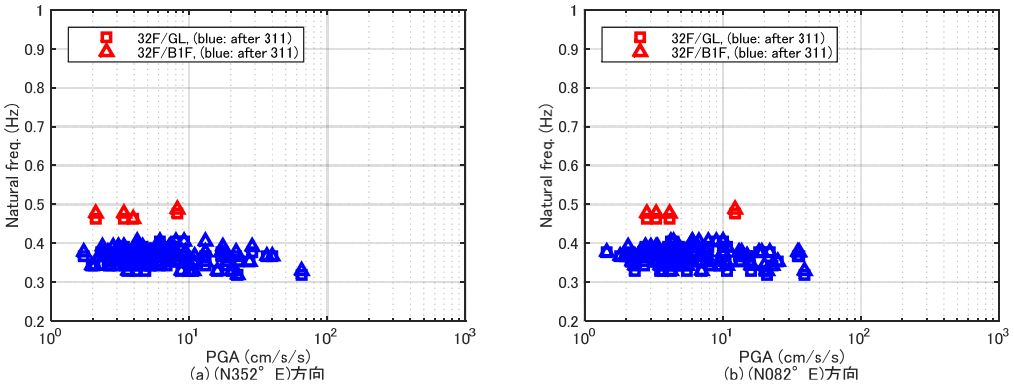


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.10.6 フーリエスペクトル比

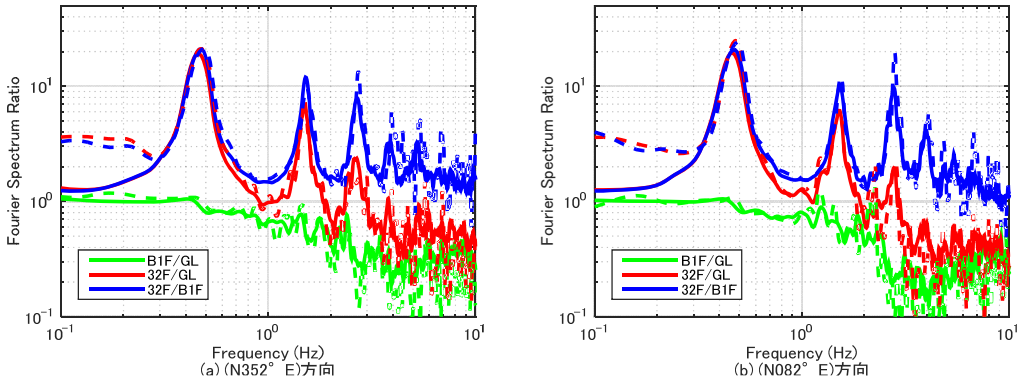


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線：震度 2，破線：震度 3

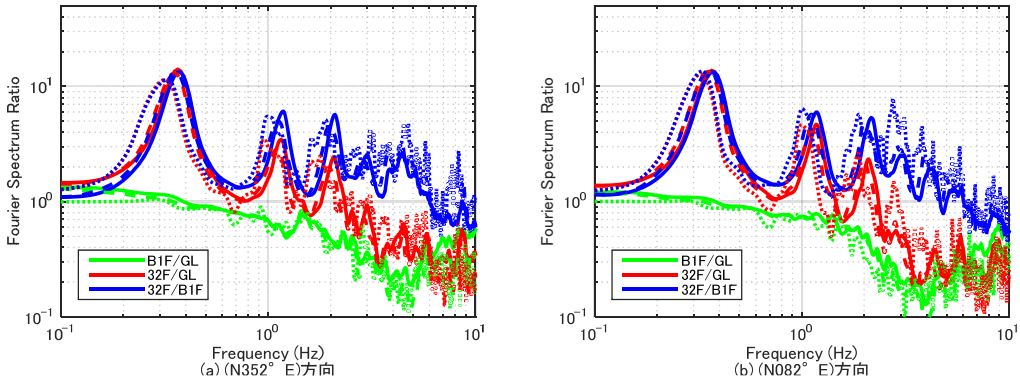


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線：震度 2，破線：震度 3，点線：震度 4

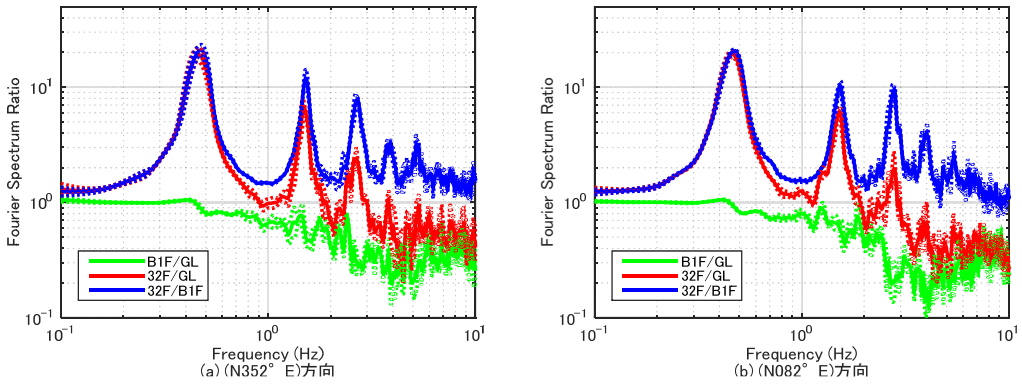


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

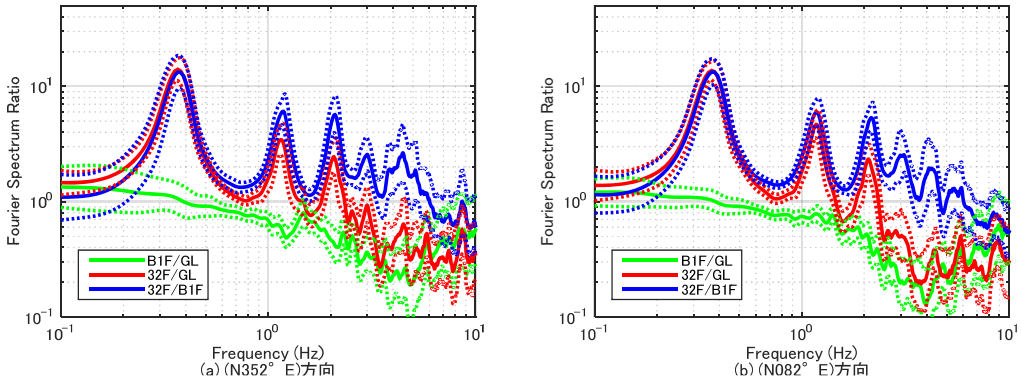


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

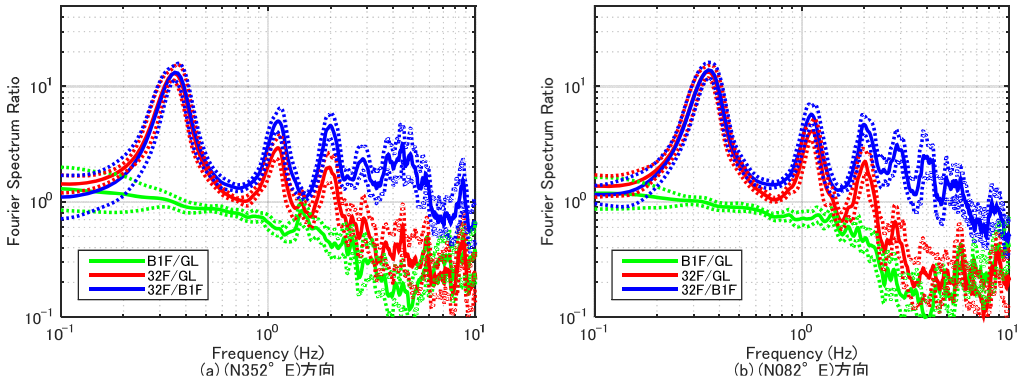


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

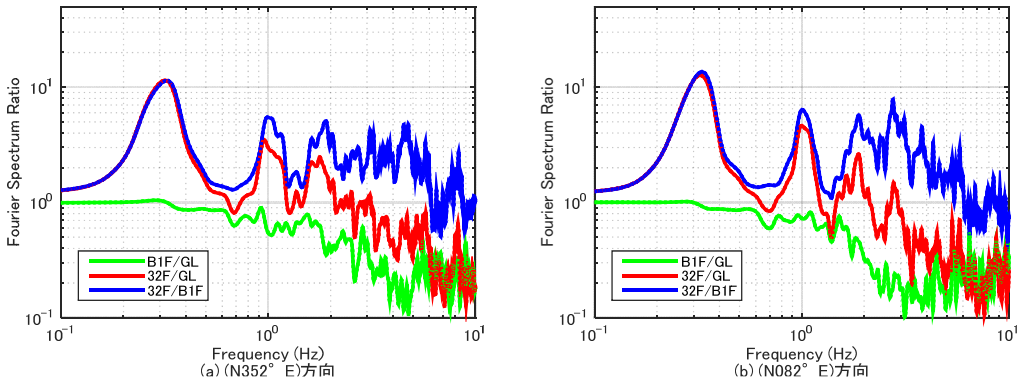


図 6.6 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)

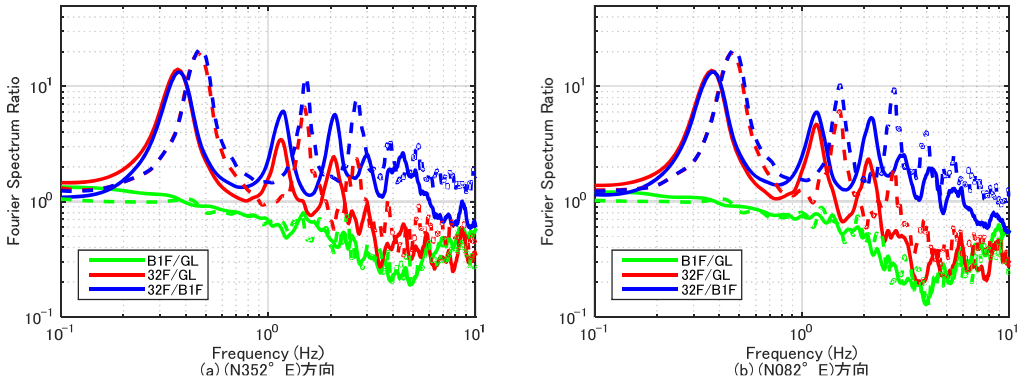


図 6.7 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

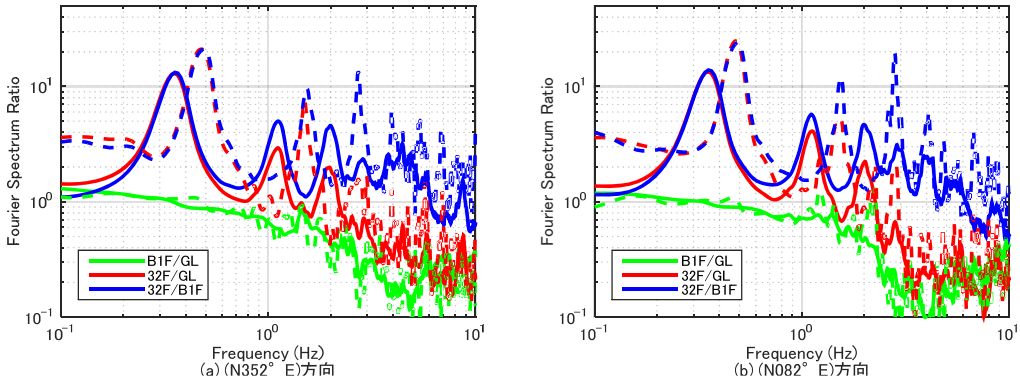


図 6.8 311 前後の平均スペクトル比(震度 3) ※実線: 本震後、破線: 本震前

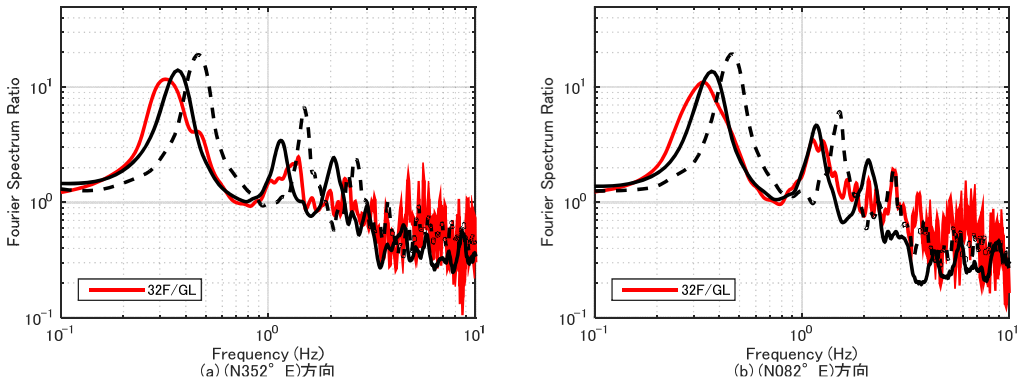


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

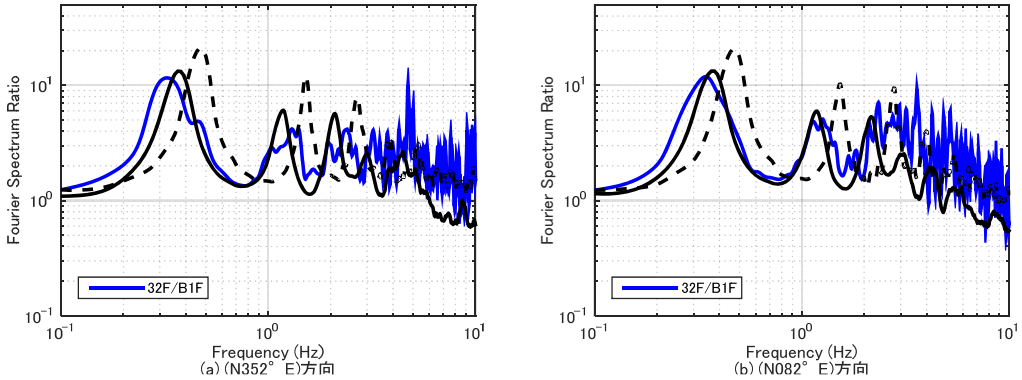


図 6.10 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/B1F)　※実線：本震後、破線：本震前

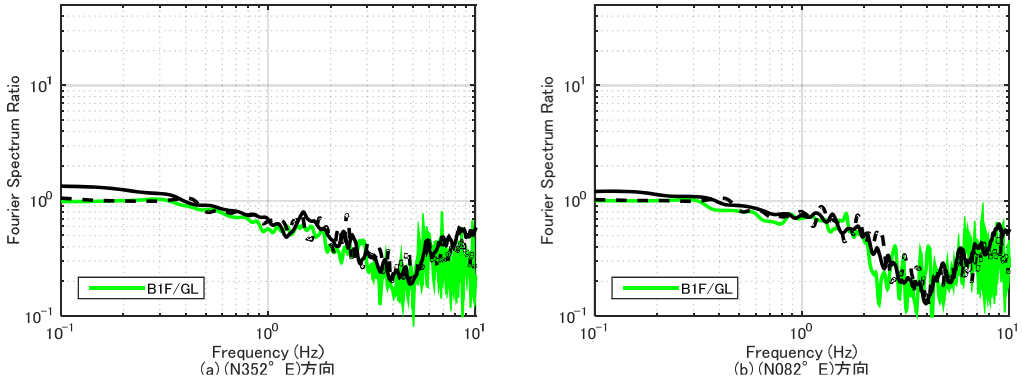


図 6.11 311 地震と震度 2 の地震の比較(B1F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

2.10.7 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	Δ (km)	I_{JMA}	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_{JMA} : 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

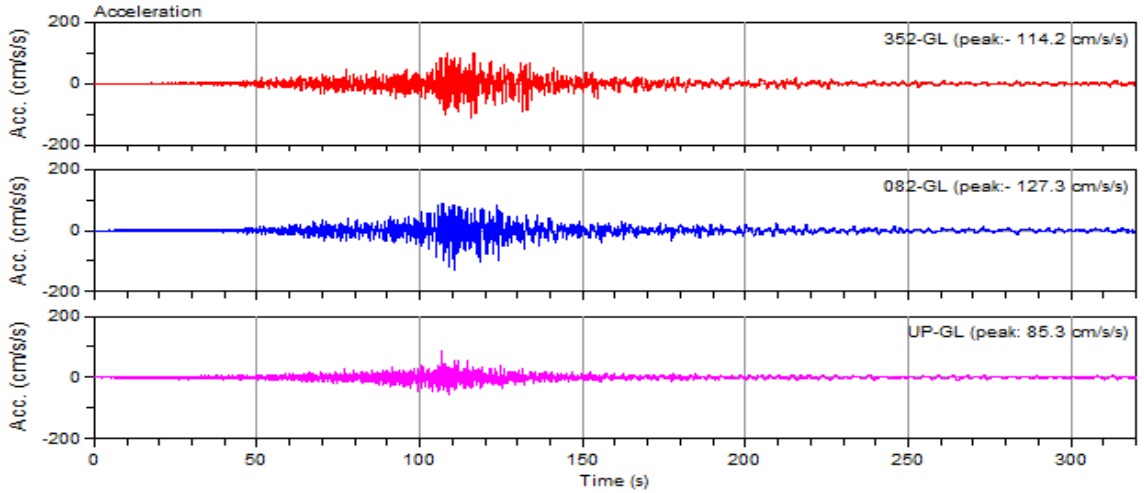


図 7.1　地表(GL)の加速度記録

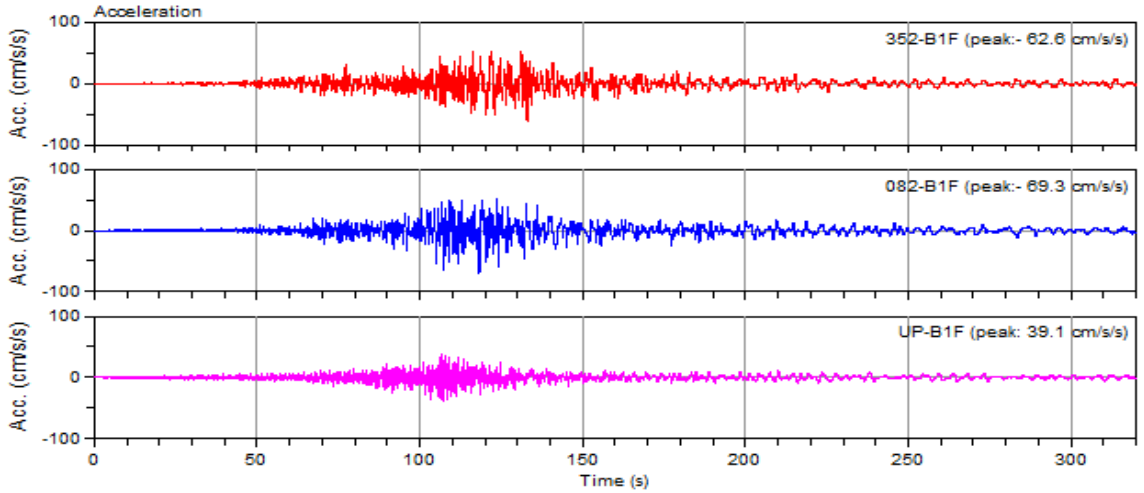


図 7.2　B1 階(B1F)の加速度記録

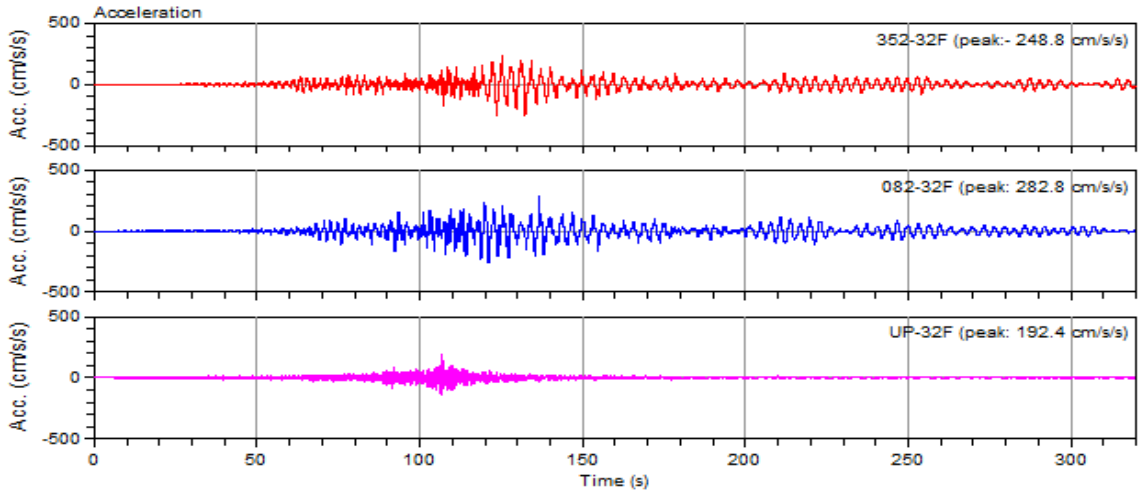


図 7.3　32 階(32F)の加速度記録

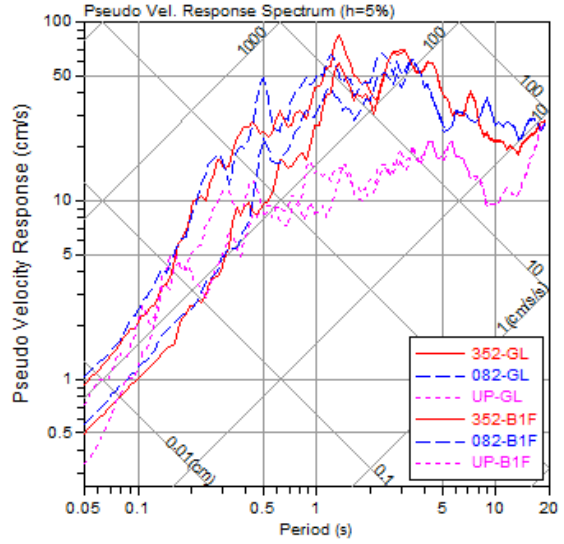


図 7.4　地表(GL)と B1 階(B1F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

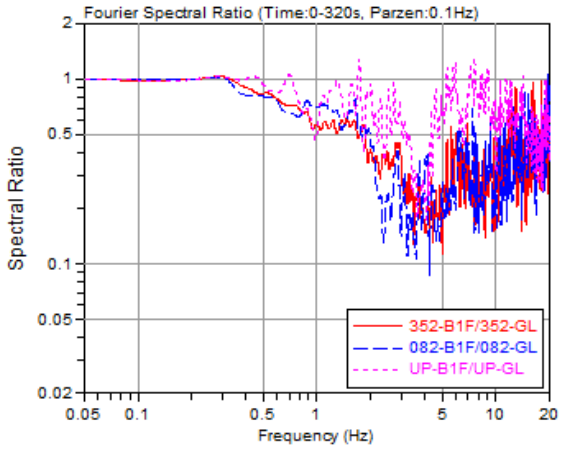


図 7.5　B1 階(B1F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

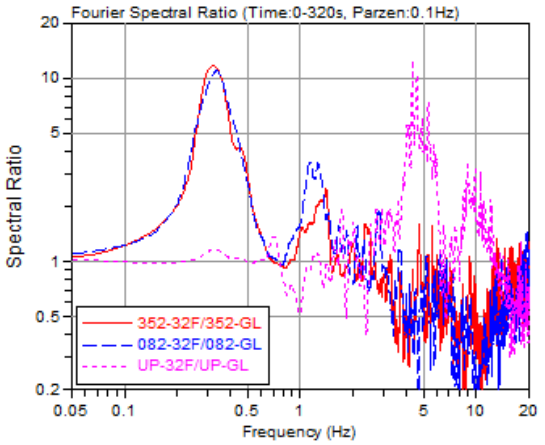


図 7.6　32 階(32F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

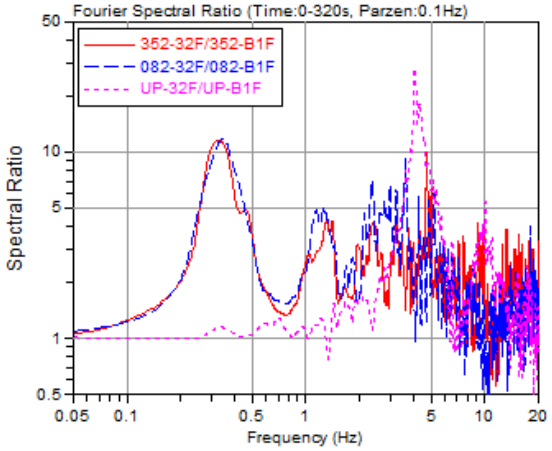


図 7.7　32 階(32F)の B1 階(B1F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

付 2.11　CG7 観測点

2.11.1 観測点概要

(1) 建物諸元

表 1.1 観測対象建物の諸元

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	132,253m2
基準階面積	2,999.69m2 （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（マルチペデスタル杭）（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）

(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)

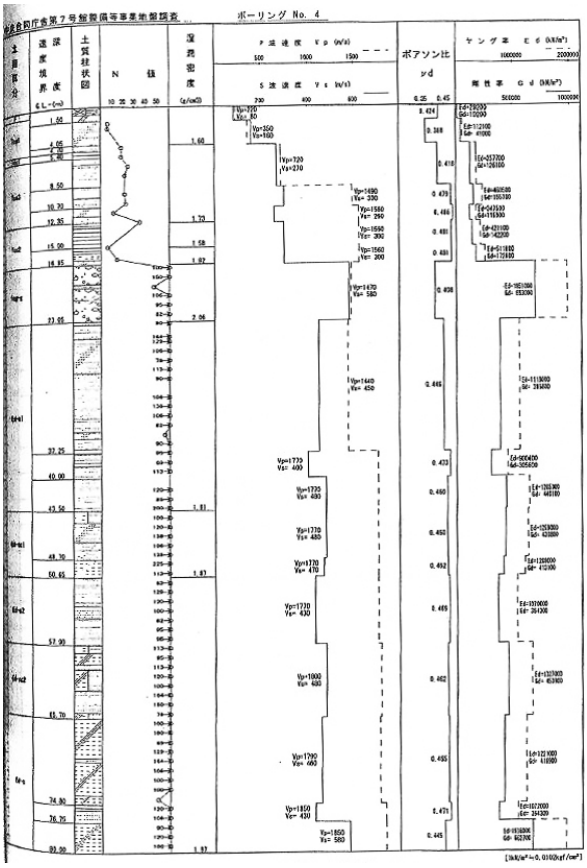


図 1.1 土質柱状図等

(3) 観測機器配置及び方位

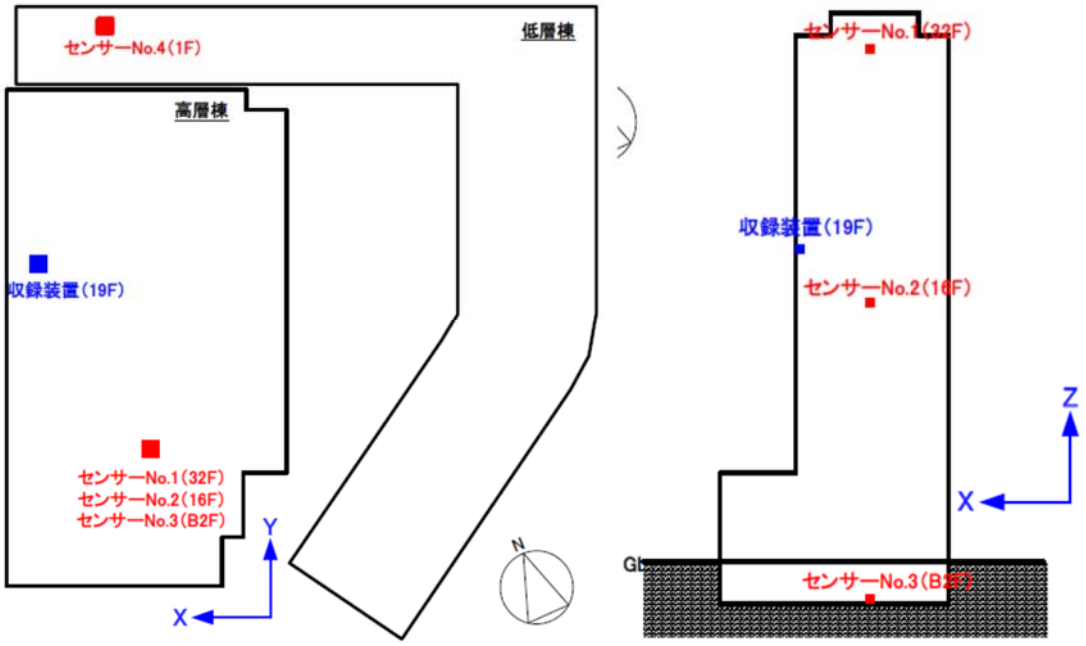


図 1.2 地盤及び建物内部での加速度計配置

(X 方向はＮ294° Ｅ、Y 方向はＮ024° Ｅ)

2.11.2 観測記録

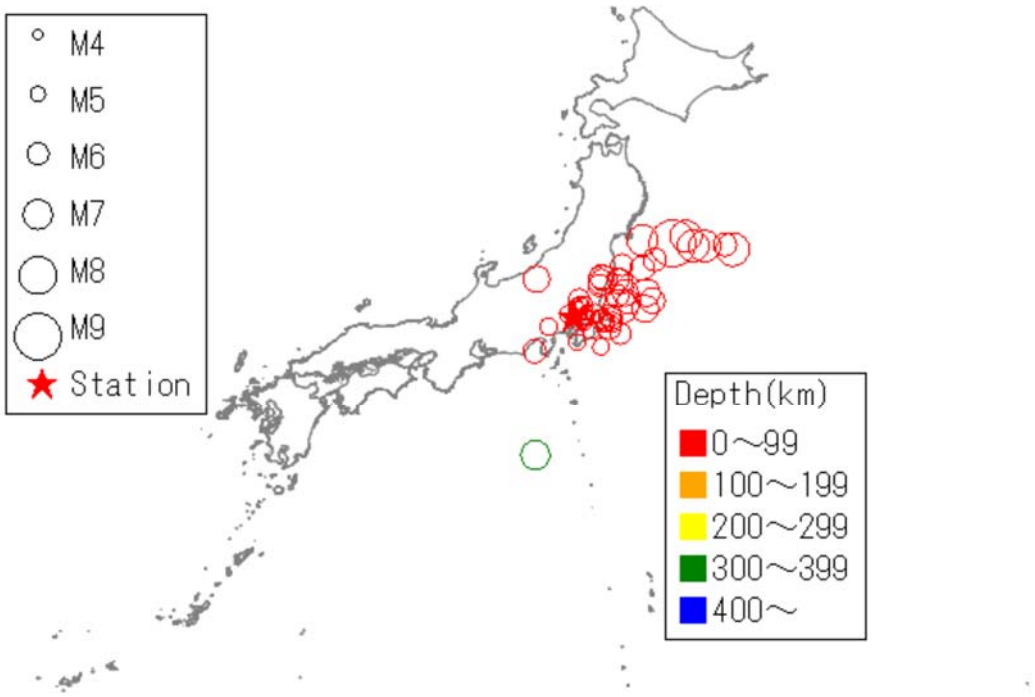


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

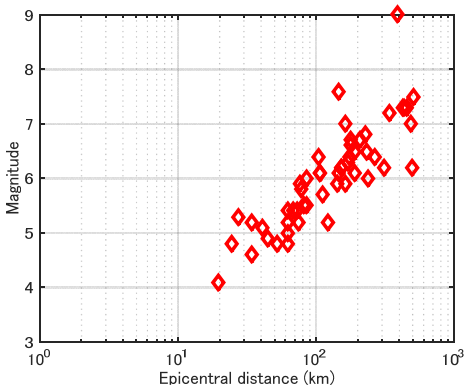


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

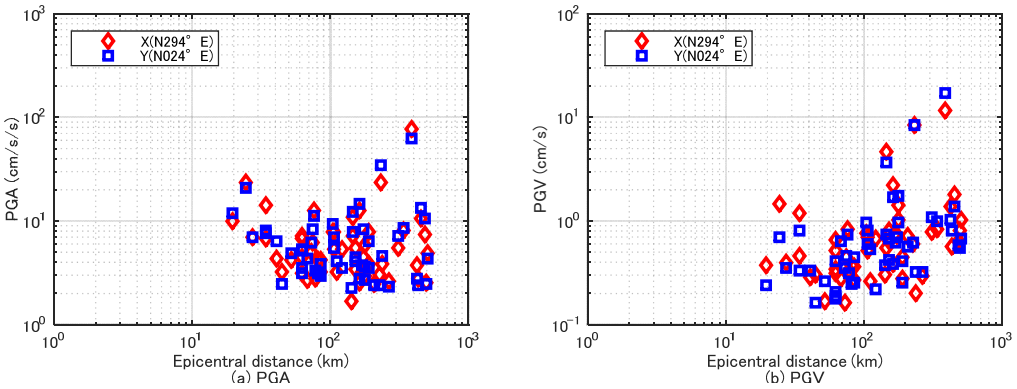


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

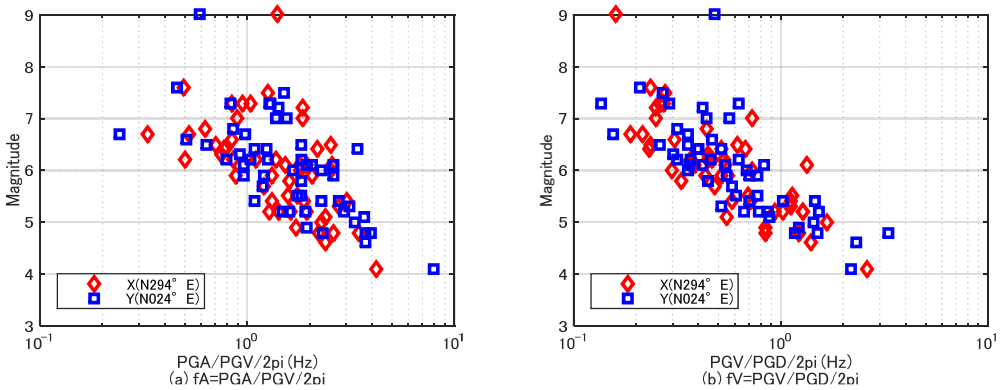


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

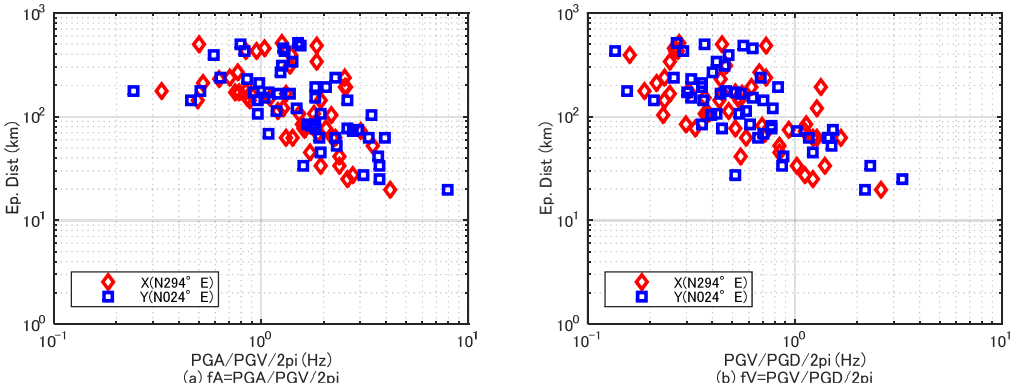


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.11.3 最大加速度、最大速度、計測震度

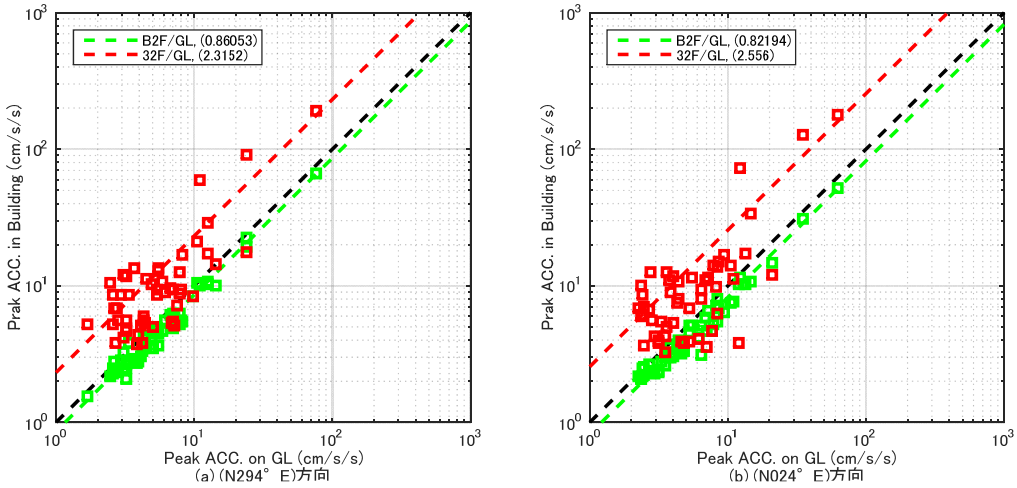


図 3.1 GL の最大加速度と B2F 及び 32F の最大加速度の関係

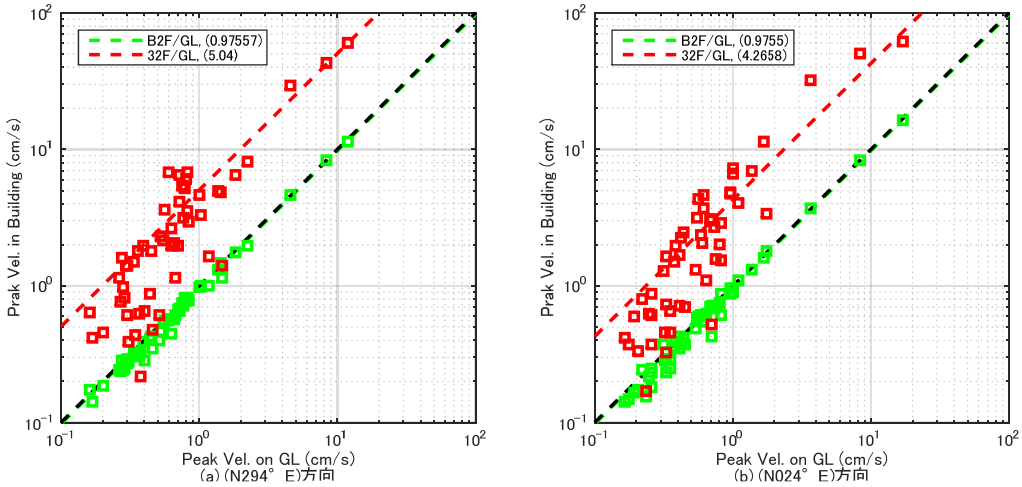


図 3.2 GL の最大速度と B2F 及び 32F の最大速度の関係

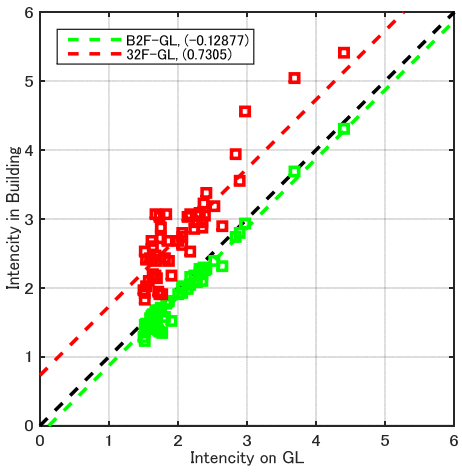


図 3.3 GL の計測震度と B2F 及び 32F の計測震度の関係

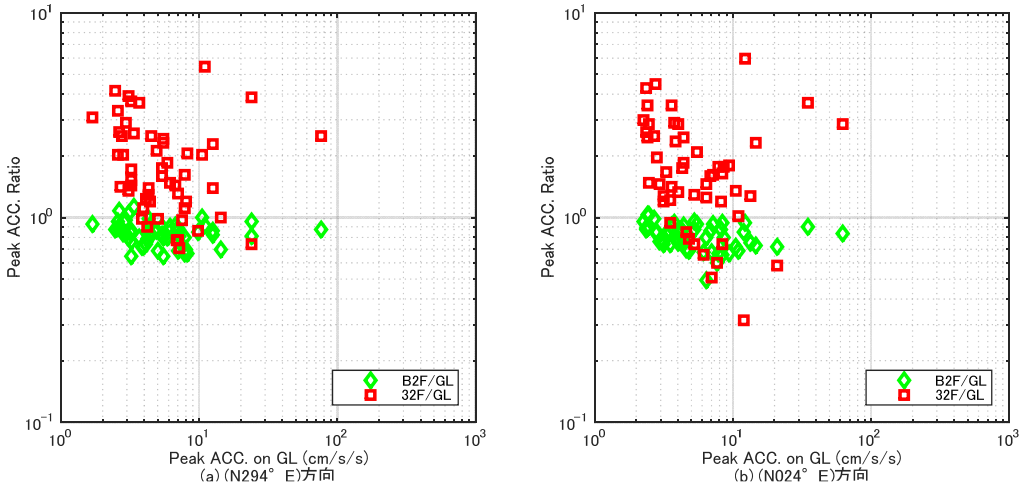


図 3.4 GL の最大加速度と B2F/GL 及び 32F/GL の最大加速度比の関係

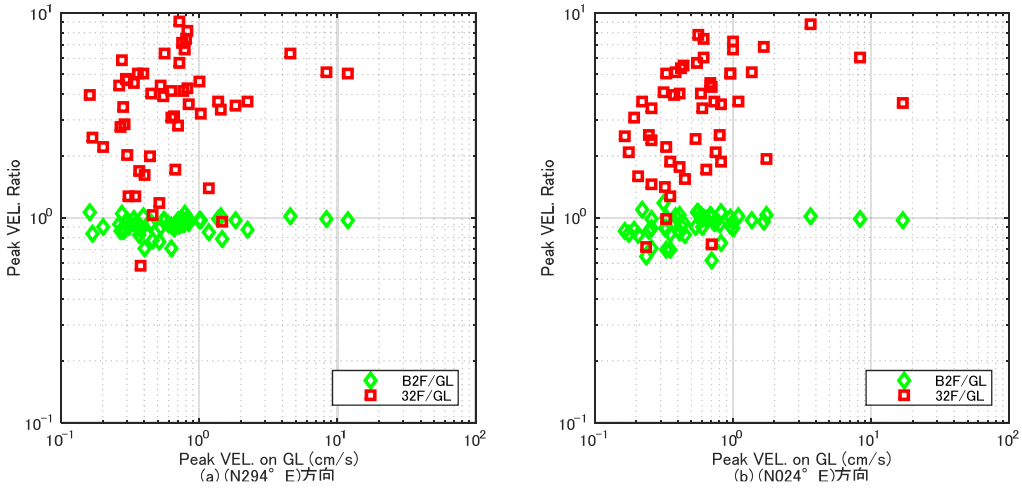


図 3.5 GL の最大速度と B2F/GL 及び 32F/GL の最大速度比の関係

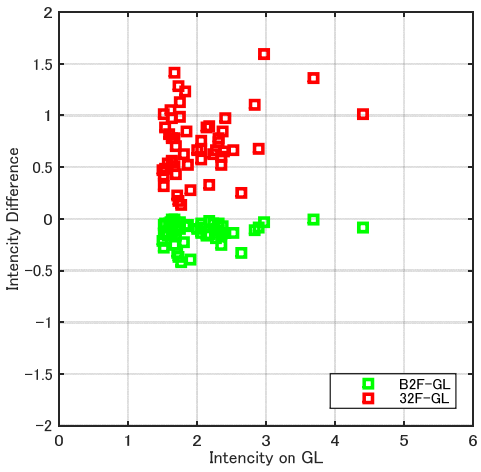


図 3.6 GL の最大震度と B2F-GL 及び 32F-GL の計測震度差の関係

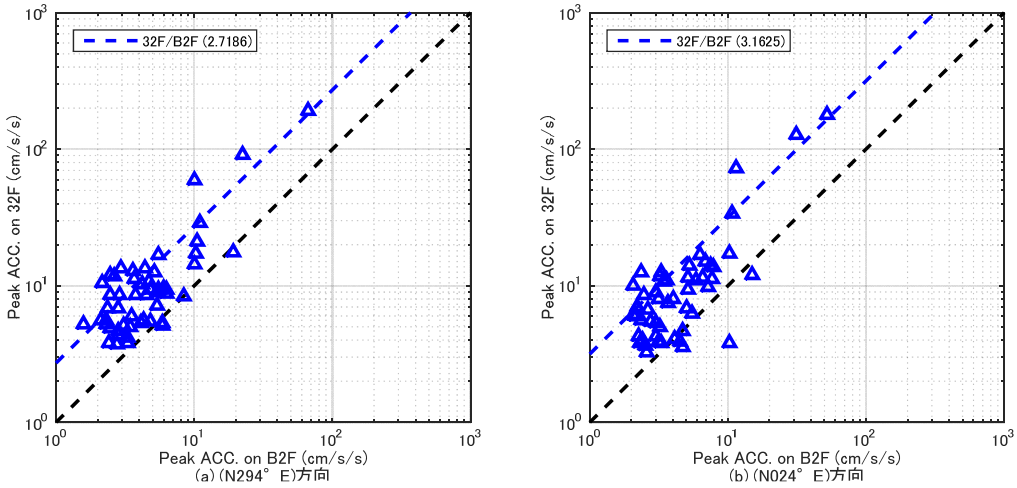


図 3.7 B2F の最大加速度と 32F の最大加速度の関係

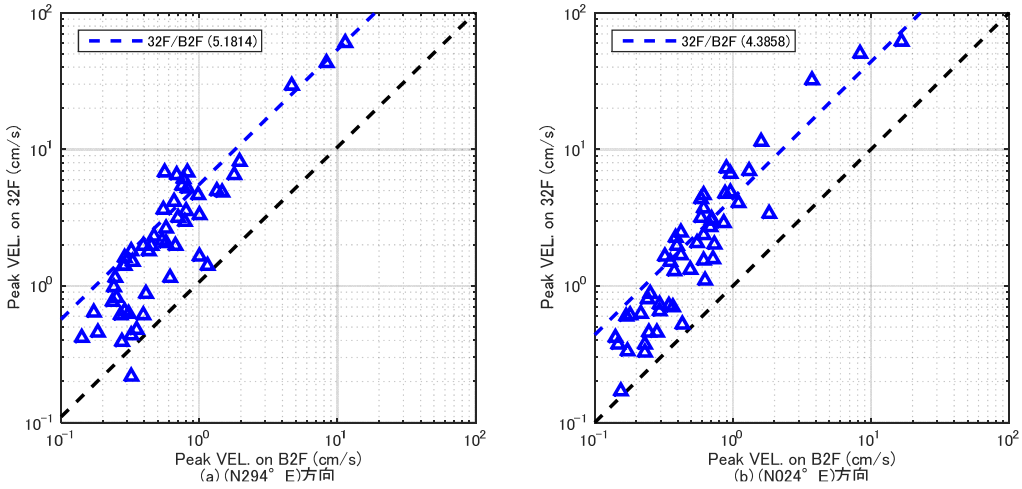


図 3.8 B2F の最大速度と 32F の最大速度の関係

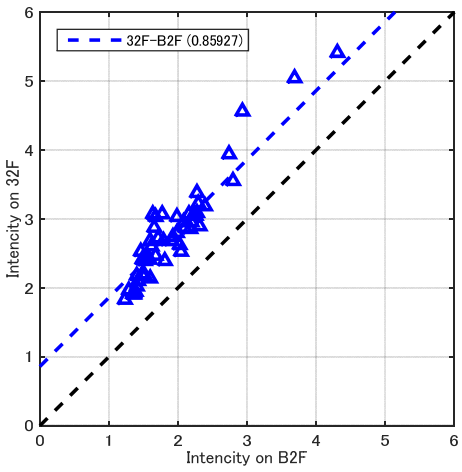


図 3.9 B2F の計測震度と 32F の計測震度の関係

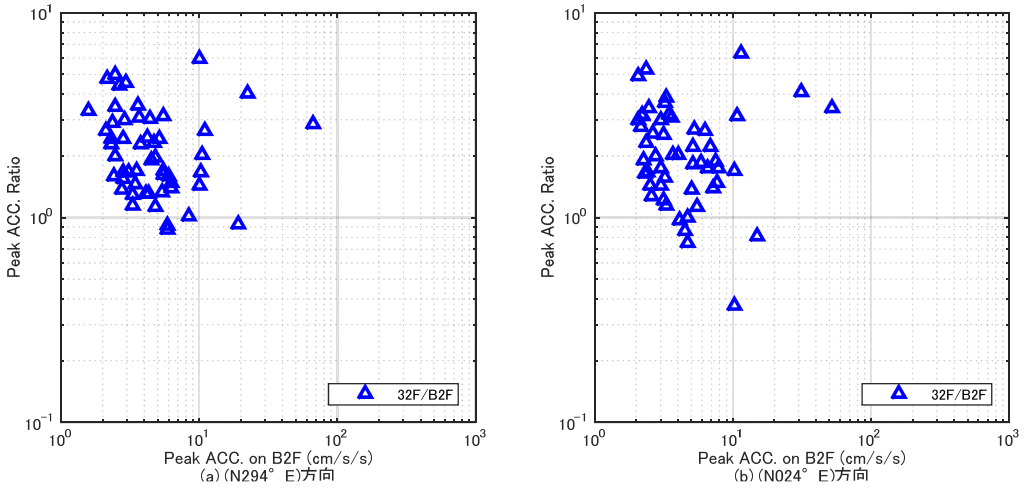


図 3.10 B2F の最大加速度と 32F/B2F の最大加速度比の関係

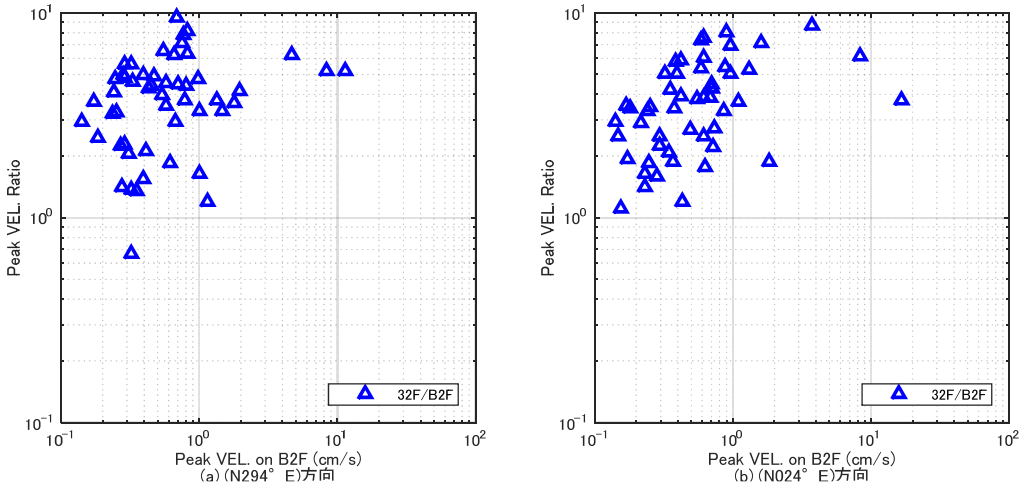


図 3.11 B2F の最大速度と 32F/B2F の最大速度比の関係

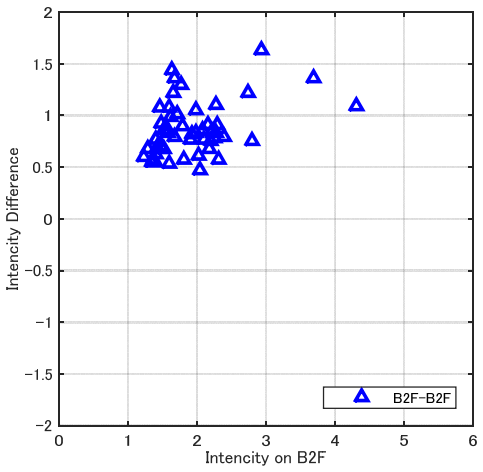


図 3.12 B2F の計測震度と 32F-B2F の計測震度差の関係

2.11.4 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

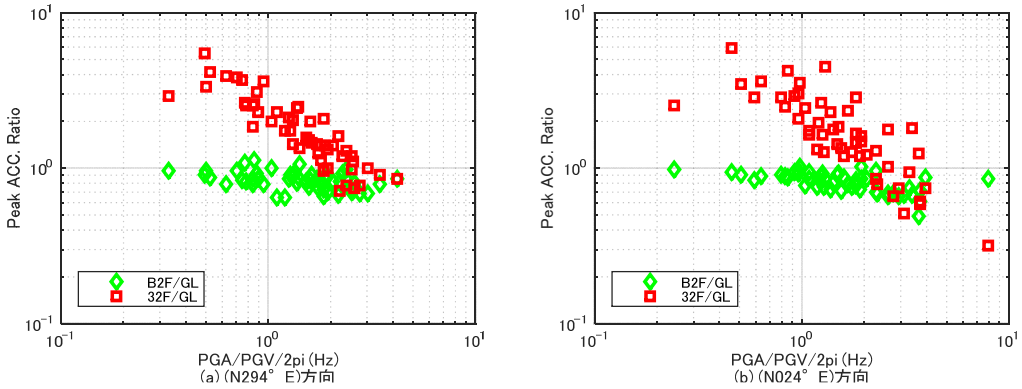


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(32F/GL, B2F/GL)の関係

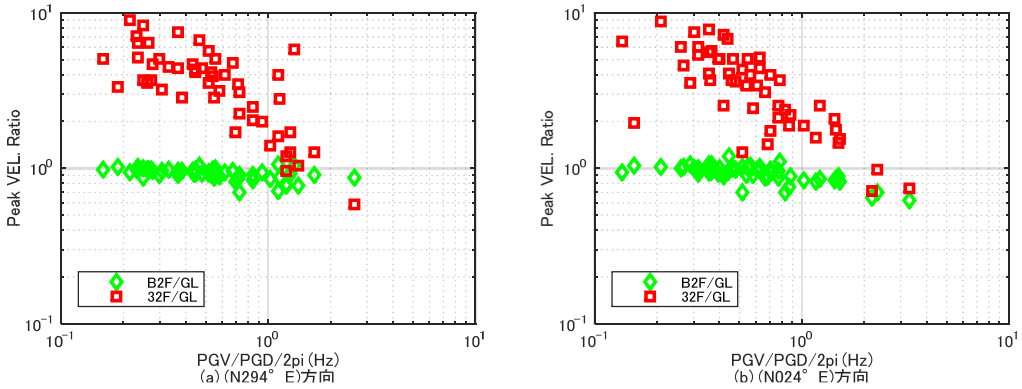


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(32F/GL, B2F/GL)の関係

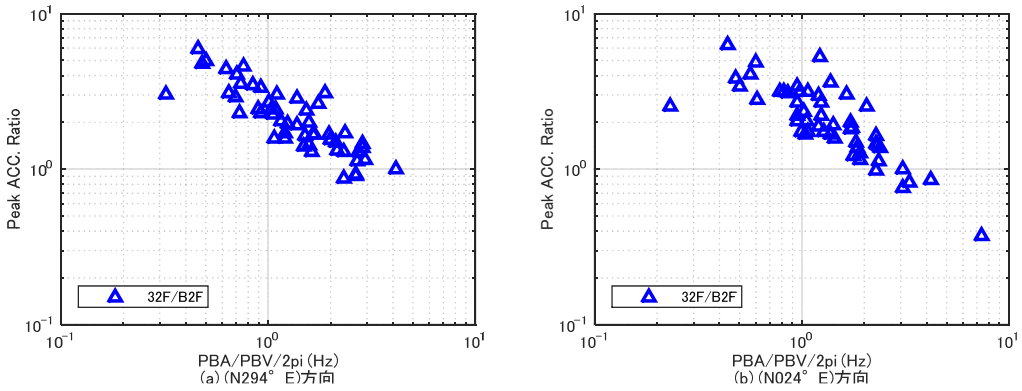


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(32F/B2F)の関係

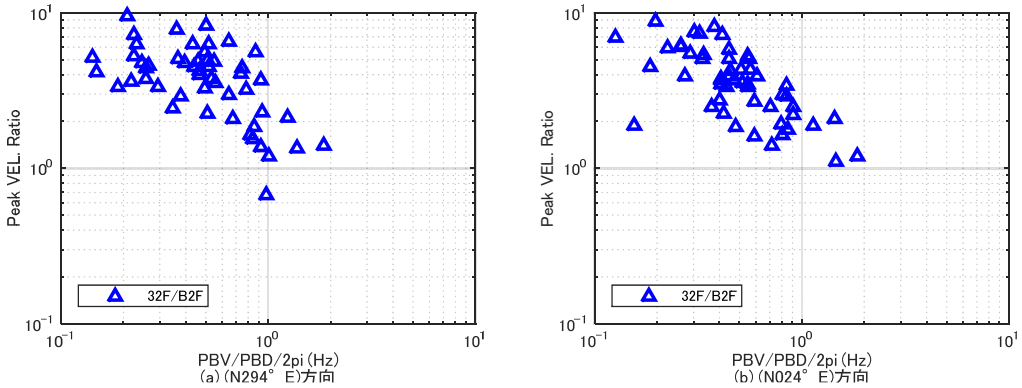


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(32F/B2F)の関係

2.11.5 建物の固有振動数と減衰定数

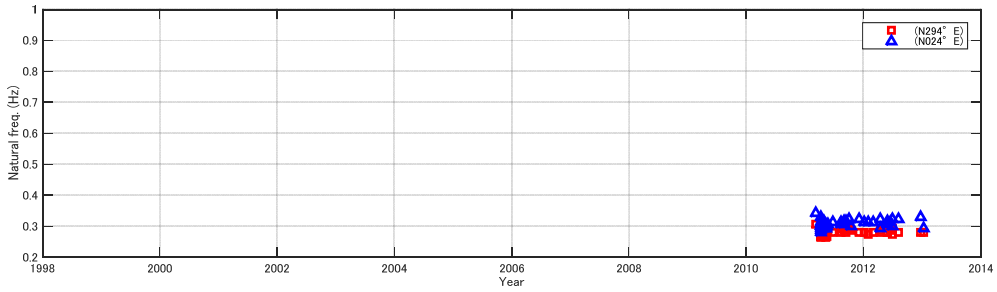


図 5.1 固有振動数(32F/B2F)の経年推移

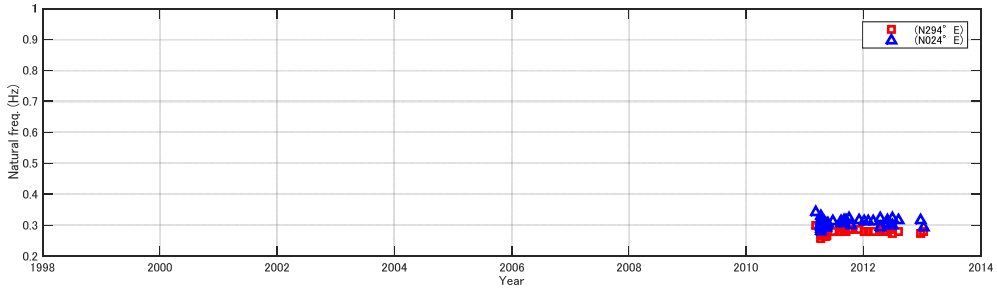


図 5.2 固有振動数(32F/GL)の経年推移

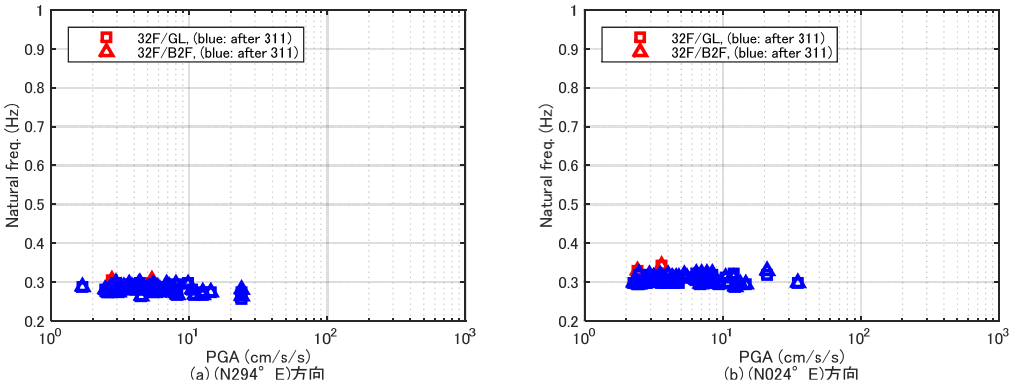


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.11.6 フーリエスペクトル比

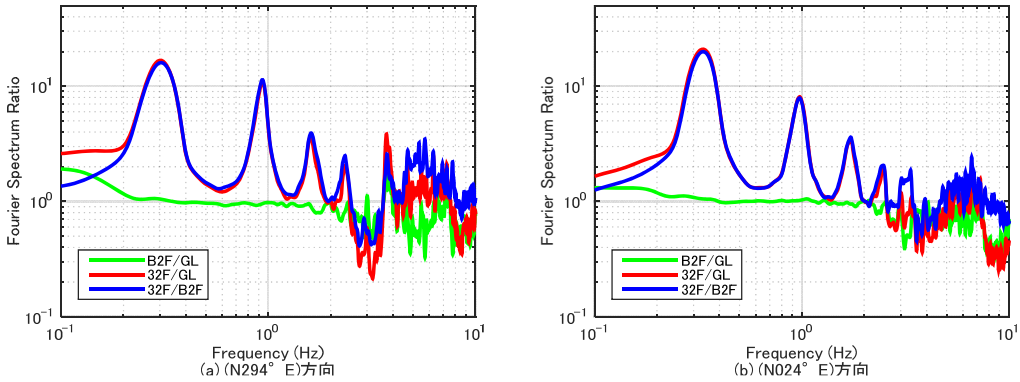


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線：震度 2

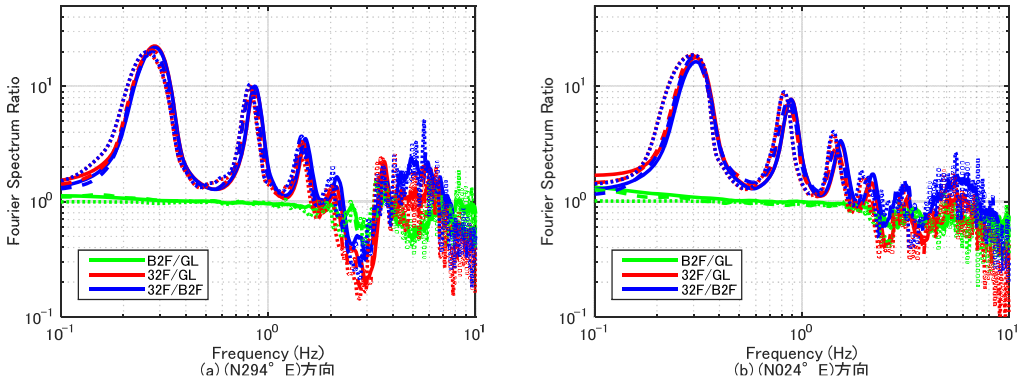


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線：震度 2，破線：震度 3，点線：震度 4

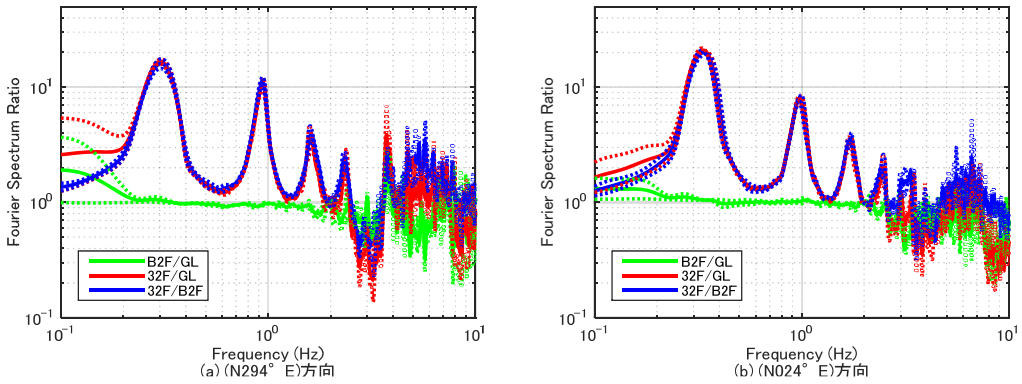


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

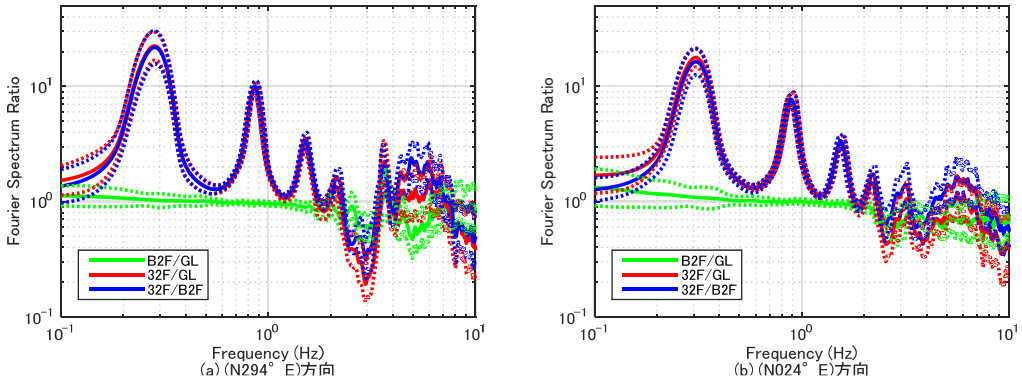


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

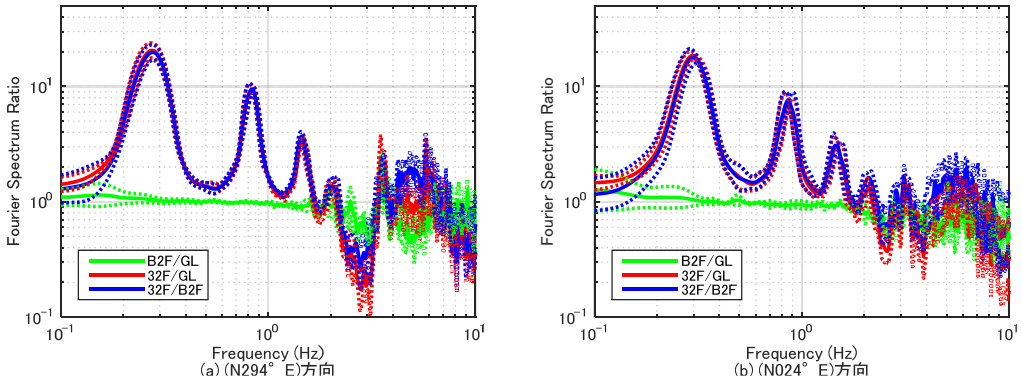


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

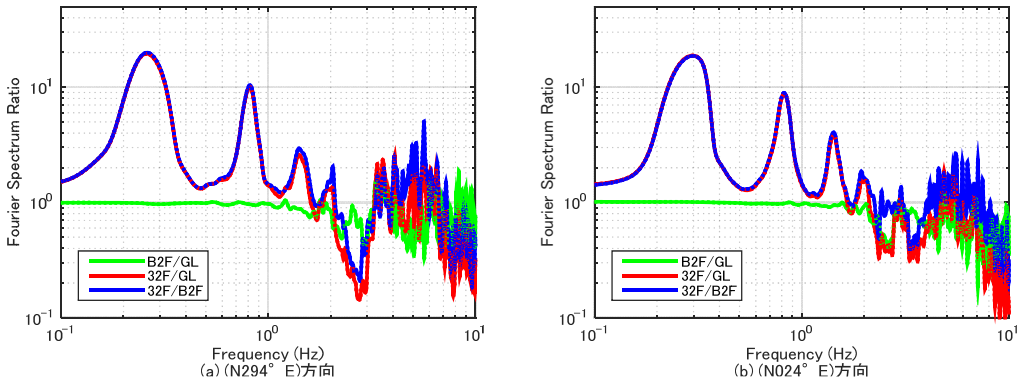


図 6.6 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)

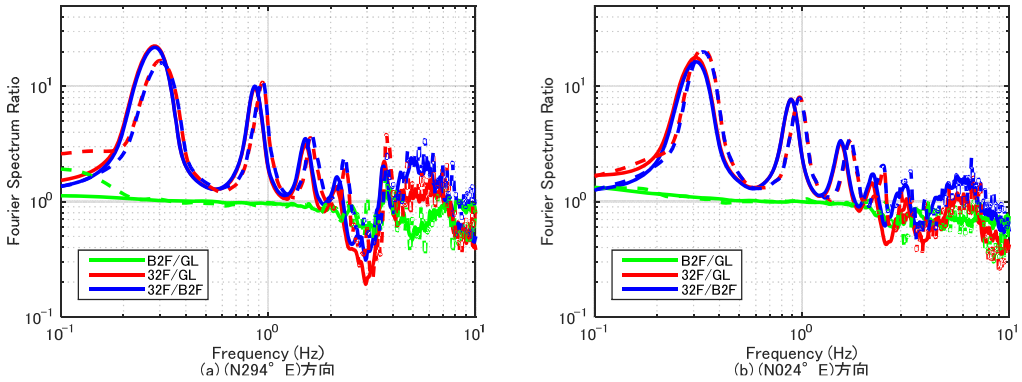


図 6.7 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

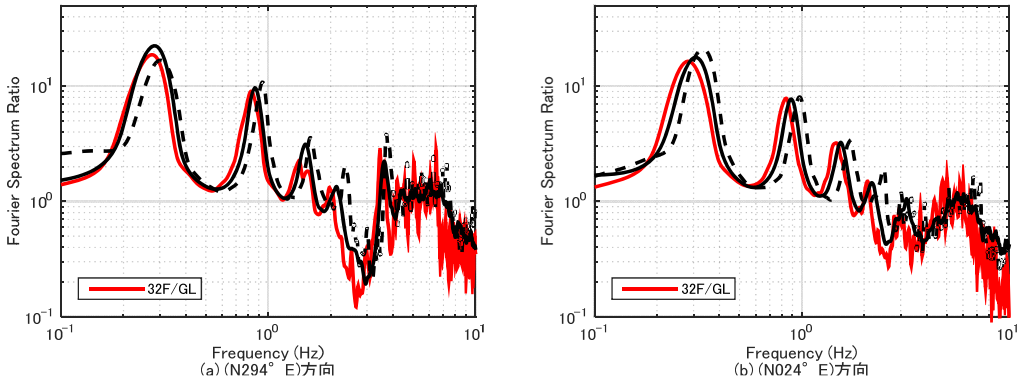


図 6.8 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

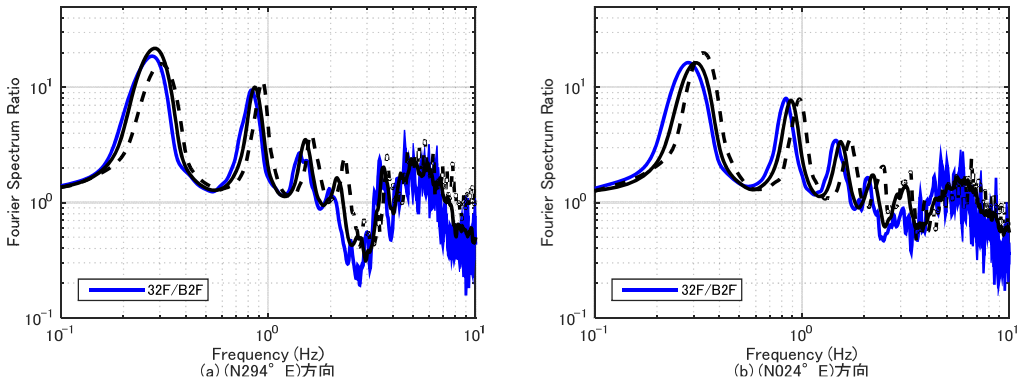


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/B2F)　※実線：本震後、破線：本震前

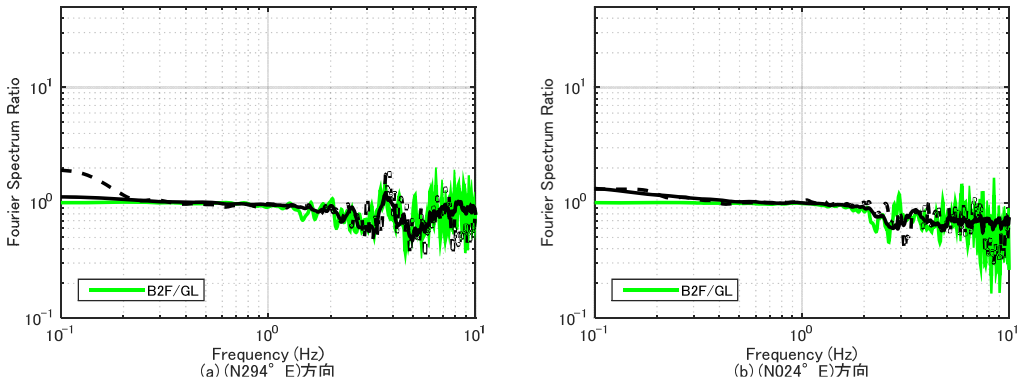


図 6.10 311 地震と震度 2 の地震の比較(B2F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

2.11.7 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	Δ (km)	I_{JMA}	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) Δ: 震央距離, I_{JMA} : 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

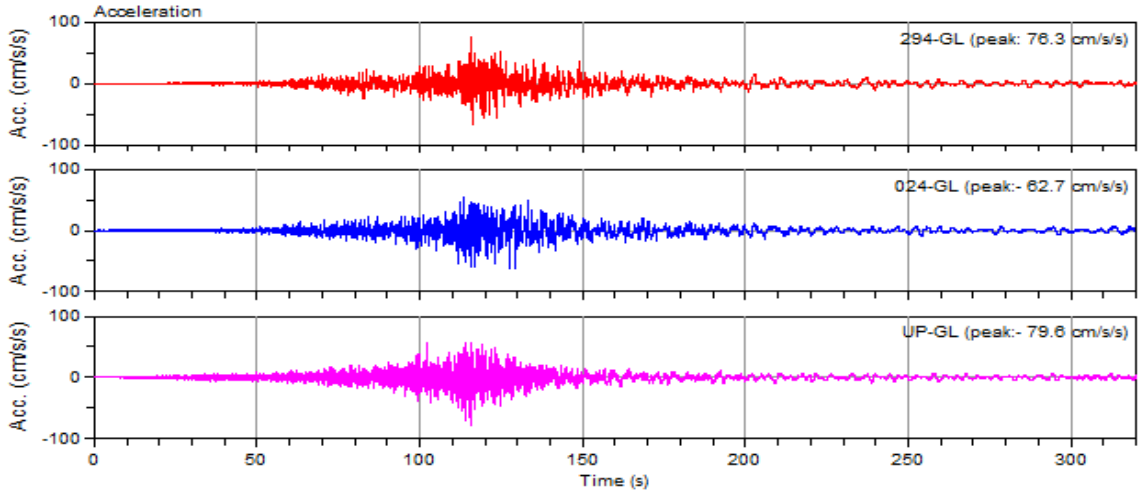


図 7.1　地表(GL)の加速度記録

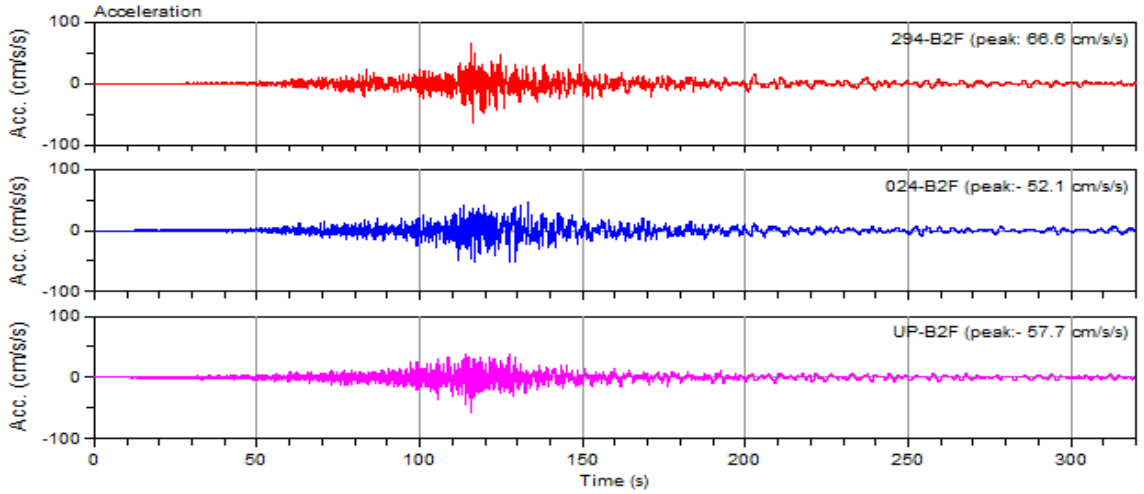


図 7.2　B2 階(B2F)の加速度記録

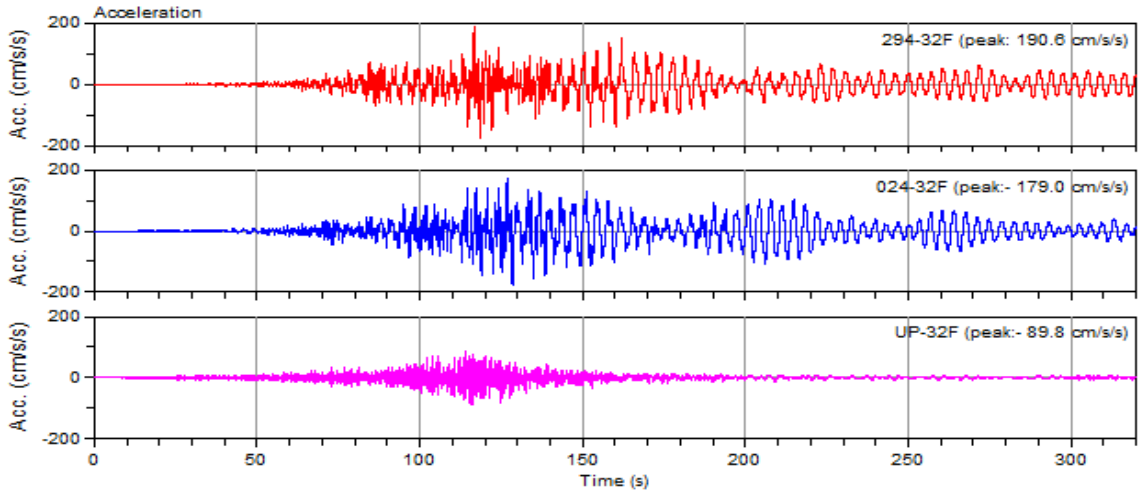


図 7.3　32 階(B2F)の加速度記録

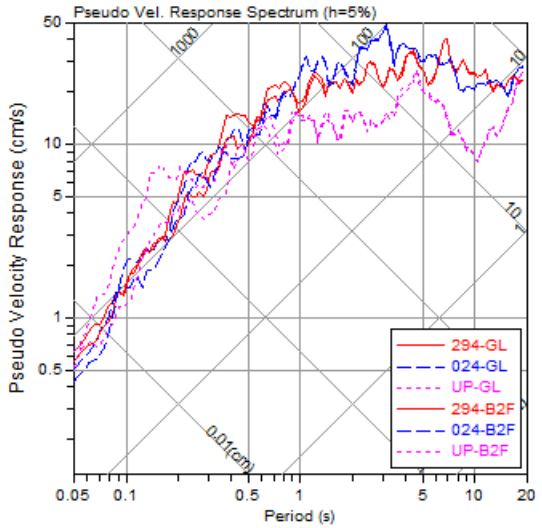


図 7.4　地表(GL)と B2 階(B2F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

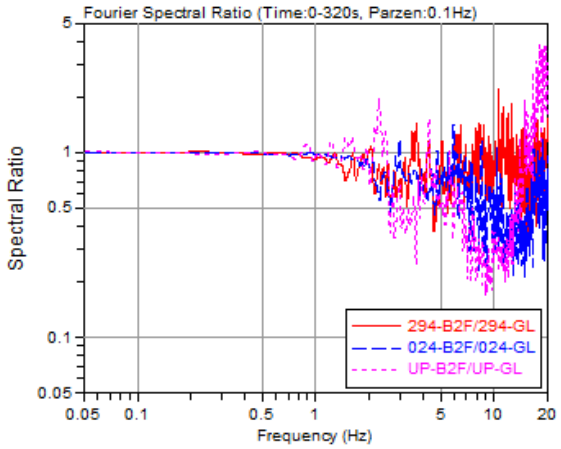


図 7.5　B2 階(B2F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

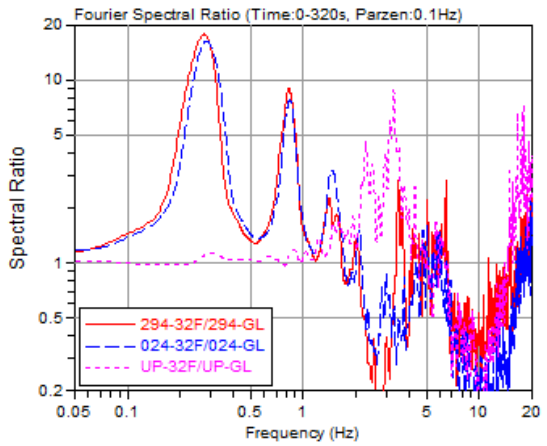


図 7.6　32 階(32F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

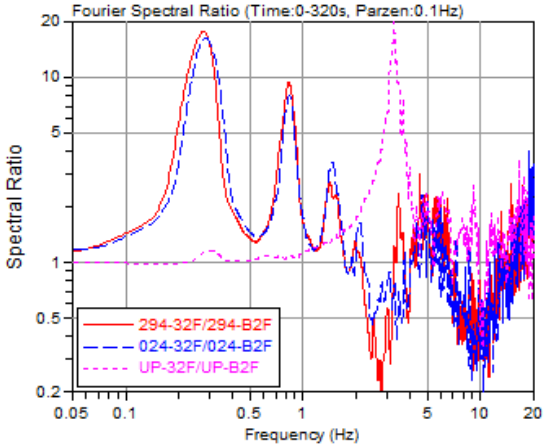


図 7.7　32 階(32F)の B1 階(B2F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

付 2.12　URM 観測点

2.12.1 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、ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ)
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

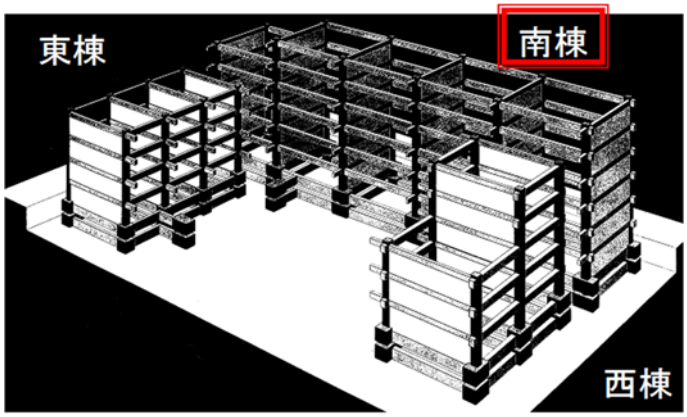


図 1.1 アイソメ図

(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	2.0	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/砂質シルト/シルト質砂
6	3.0	19.9	1539	206	1.86	シルト質砂/砂混リシルト/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)

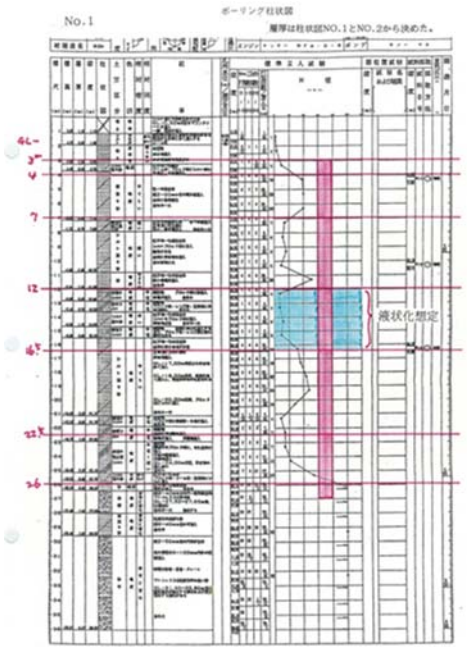
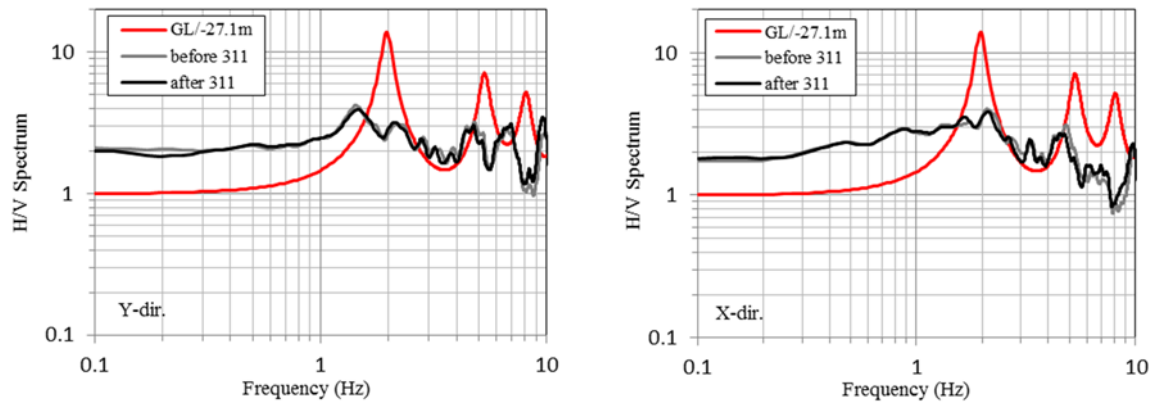


図 1.1 土質柱状図



(a) X 方向　　(b) Y 方向

図 1.2　SH 増幅特性と震度毎の平均 H/V スペクトル

(3) 観測機器配置及び方位

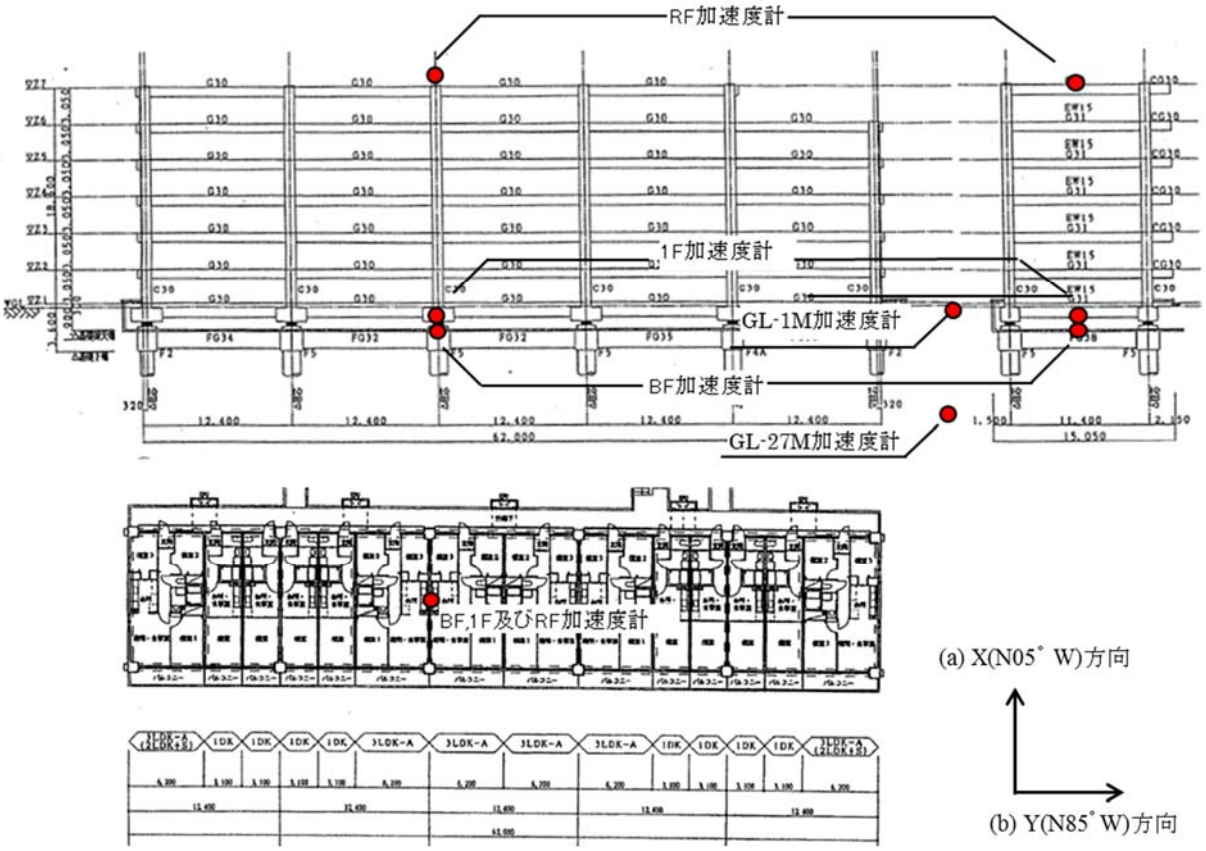


図 1.3　地盤及び建築物内部での加速度計配置

2.12.2 観測記録

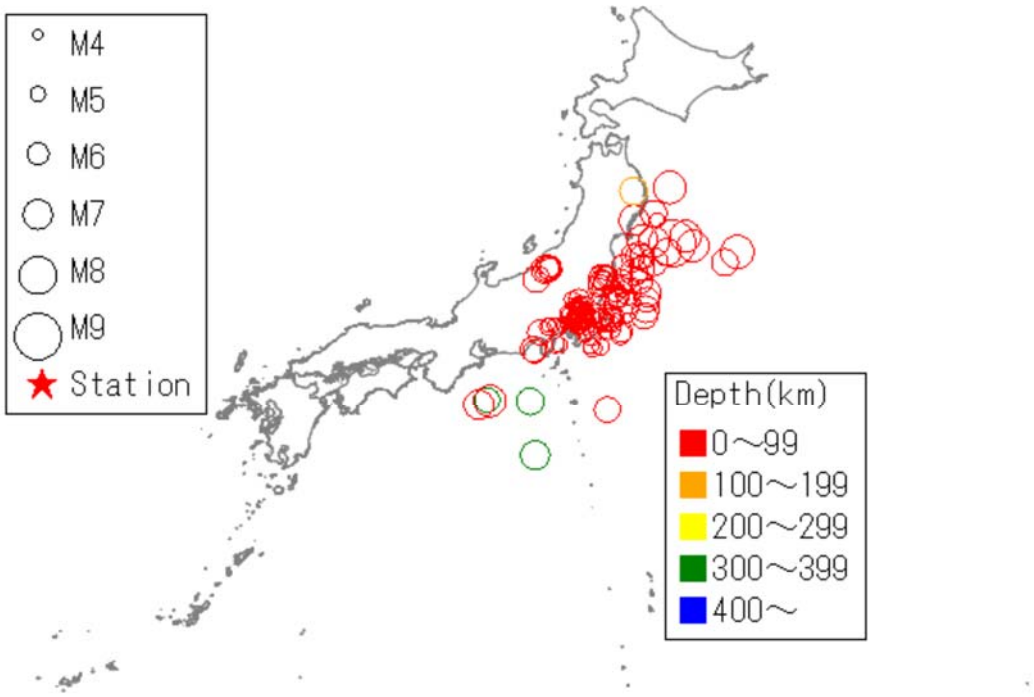


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

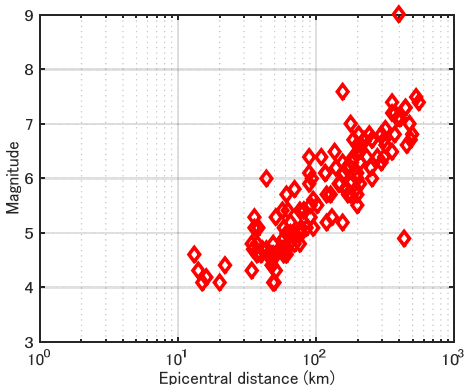


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

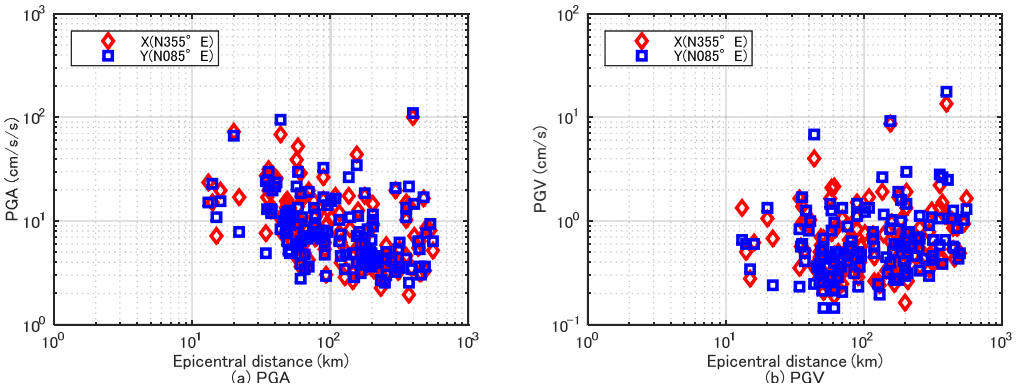


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

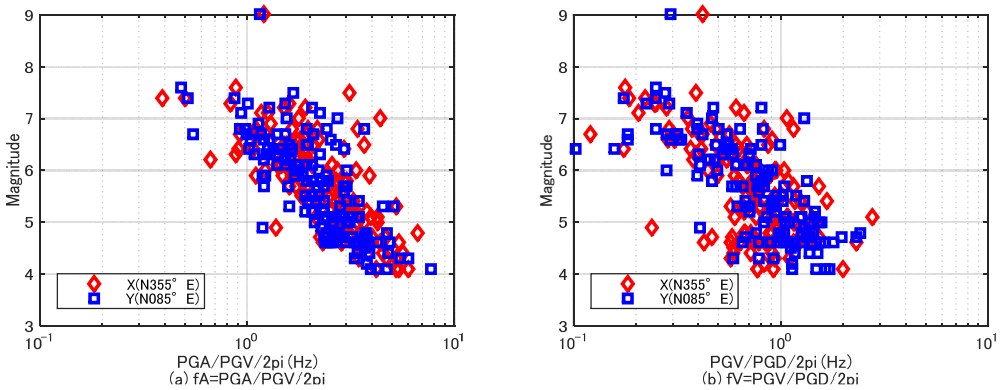


図 2.4 等価卓越振動数(fA, fV)とマグニチュードの関係

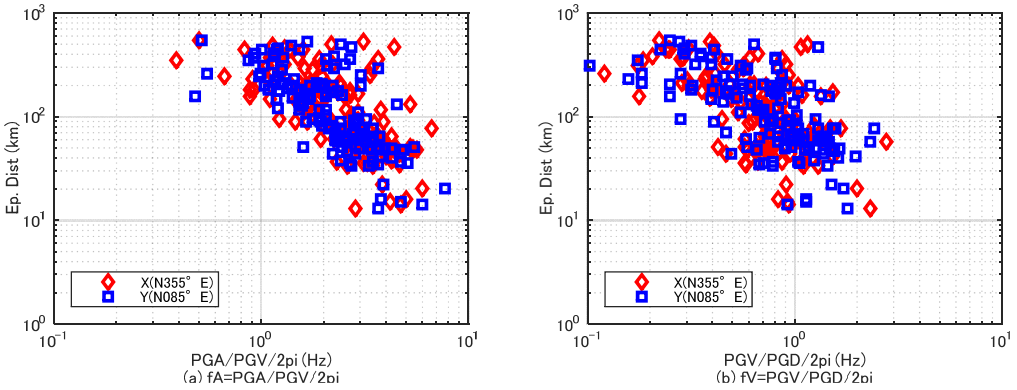


図 2.5 等価卓越振動数(fA, fV)と震央距離の関係

2.12.3 最大加速度、最大速度、計測震度

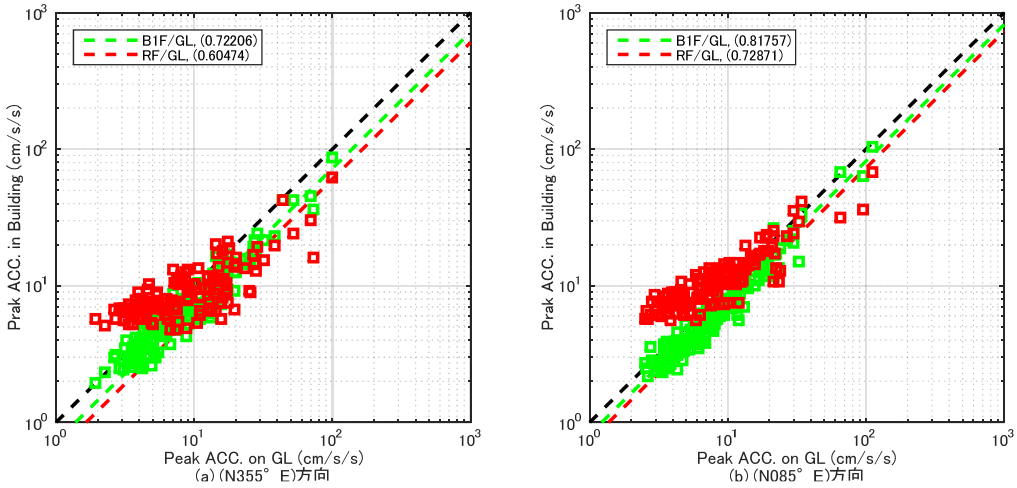


図 3.1 GL の最大加速度と B1F 及び RF の最大加速度の関係

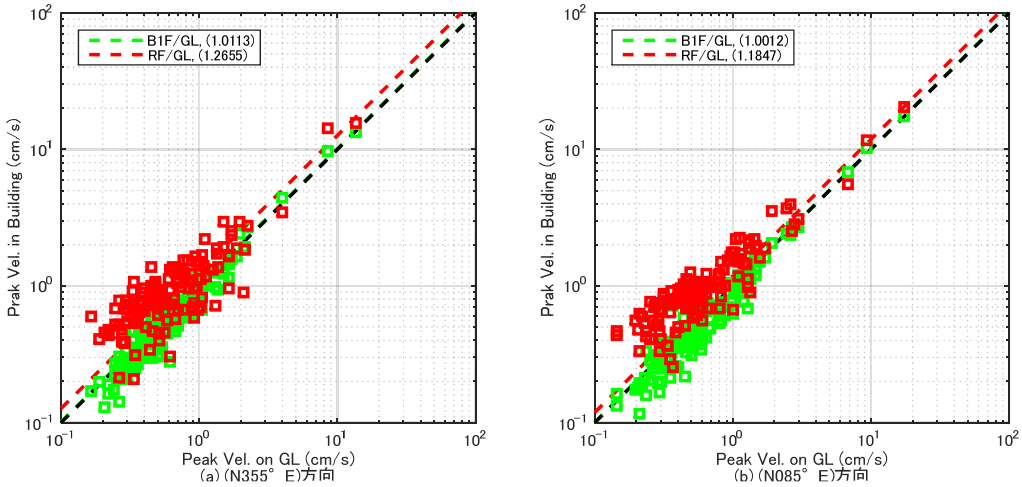


図 3.2 GL の最大速度と B1F 及び RF の最大速度の関係

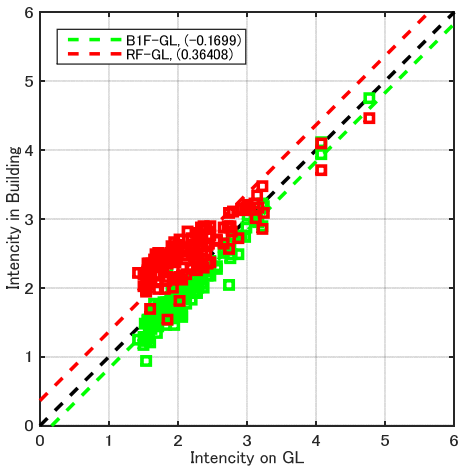


図 3.3 GL の計測震度と B1F 及び RF の計測震度の関係

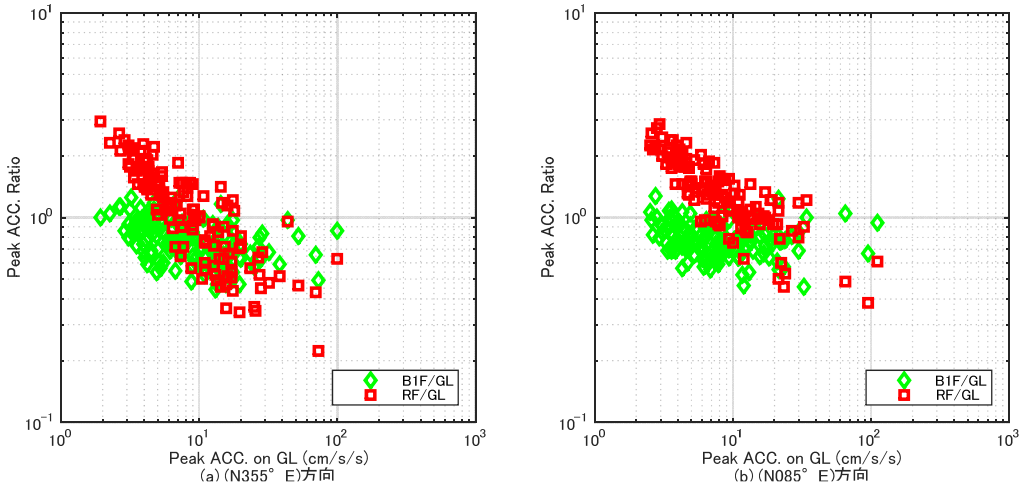


図 3.4 GL の最大加速度と B1F/GL 及び RF/GL の最大加速度比の関係

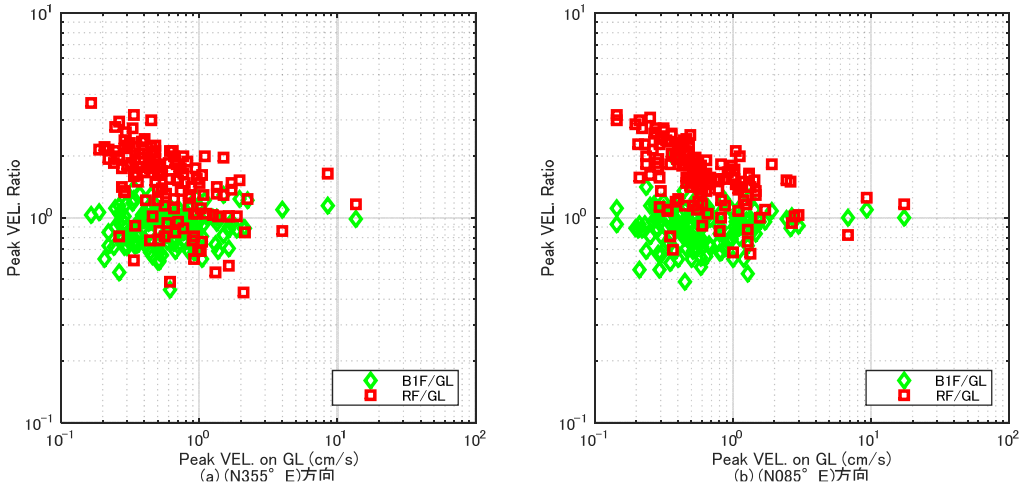


図 3.5 GL の最大速度と B1F/GL 及び RF/GL の最大速度比の関係

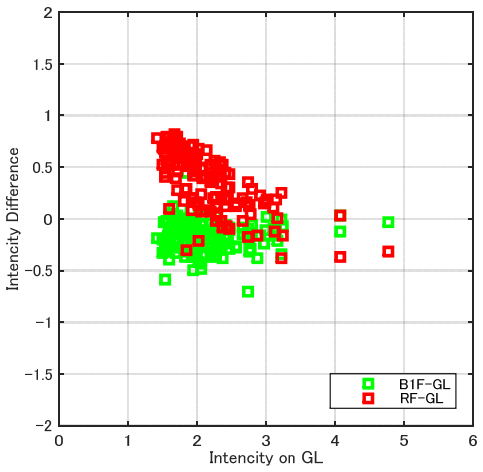


図 3.6 GL の最大震度と B1F-GL 及び RF-GL の計測震度差の関係

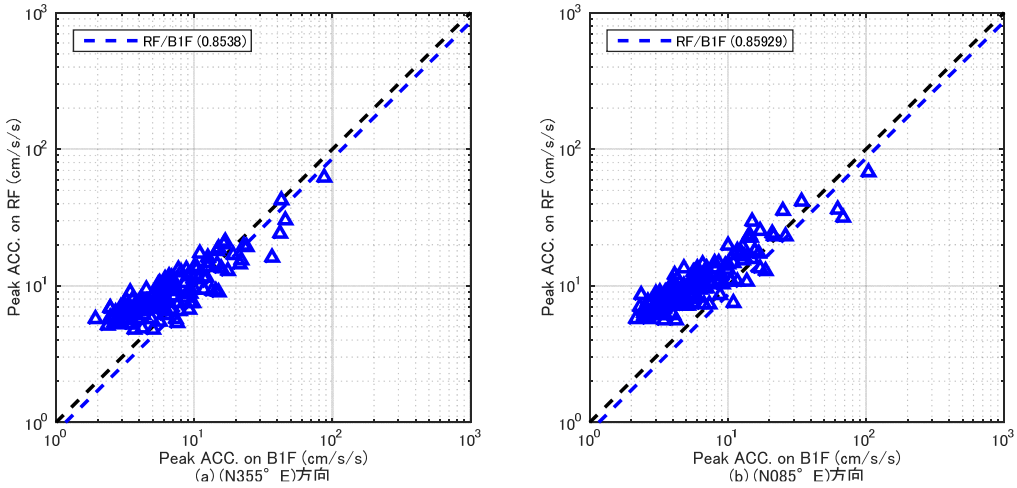


図 3.7 B1F の最大加速度と RF の最大加速度の関係

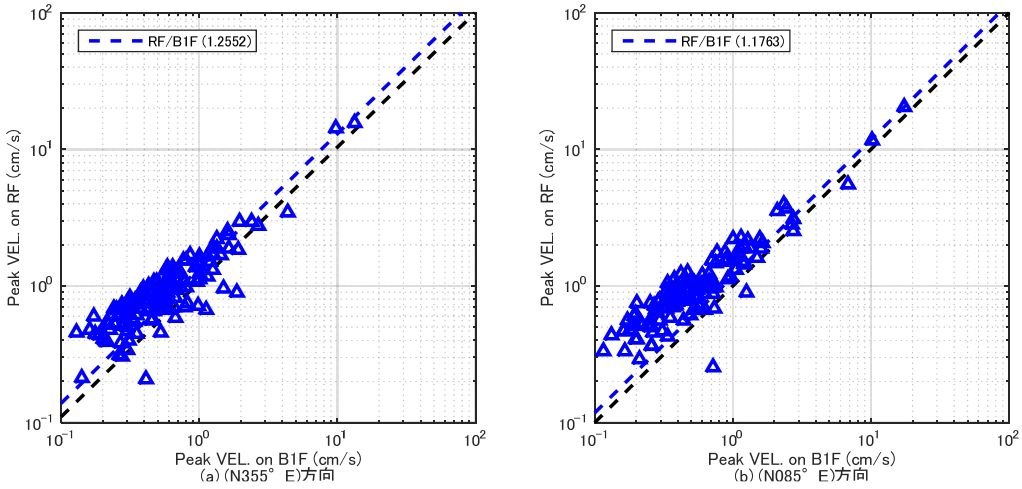


図 3.8 B1F の最大速度と RF の最大速度の関係

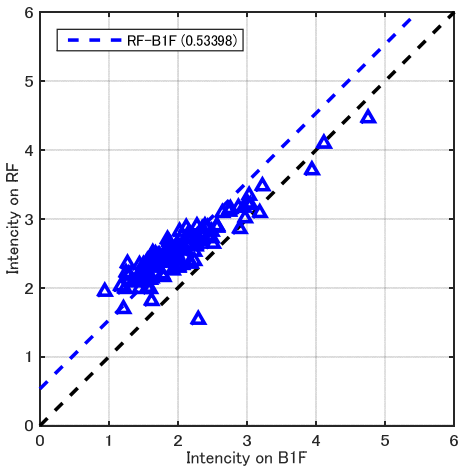


図 3.9 B1F の計測震度と RF の計測震度の関係

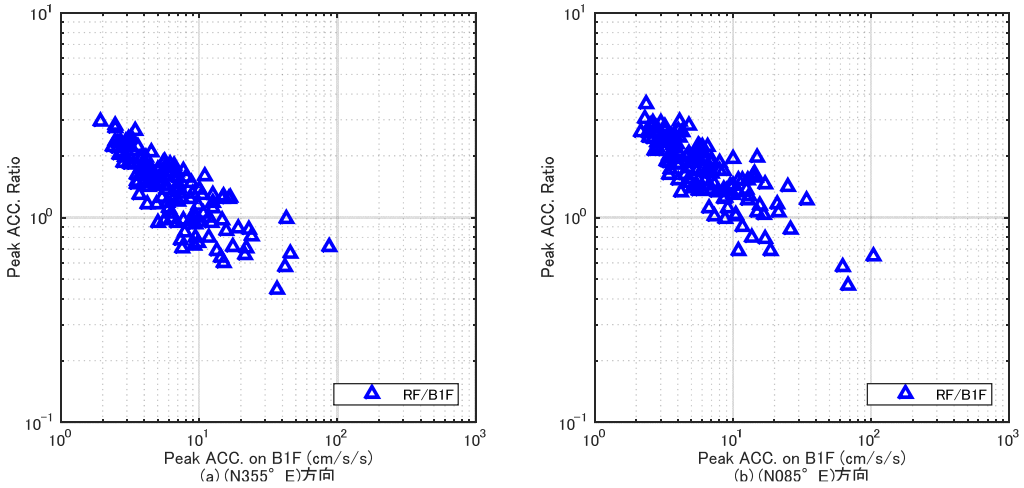


図 3.10 B1F の最大加速度と RF/B1F の最大加速度比の関係

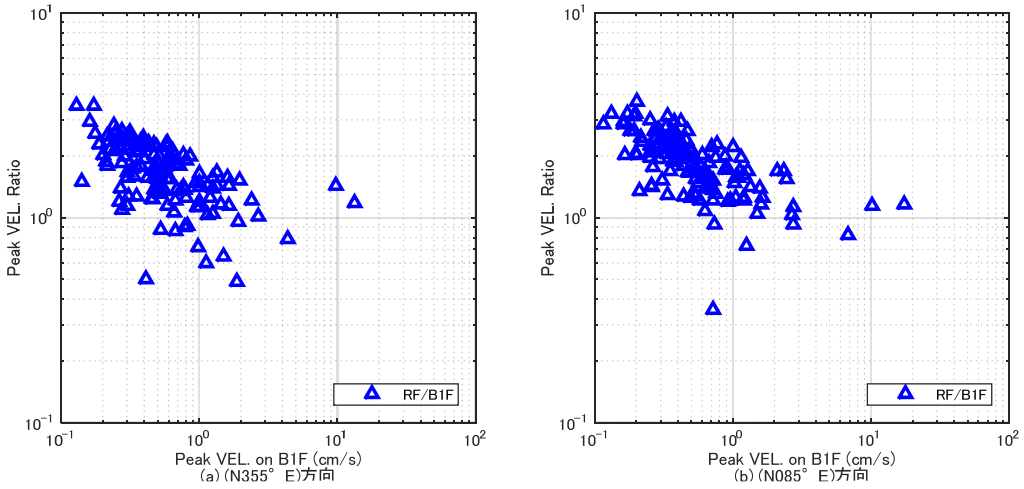


図 3.11 B1F の最大速度と RF/B1F の最大速度比の関係

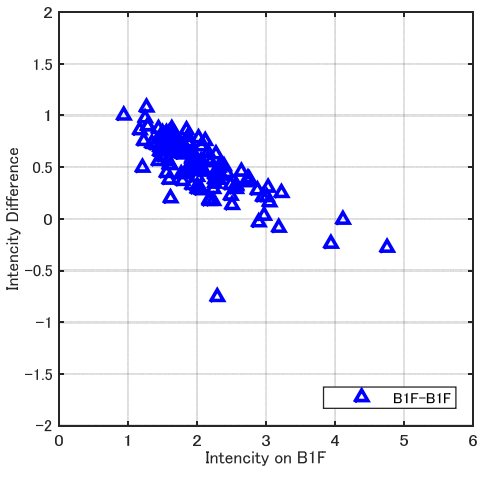


図 3.12 B1F の計測震度と RF-B1F の計測震度差の関係

2.12.4 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

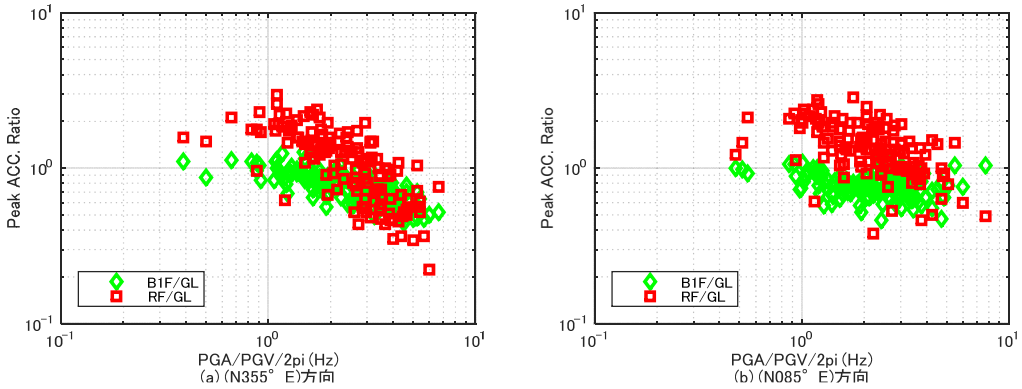


図 4.1 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(RF/GL, B1F/GL)の関係

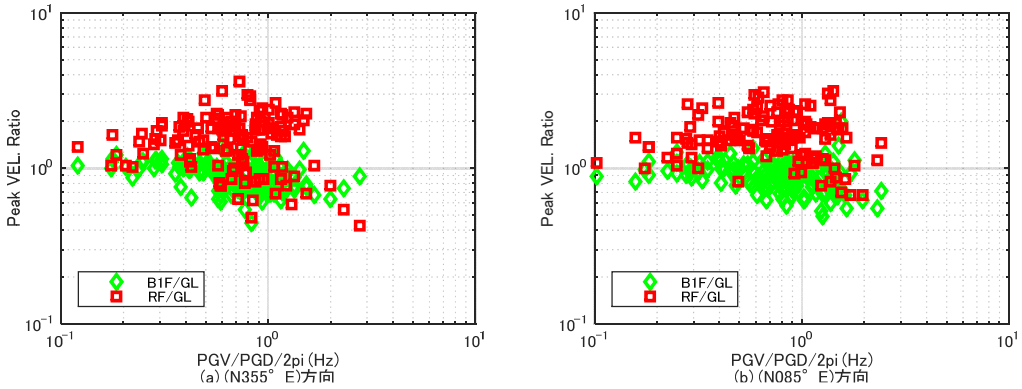


図 4.2 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(RF/GL, B1F/GL)の関係

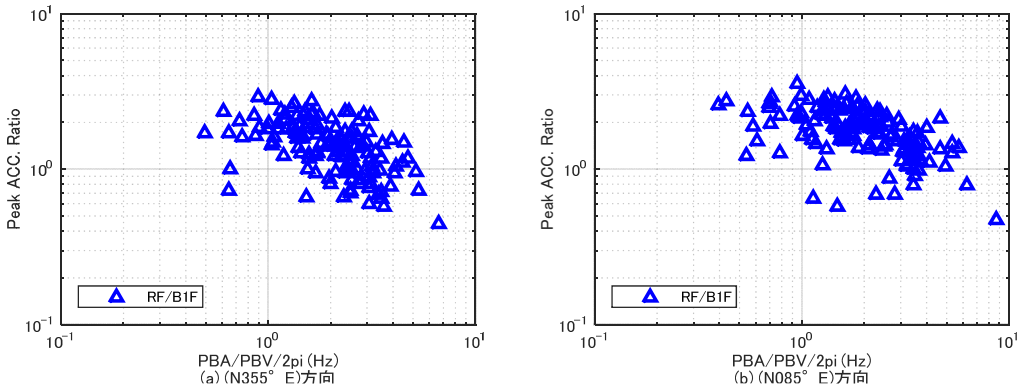


図 4.3 等価卓越振動数(fA)と最大加速度比(RF/B1F)の関係

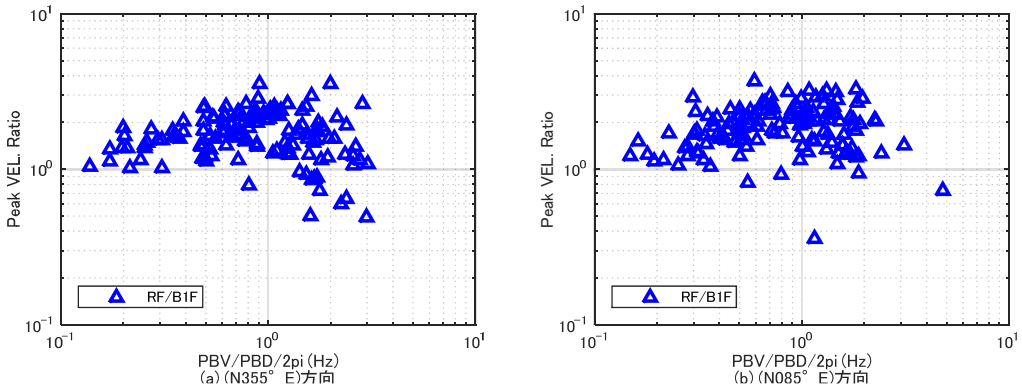


図 4.4 等価卓越振動数(fV)と最大速度比(RF/B1F)の関係

2.12.5 固有振動数

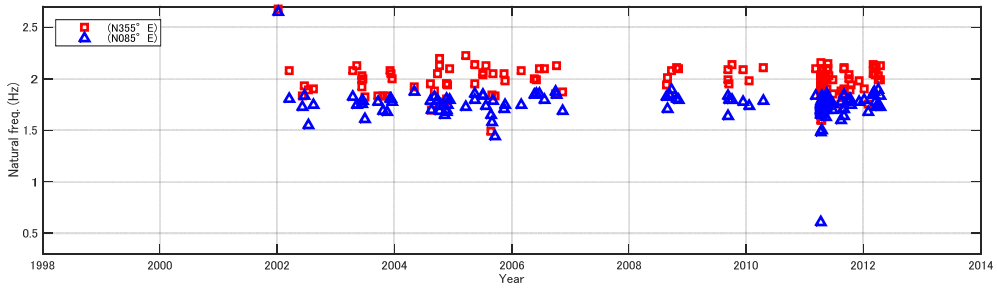


図 5.1 固有振動数(RF/B1F)の経年推移

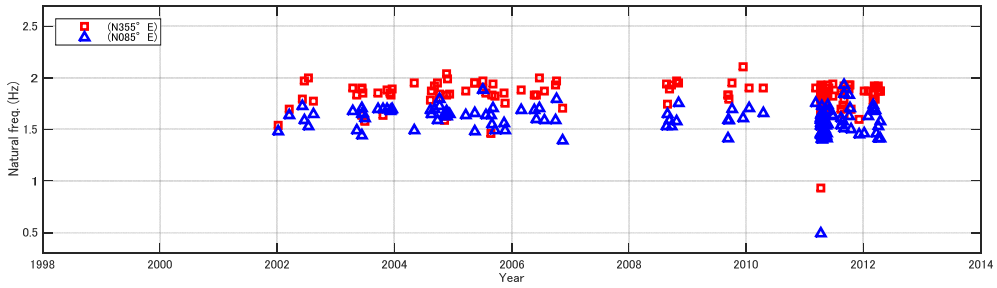


図 5.2 固有振動数(RF/GL)の経年推移

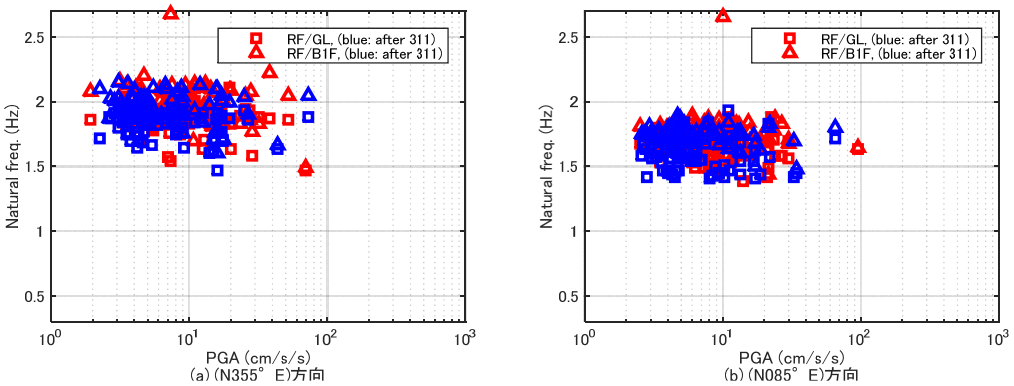


図 5.3 最大加速度と固有振動数

2.12.6 フーリエスペクトル比

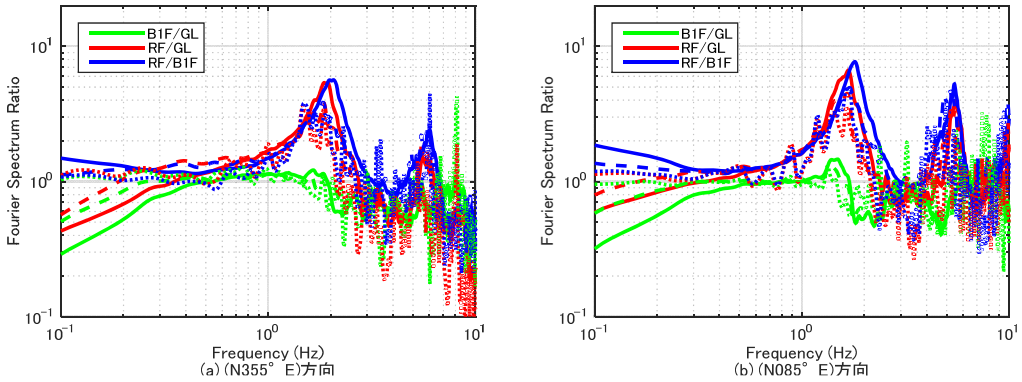


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前)　※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

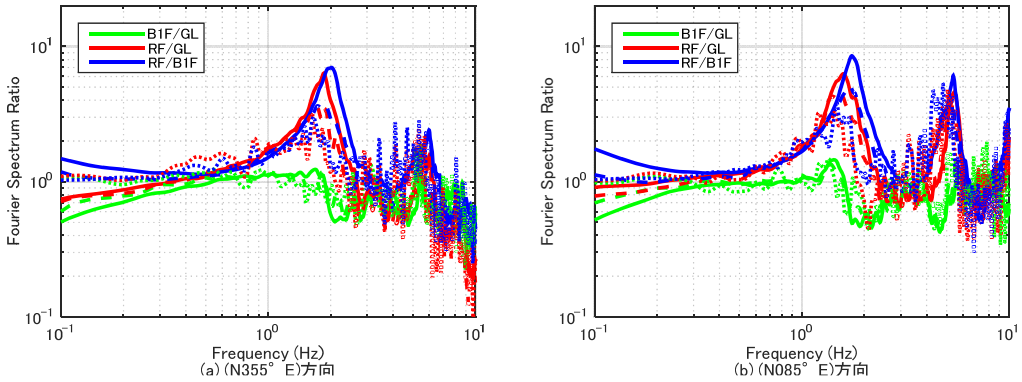


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後)　※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

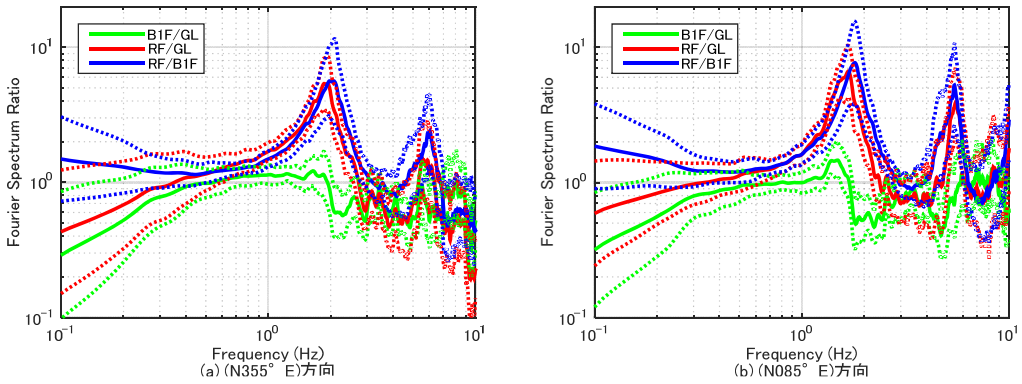


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

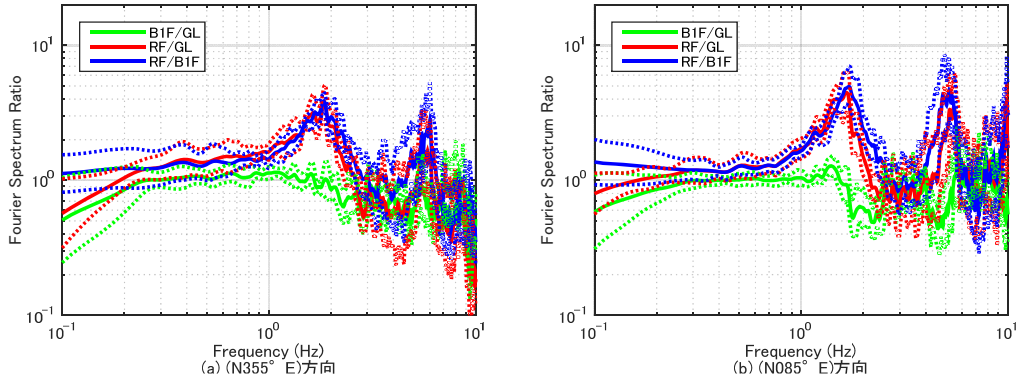


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

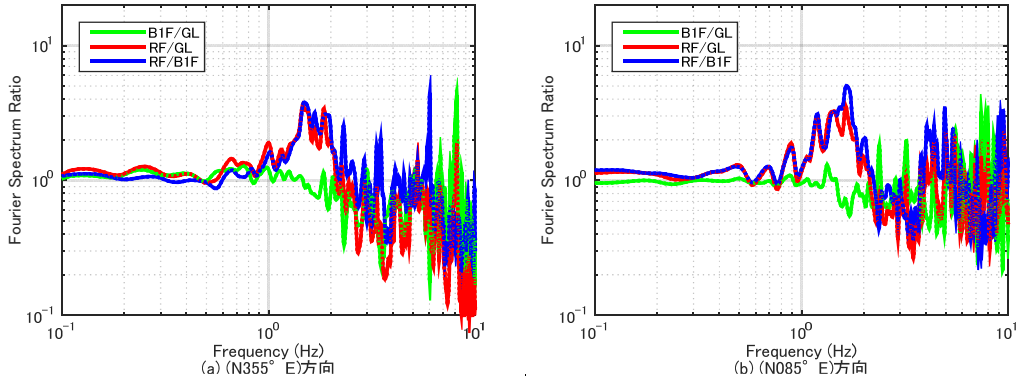


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前)　※点線：平均±σ

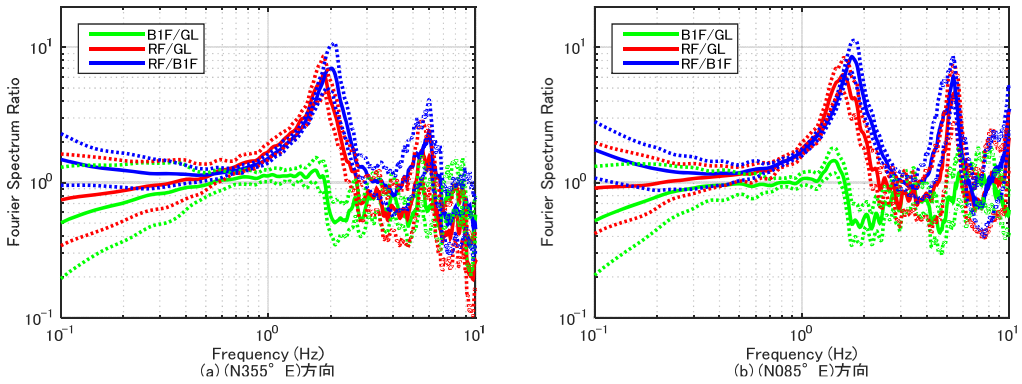


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

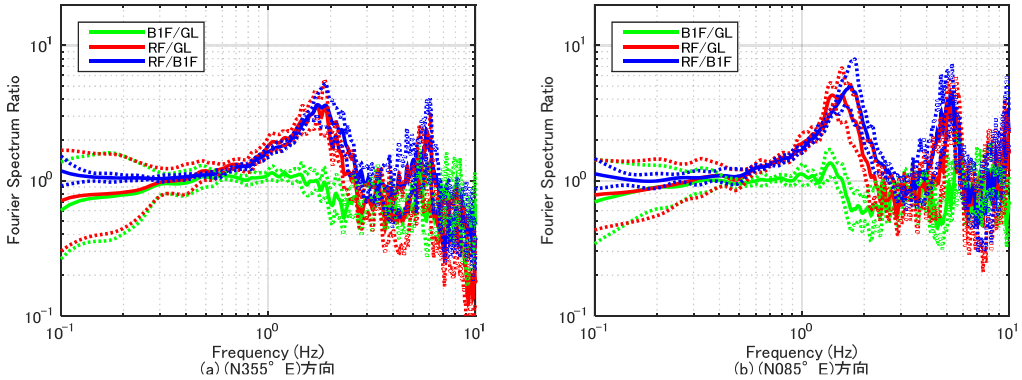


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

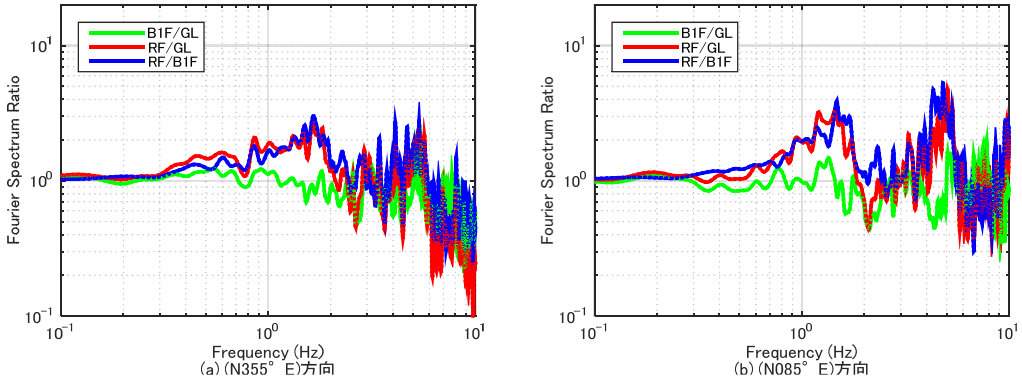


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)　※点線：平均±σ

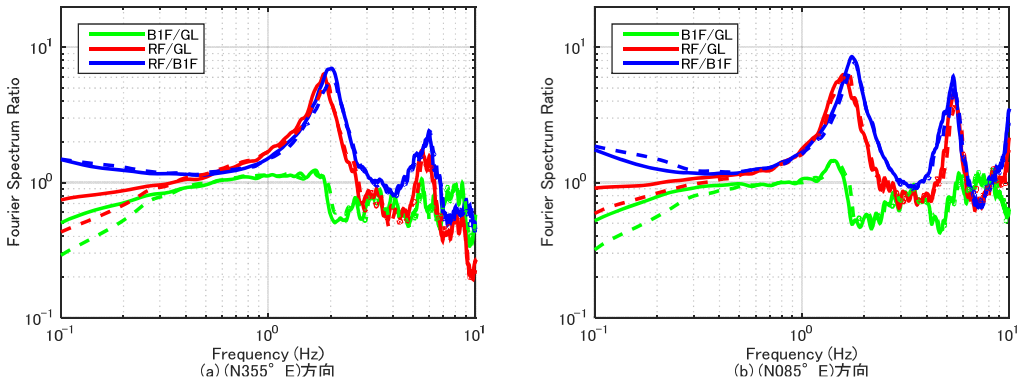


図 6.9 311 前後の平均スペクトル比(震度 2)　※実線：本震後、破線：本震前

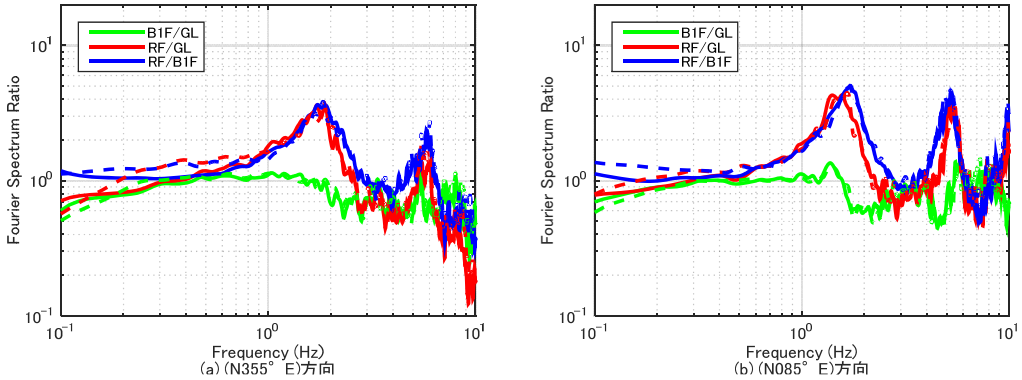


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比(震度 3)　※実線：本震後、破線：本震前

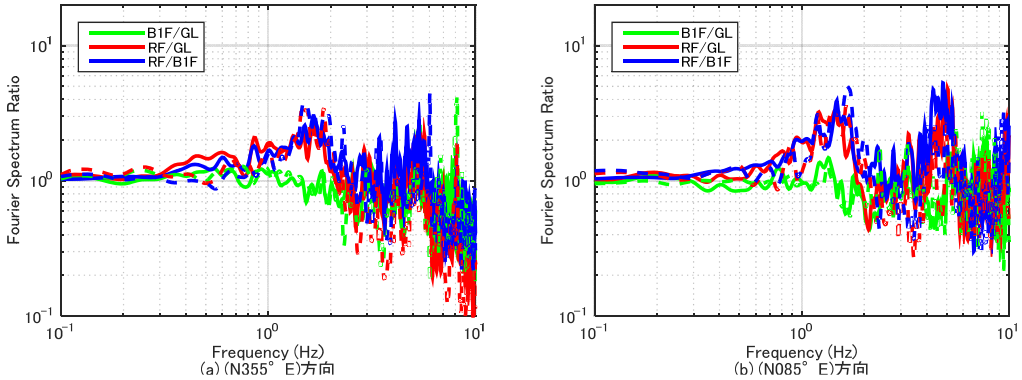


図 6.11 311 前後の平均スペクトル比(震度 4)　※実線：本震後、破線：本震前

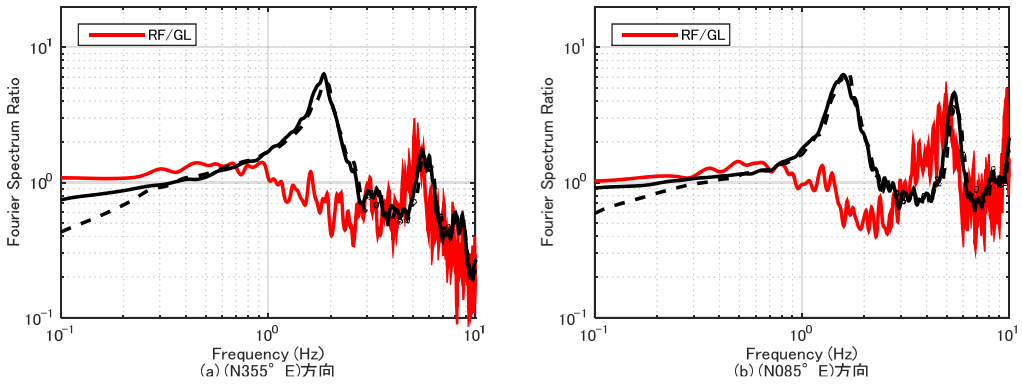


図 6.12 311 地震と震度 2 の地震の比較(RF/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

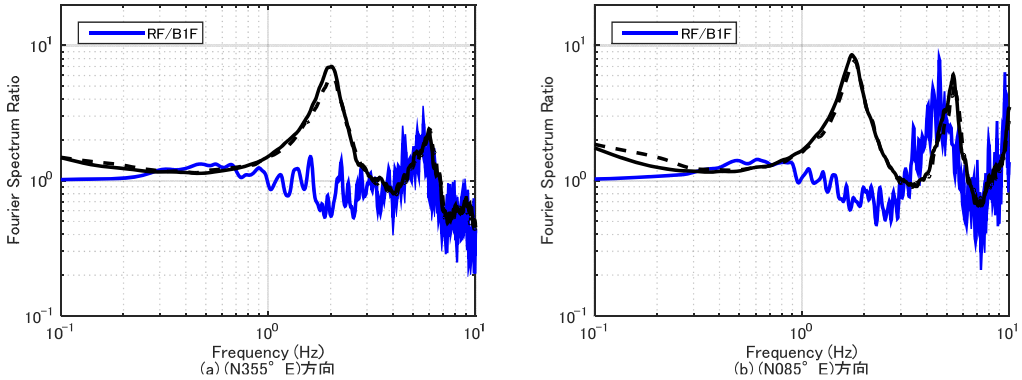


図 6.13 311 地震と震度 2 の地震の比較(RF/B1F)　※実線：本震後、破線：本震前

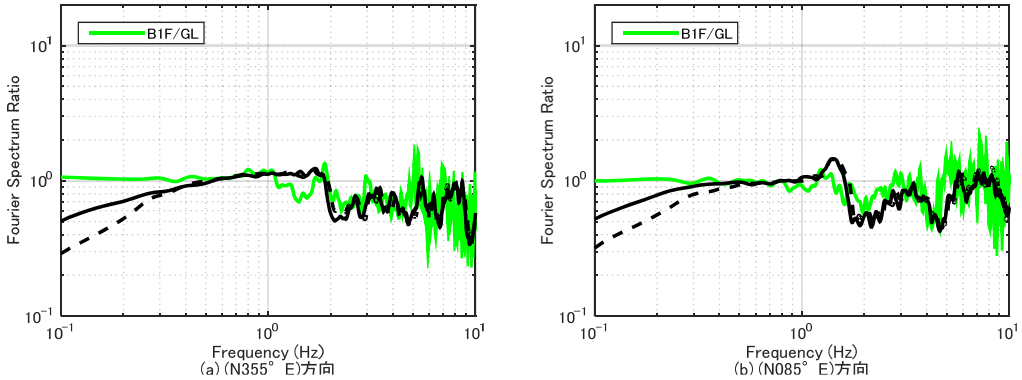


図 6.14 311 地震と震度 2 の地震の比較(B1F/GL)　※実線：本震後、破線：本震前

6.12.7 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	Δ (km)	I_{JMA}	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_{JMA} : 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

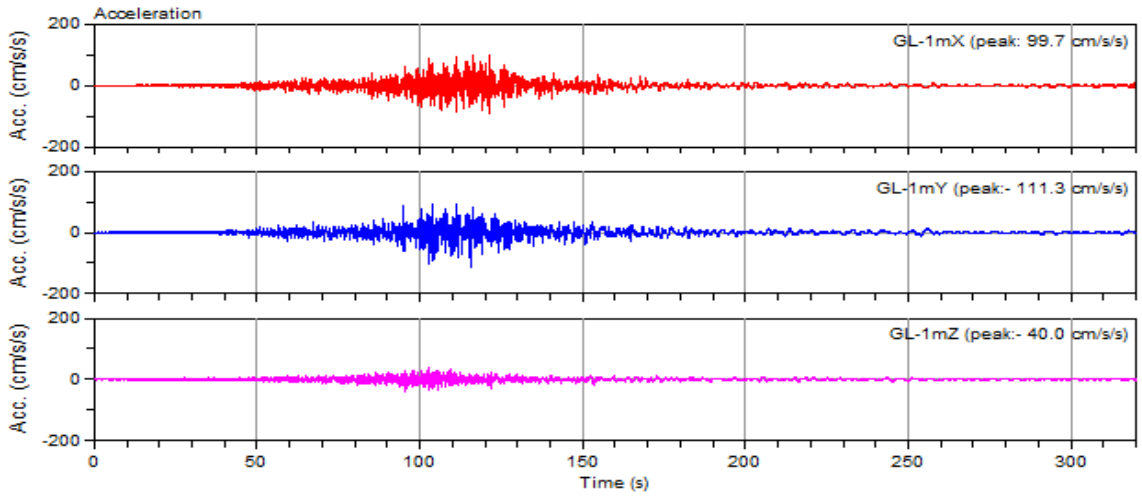


図 7.1　地表(GL)の加速度記録

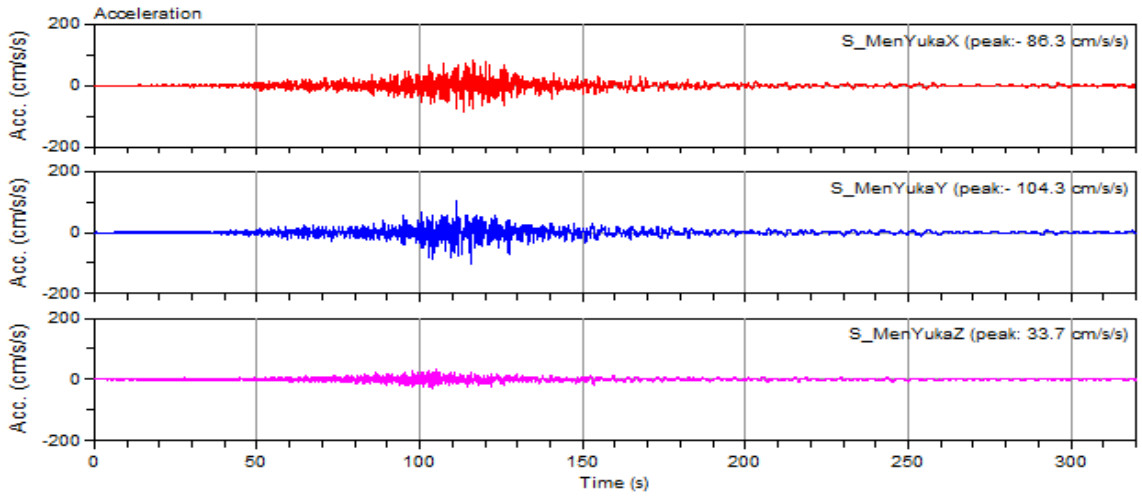


図 7.2　B1 階(B1F)の加速度記録

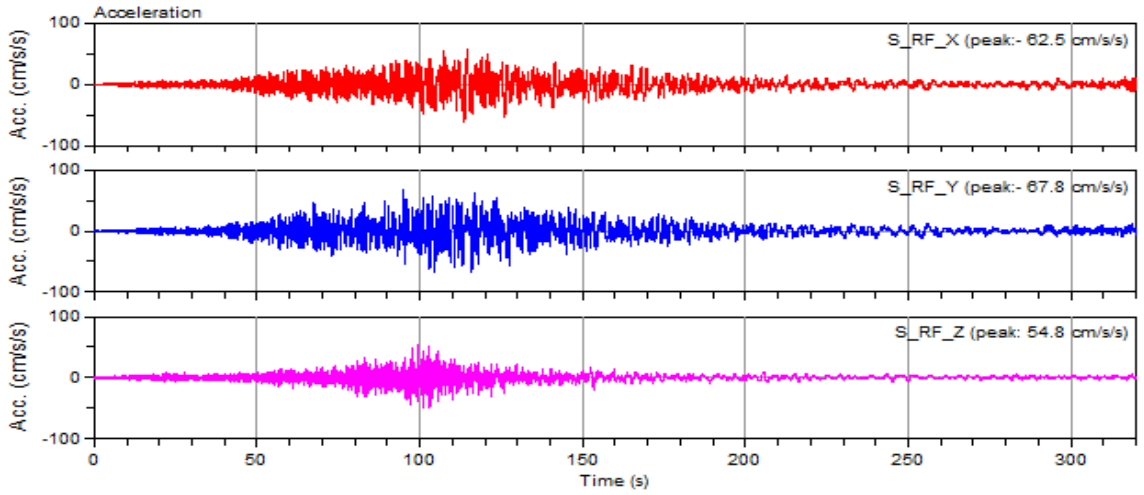


図 7.3　R 階(RF)の加速度記録

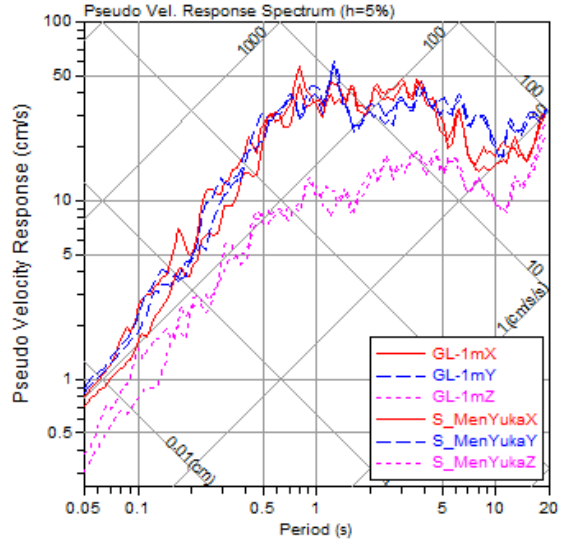


図 7.4　地表(GL)と B1 階(B1F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

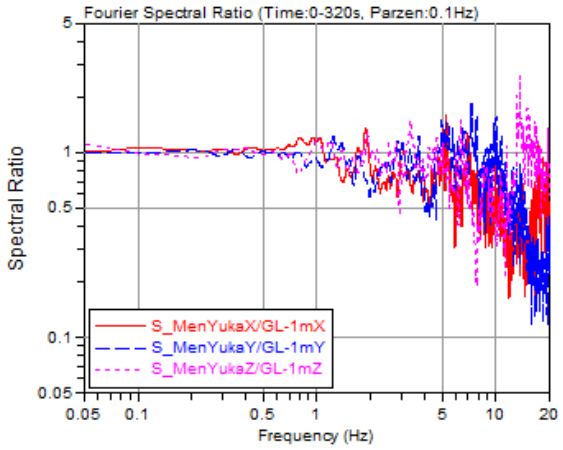


図 7.5　B1 階(B1F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

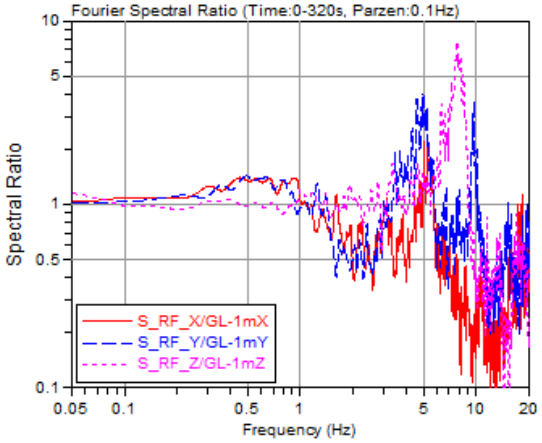


図 7.6　R 階(RF)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

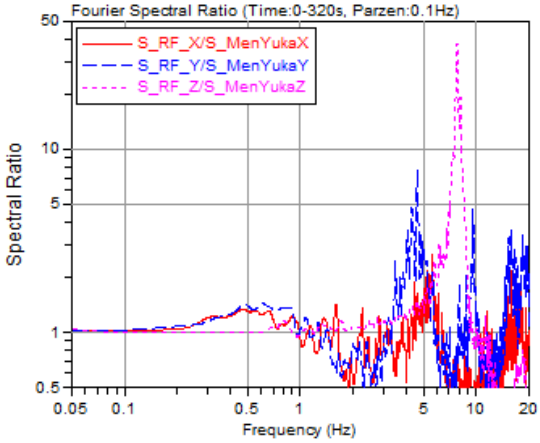


図 7.7　R 階(RF)の B1 階(B1F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

付録３　入力地震動の簡易評価

1） NMW

1)建築物概要

建築物名称：NMW

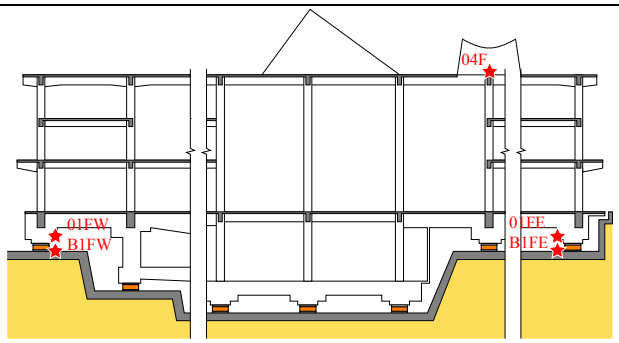
所在地：東京都台東区

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

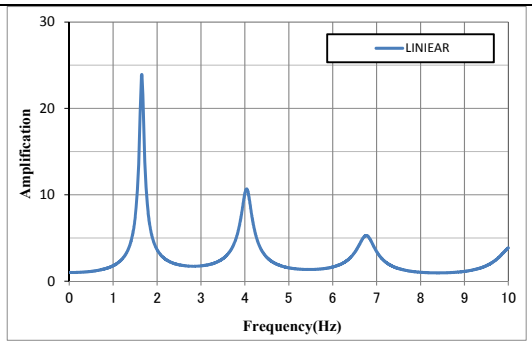
建築物高さ：10 m



建築物断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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



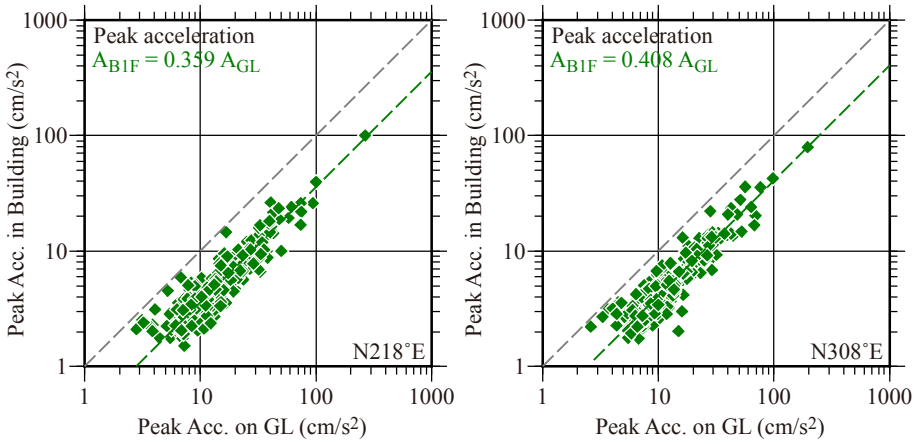
工学的基盤に対する地盤の伝達関数

3)原田式の適用

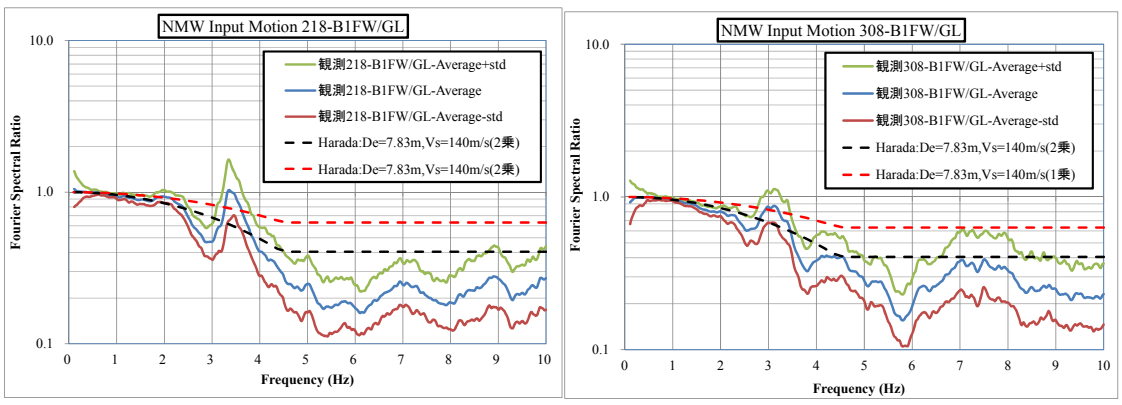
基礎根入れ深さ：Df=7.83m（等価 Vs：140m/s）

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:ω_n=28.1rad)



2) ANX

1)建築物概要

建築物名称：ANX

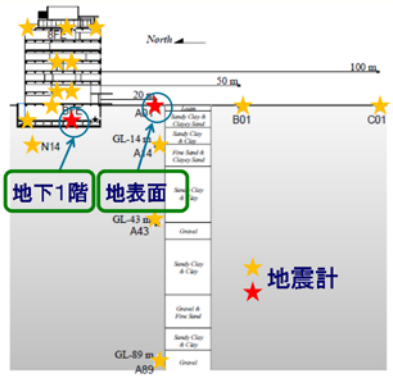
所在地：茨城県つくば市

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

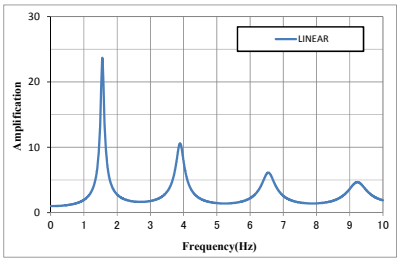
建築物高さ：34.6 m



建築物・地盤断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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



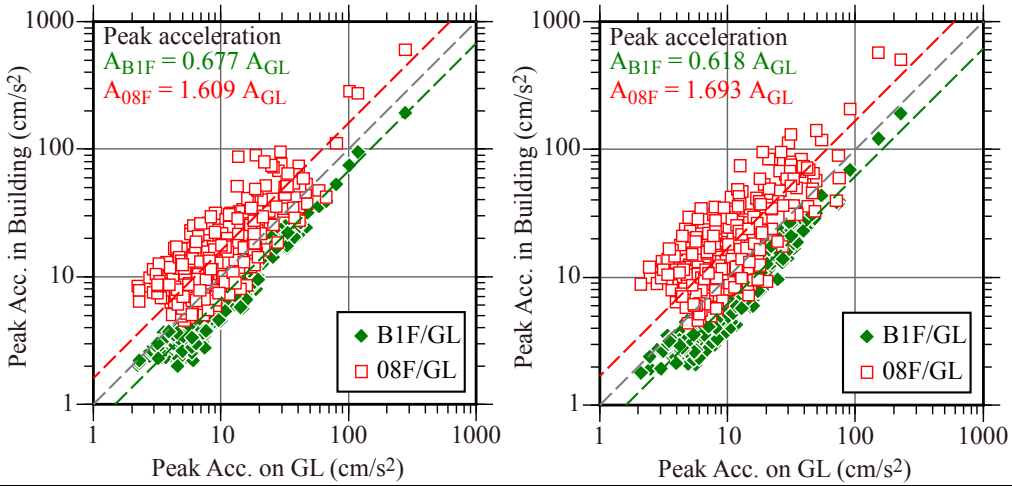
工学的基盤に対する地盤の伝達関数

3)原田式の適用

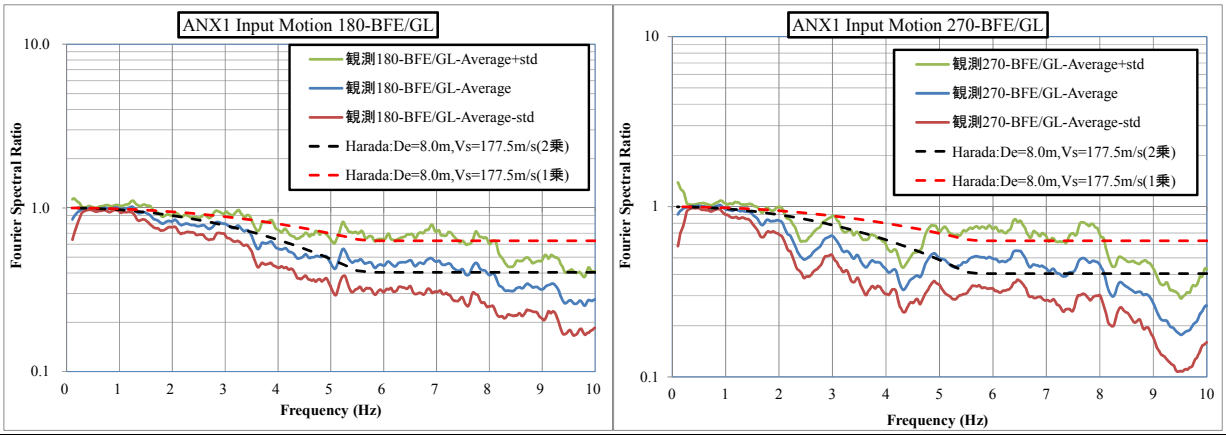
基礎根入れ深さ：Df=8.0m（等価 Vs：177.5m/s）

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: ω_n=34.9rad)



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

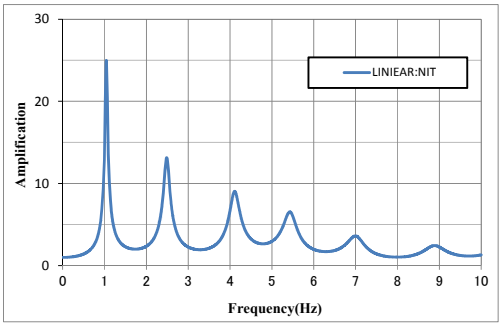
建築面積：1,727 m²、延床面積：約 8,598m²

建築物高さ：30 m

建築物概要

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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

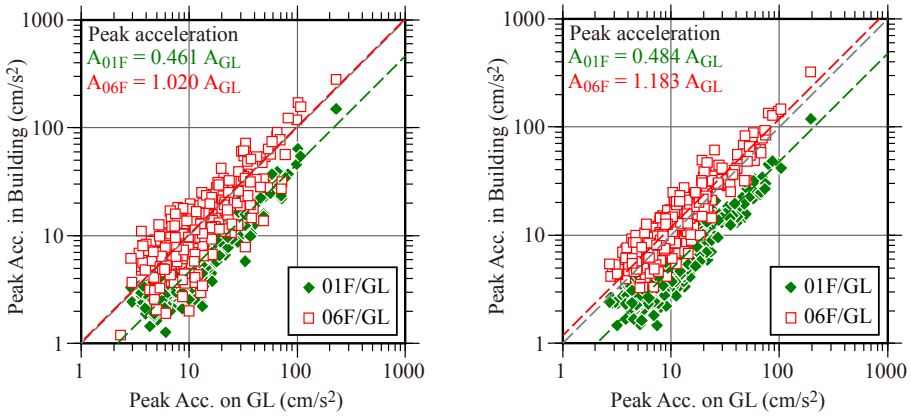
3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=1.9m（等価 Vs：120m/s）

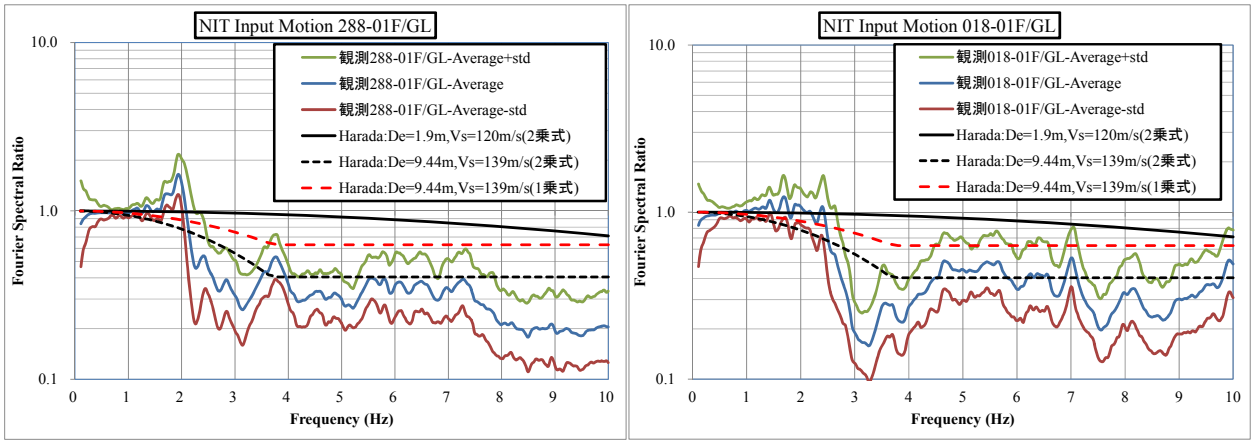
杭の効果を考慮した等価深さ：Df'=9.44m

（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)



4) 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 φ2,400：14 本、Φ1,600：33 本、Φ1,300：18 （合計 55 本）、基礎根入れ深さ 7.83m

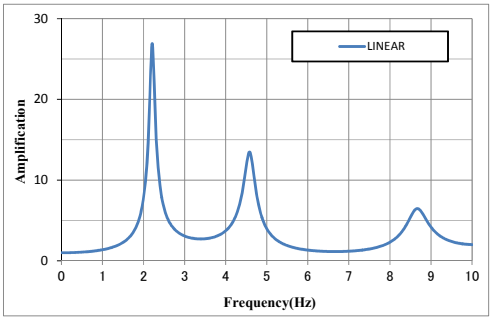
建築面積：　　延床面積：

建築物高さ：49.8m

建築物概要

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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



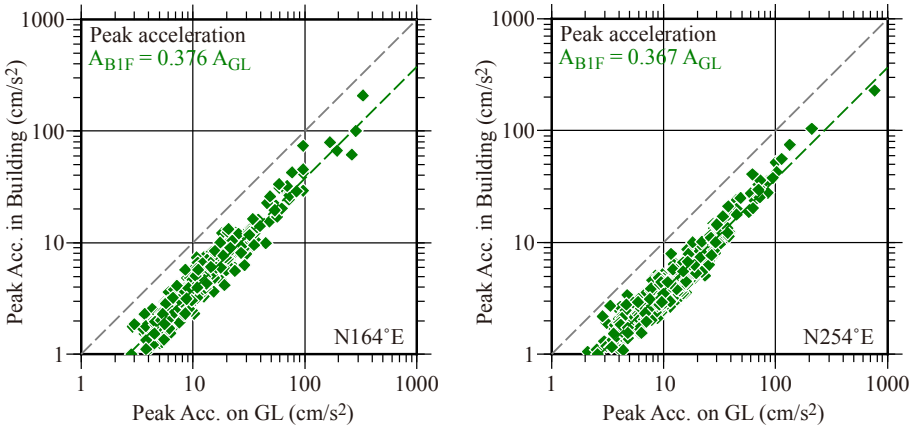
工学的基盤に対する地盤の伝達関数

3)原田式の適用

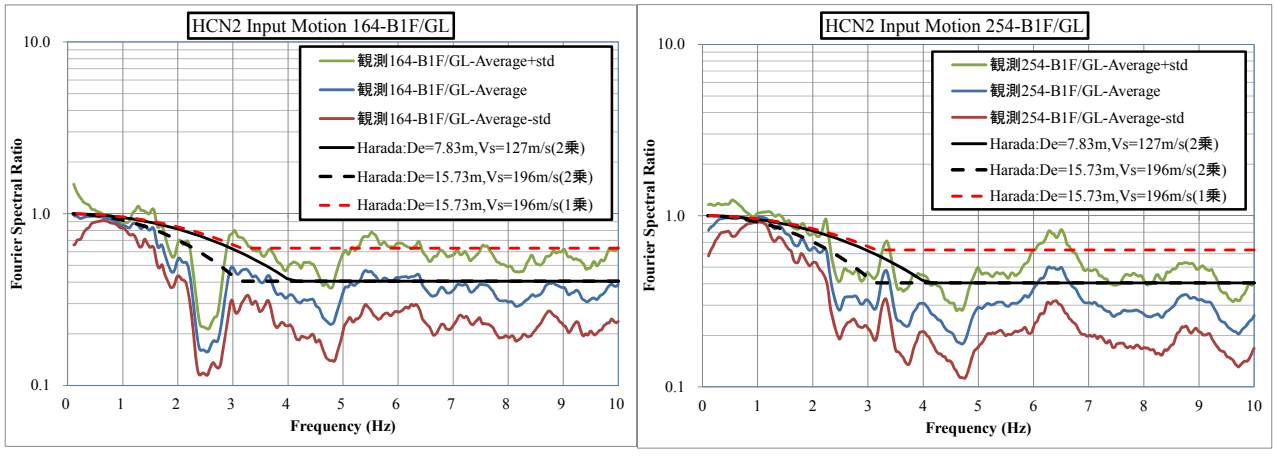
基礎根入れ深さ：Df=7.83m（等価 Vs：127m/s）

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:ω_n=25.5rad,杭考慮:19.6rad)



5) SO1

1)建築物概要

建築物名称：SO1

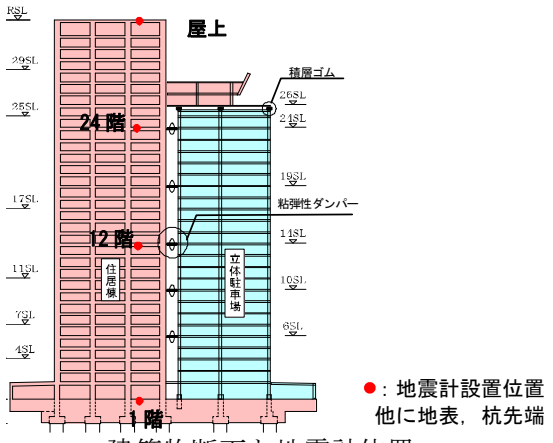
所在地：東京都港区台場

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、φ2000、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

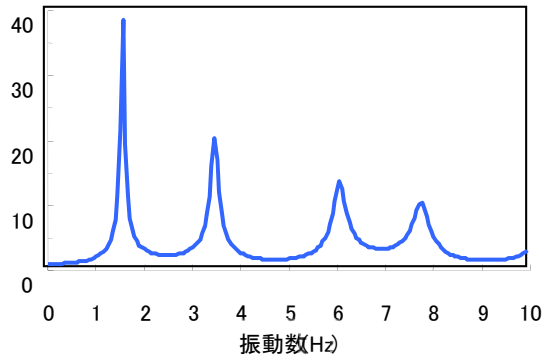
建築物高さ：104.6 m



建築物断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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



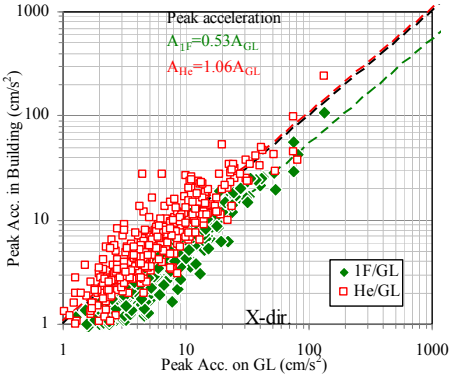
工学的基盤に対する地盤の伝達関数

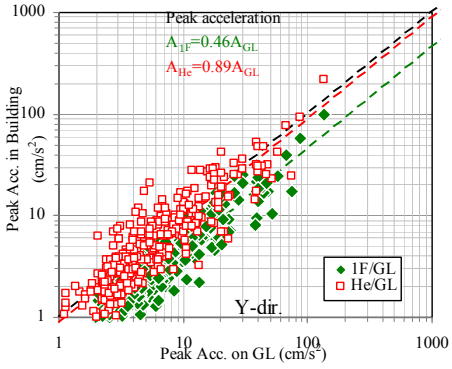
3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=6.0m（等価 Vs：100m/s）

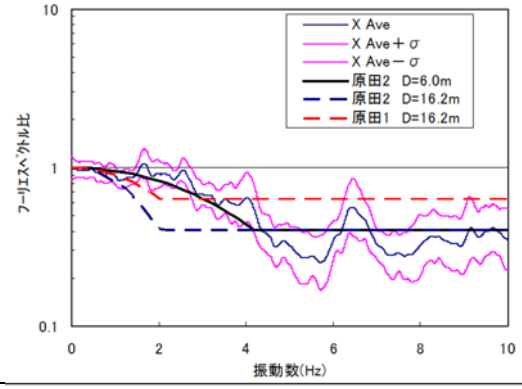
杭の効果も含めた等価深さ：Df=16.2m（等価 Vs：130m/s）

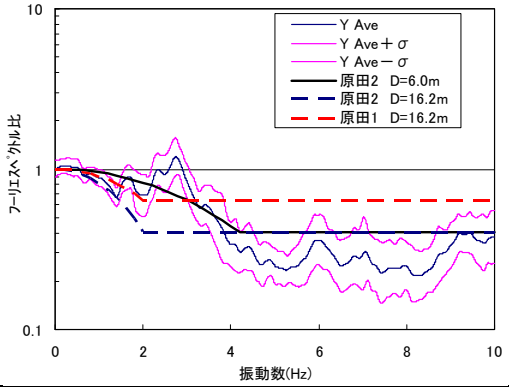
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係　(A_{1F}=0.53A_{GL}, A_{1F}=0.46A_{GL})





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=26.2rad,杭考慮:12.6rad)





6) HPP

1)建築物概要

建築物名称：HPP

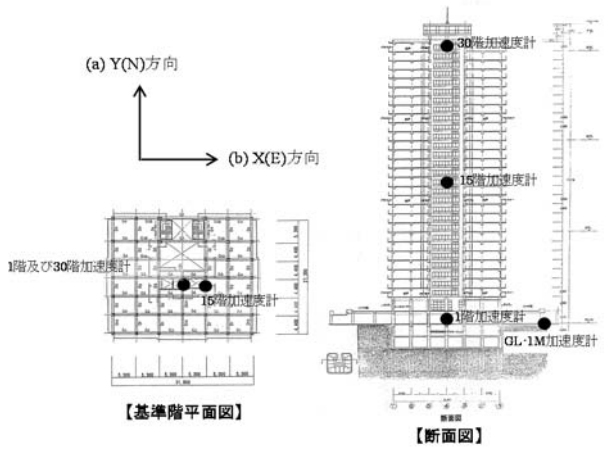
所在地：東京都練馬区光が丘 2 丁目 10-1

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φ2000、46 本、杭径φ1600、3 本、基礎根入れ深さ 8m

建築面積：896.58 ㎡、延床面積：25,079.72 ㎡

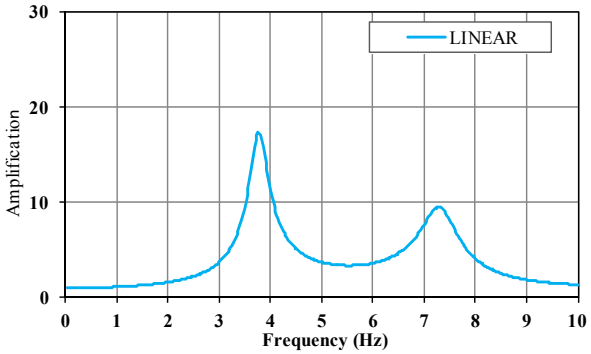
軒高さ：88.35m



建築物平面,断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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

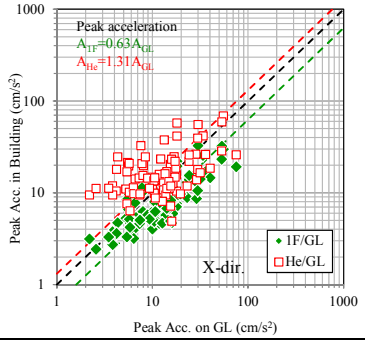
3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=8.0m（等価 Vs：164m/s）

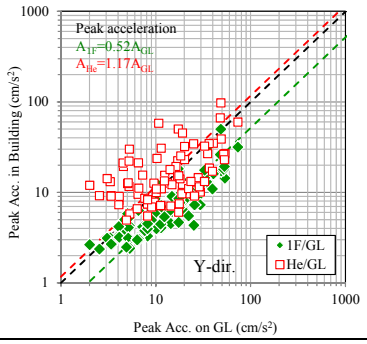
杭の効果を考慮した等価深さ：Df'=14.5m（等価 Vs：284m/s）

4)地表面と 1 階の最大加速度の関係　($A_{1F}=0.63A_{GL}$, $A_{1F}=0.52A_{GL}$)

(a) X方向

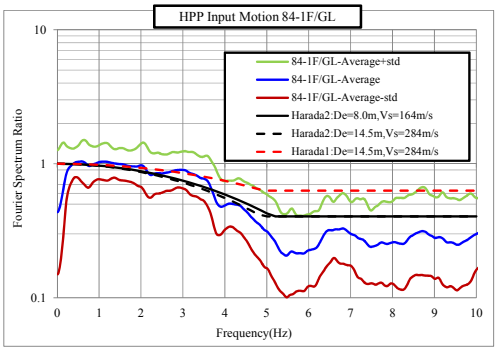


(b) Y方向

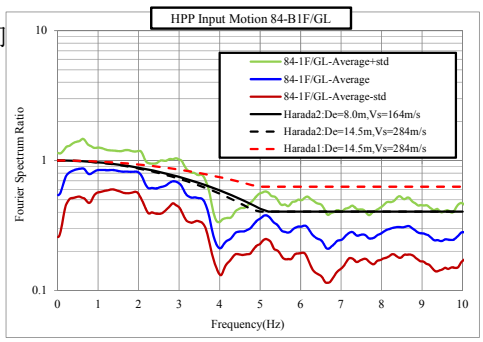


5)フーリエスペクトル比(1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ:ω_n=32.2rad,杭考慮:30.8rad)

(a) X方向



(b) Y方向



7) TSU

1)建築物概要

建築物名称：TSU

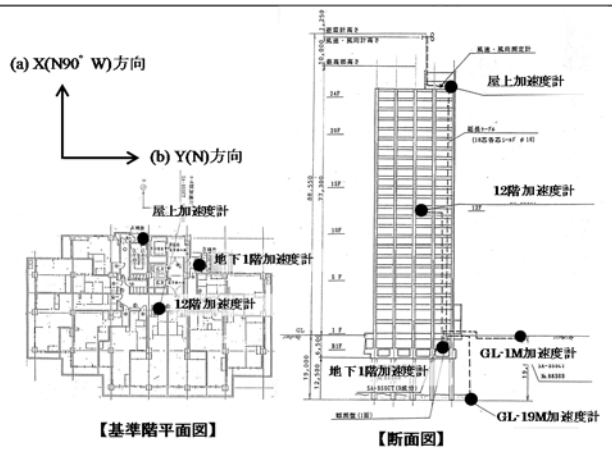
所在地：東京都港区芝浦四丁目 13 番

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φ1500、36 本、杭径φ1500、36 本、杭径φ1100、15 本、根入れ深さ 6.5m

建築面積:1363.65 ㎡、延床面積:18,490.72 ㎡

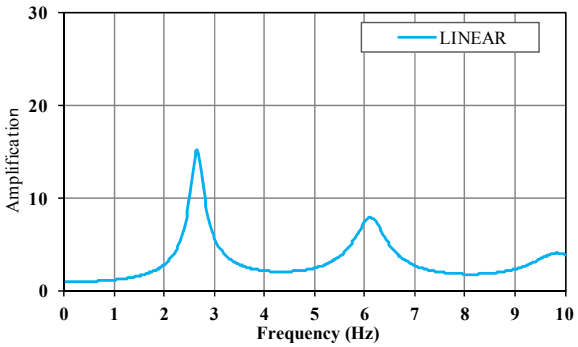
軒高さ：72.55m



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/m³)
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

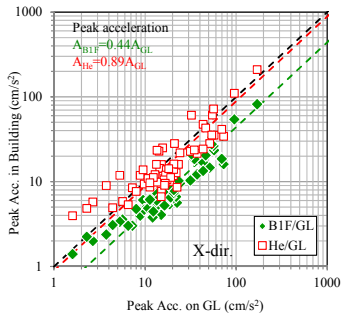
基礎根入れ深さ：Df=6.5m（等価 Vs：93m/s）

杭の効果を考慮した等価深さ：

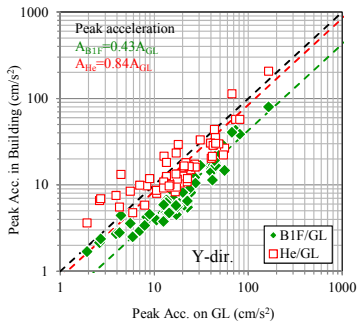
Df'=13.9m（等価 Vs：165m/s）

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

(a) X方向

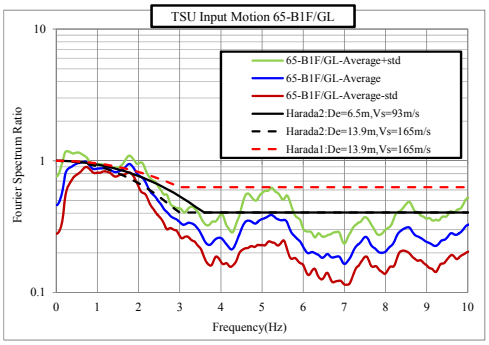


(b) Y方向

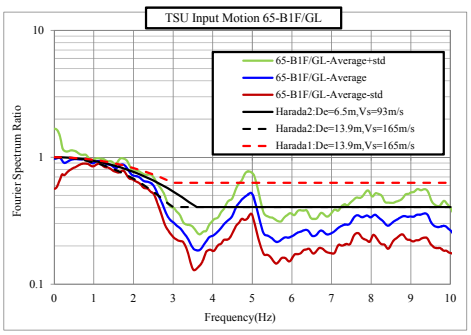


5)フーリエスペクトル比(地下 1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ:ω_n=22.5rad,杭考慮:18.6rad)

(a) X方向



(b) Y方向



8) URM

1)建築物概要

建築物名称：URM

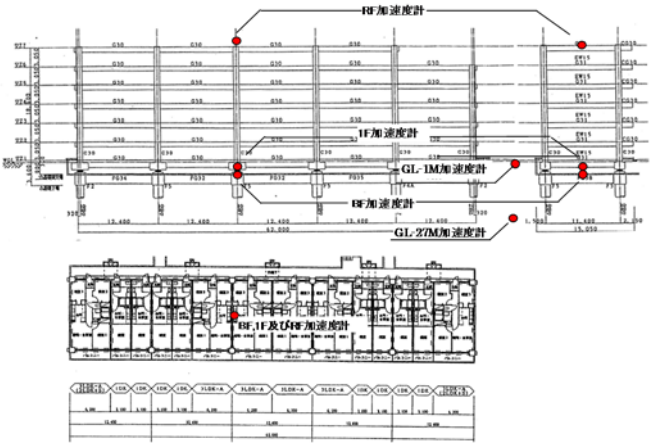
所在地：神奈川県川崎市中原区木月住吉町 1764

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、ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ)、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 ㎡、延床面積：4,135.98 ㎡

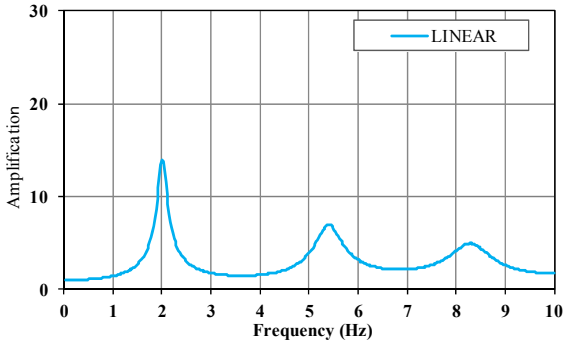
軒高さ：18.60m



建築物・地盤断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m3)
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

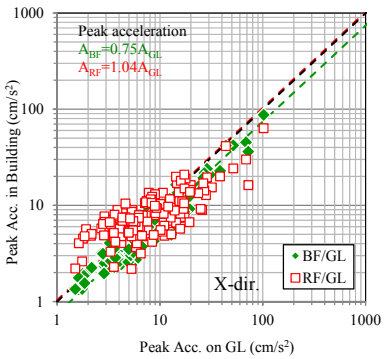
3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=3.0m（等価 Vs：84m/s）

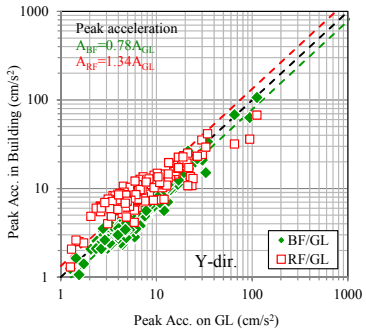
杭の効果を考慮した等価深さ：Df'=8.2m（等価 Vs：102m/s）

4)地表面と免震下部階の最大加速度の関係（$A_{BF}=0.75A_{GL}$, $A_{BF}=0.78A_{GL}$）

(a) X方向

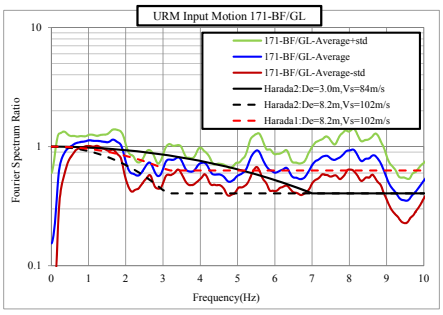


(b) Y方向

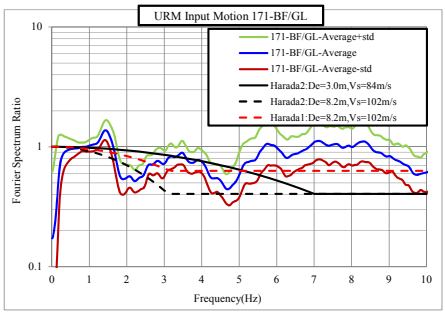


5)フーリエスペクトル比(免震下部／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ:ω_n=44.0rad,杭考慮:19.5rad)

(a) X方向



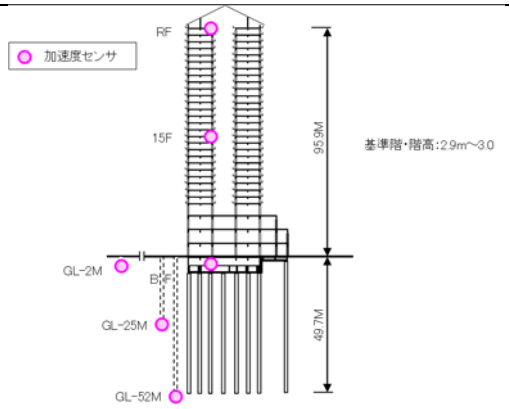
(b) Y方向



9) HMB

1)建築物概要

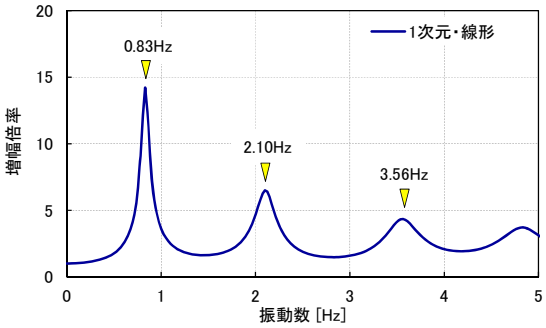
建築物名称：HMB
所在地：埼玉県草加市松原
構造・階数：鉄筋コンクリート造、地上 30 階、
　　地下 1 階
基礎：杭基礎（杭径 2.6M, 2.8M 拡底あり）、
　　基礎根入れ深さ 7.6m
建築面積：2,362 m²、延床面積：36,730 m²
建築物高さ：96.6m



建築物断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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、ｼﾙﾄ質細砂	310	1.8
7.1	細砂	350	1.9
7.3	ｼﾙﾄ質細砂、細砂	320	1.85
	細砂	370	1.9

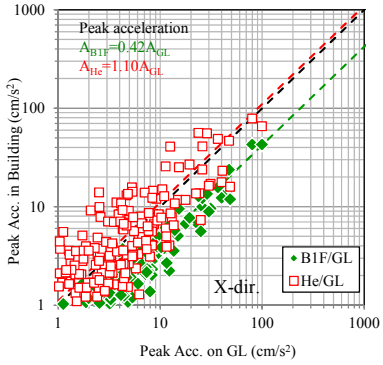


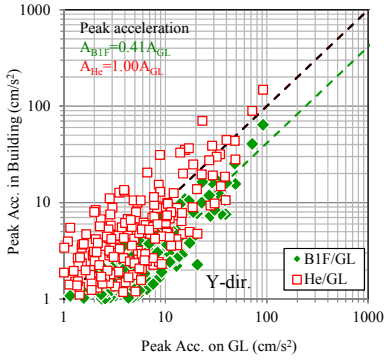
工学的基盤に対する地盤の伝達関数

3)原田式の適用

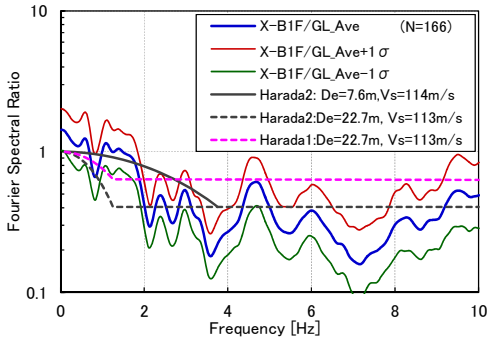
基礎根入れ深さ：Df = 7.6m（等価 Vs：114m/s）
杭の効果も含めた等価深さ：Df' = 22.7m（等価 Vs：113m/s）

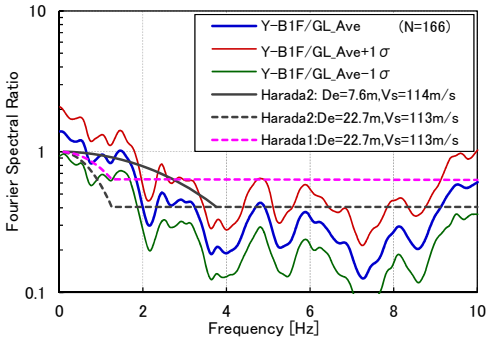
4)地表面と地下 1 階の最大加速度の関係　(A_{B1F}=0.42A_{GL}, A_{B1F}=0.41A_{GL})





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=23.6rad,杭考慮:7.82rad)





10) NRK

1)建築物概要

建築物名称：NRK

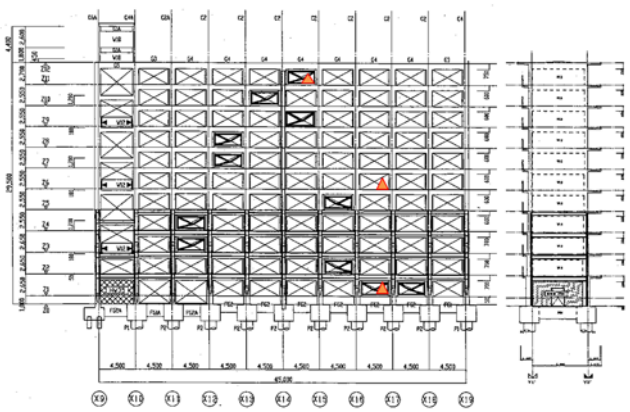
所在地：神奈川県横浜市青葉区奈良町 2913 番地

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 φ1400（20 本），
既製杭　杭径 φ500（14 本）
杭長　6.95～12m、基礎根入れ深さ 1.5m

建築面積：449 m^2、延床面積：4,653 m^2

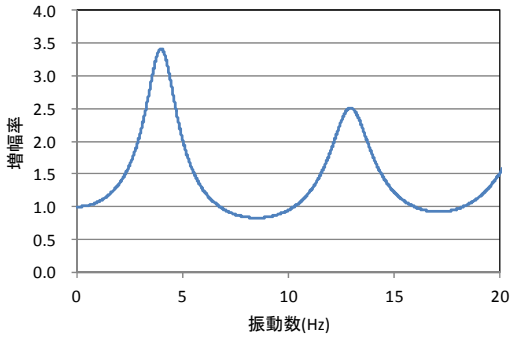
建築物高さ：29.5 m



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

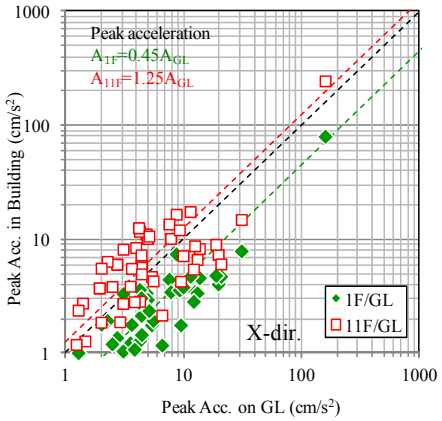
3)原田式の適用

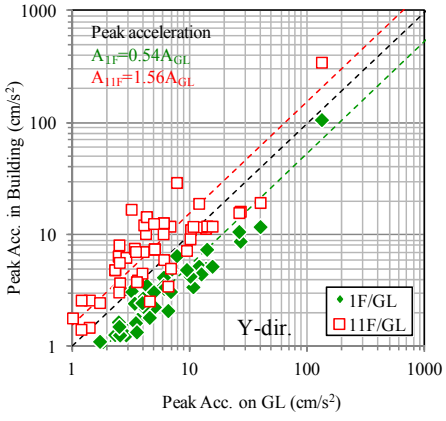
基礎根入れ深さ：Df=9.5m（等価 Vs：160m/s）

杭の効果も含めた等価深さ：

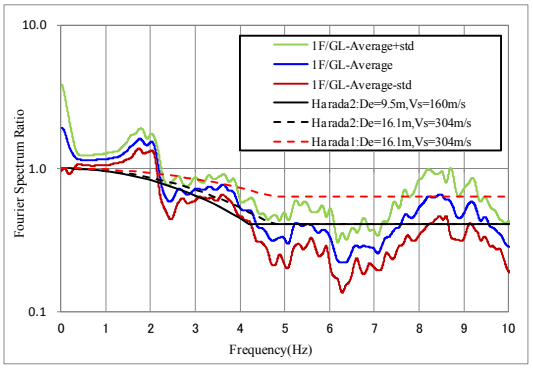
Df=16.1m（等価 Vs：304m/s）

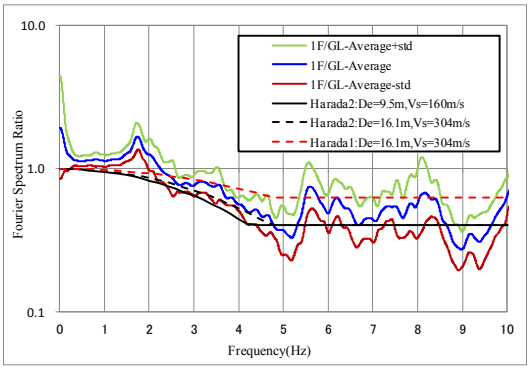
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係　($A_{1F}=0.45A_{GL}$, $A_{1F}=0.54A_{GL}$)





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:ω_n=26.5rad,杭考慮:29.7rad)





11) 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

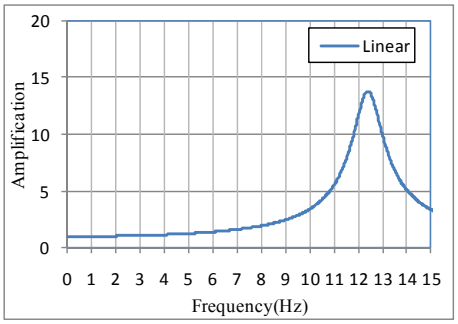
建築面積：887.53 m²、延床面積：1625.93 m²

建築物高さ：15.5m

地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
1.0	埋土	75	1.9
1.5	ローム	150	1.5
	礫	430	4.5



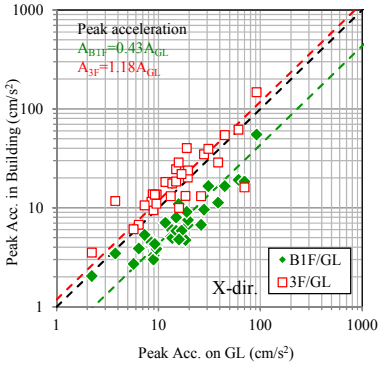
工学的基盤に対する地盤の伝達関数

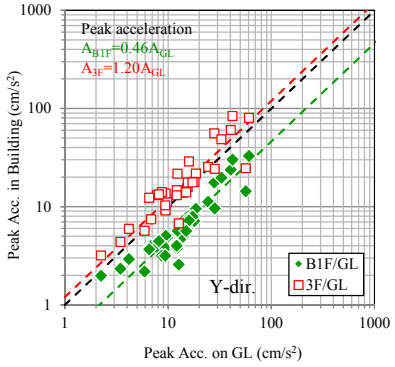
3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=2.50m（等価 Vs：120m/s）

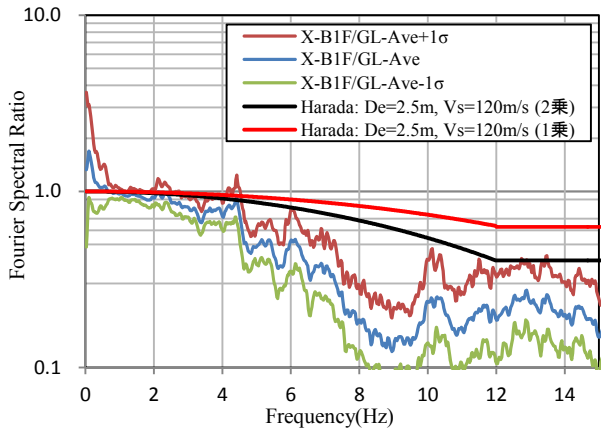
注）根入れ深さは 2.98.m であるが、礫層に埋め込まれた部分 0.48m は無視して原田式を適用

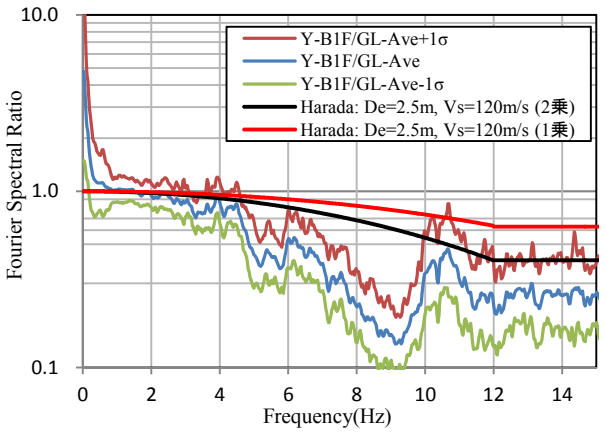
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係　(A_{1F}=0.43A_{GL}, A_{1F}=0.46A_{GL})





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)





12) EDG

1)建築物概要

建築物名称：EDG

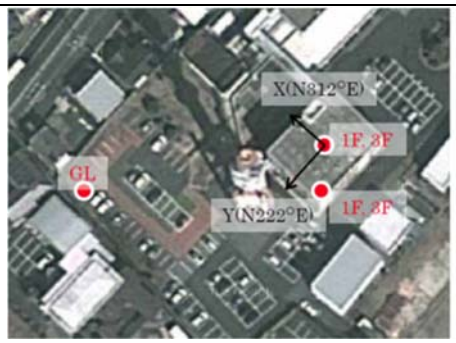
所在地：千葉県野田市

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

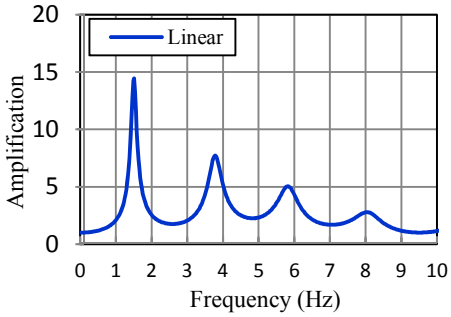
建築物高さ：14.3m



建築物断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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

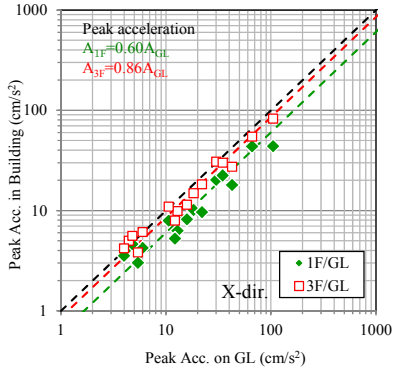
3)原田式の適用

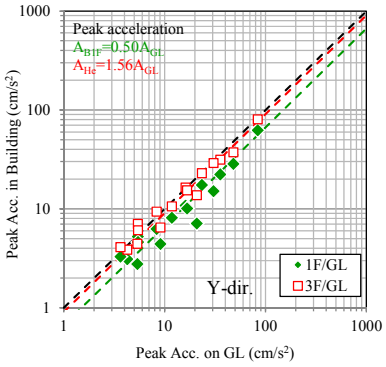
基礎根入れ深さ：Df=1.50m（等価 Vs：97m/s）

杭の効果も含めた等価深さ：Df'=5.29m

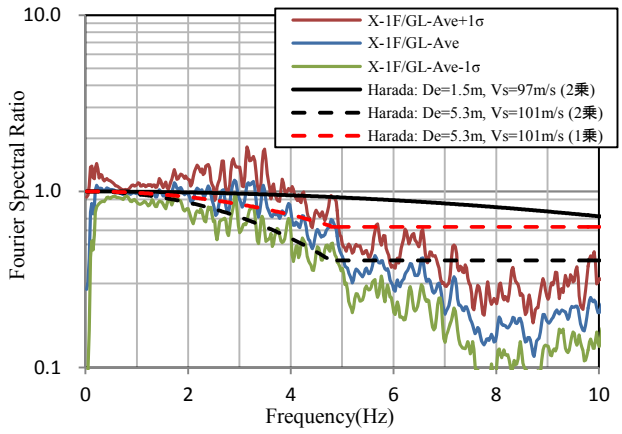
（等価 Vs：101m/s）

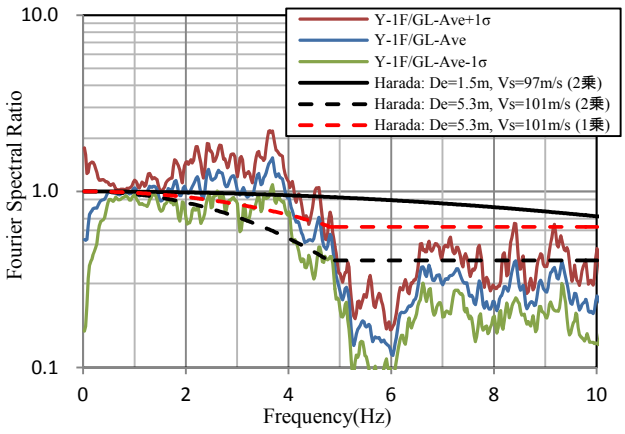
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係　(A_{1F}=0.60A_{GL}, A_{1F}=0.50A_{GL})





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)





13) 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)、φ300(128 本)、基礎根入れ深さ 1.0m

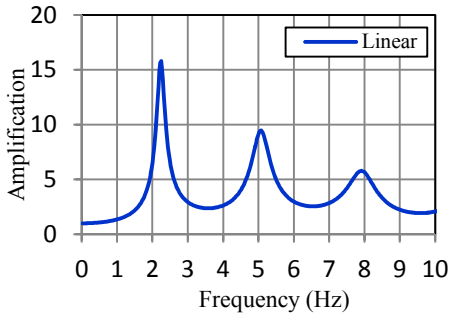
建築面積：529.5m²、延床面積：2,647.7m²

建築物高さ：14.03m

地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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



工学的基盤に対する地盤の伝達関数

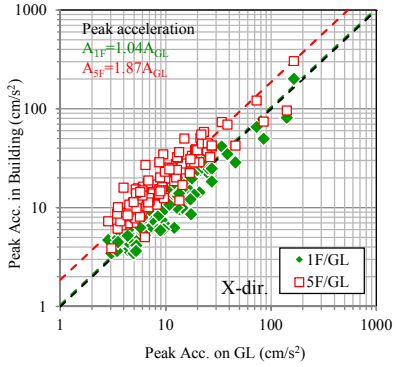
3)原田式の適用

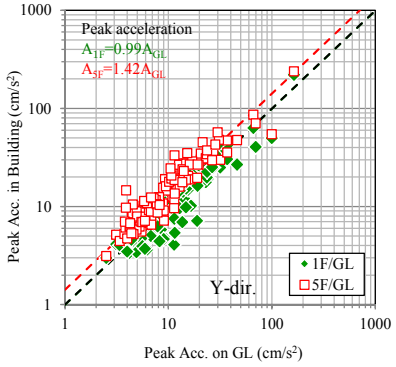
基礎根入れ深さ：Df=1.0m（等価 Vs：110m/s）

杭の効果も含めた等価深さ：Df'=3.5m

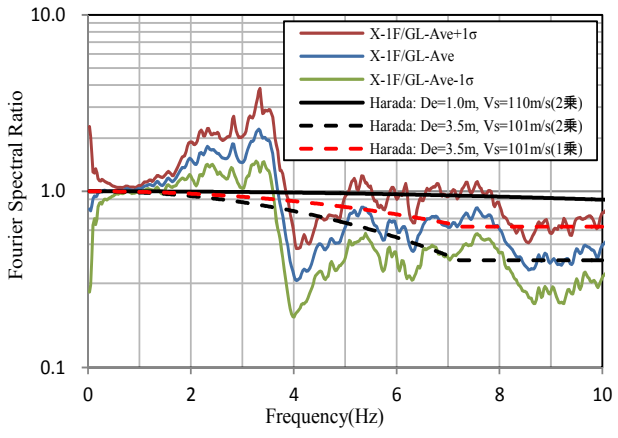
（等価 Vs：101m/s）

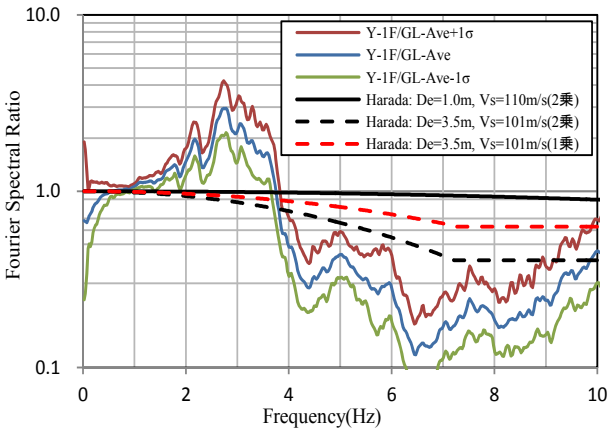
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係 (A_{1F}=1.04A_{GL}, A_{1F}=0.99A_{GL})





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=175.1rad,杭考慮:45.3rad)





14) OHJ

1)建築物概要

建築物名称：OHJ

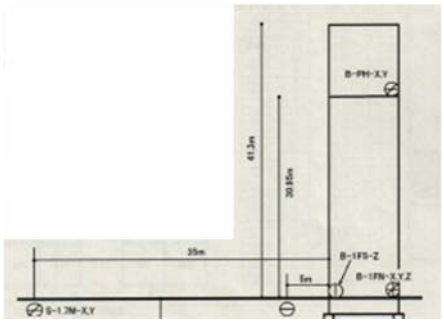
所在地：東京都北区

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)、φ1500(16 本)，φ1500(16 本)，φ900(2 本)、基礎根入れ深さ 2.45 m

建築面積：651.3m²、延床面積：7815.6m²

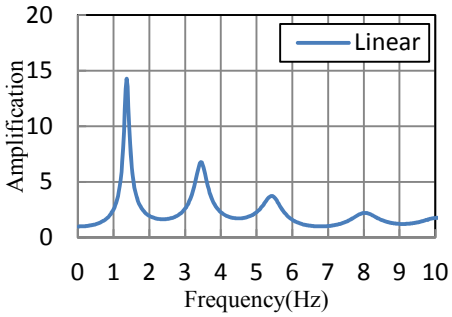
建築物高さ：41.2m



建築物断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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

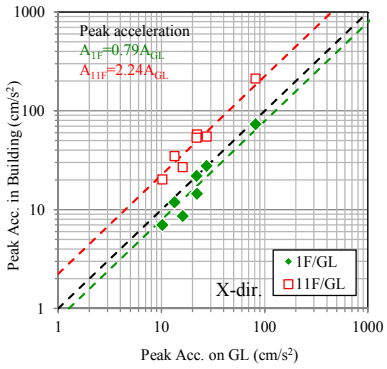
3)原田式の適用

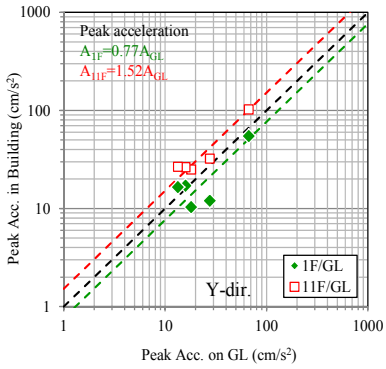
基礎根入れ深さ：Df=2.45m（等価 Vs：134m/s）

杭の効果も含めた等価深さ：Df'=10.76m

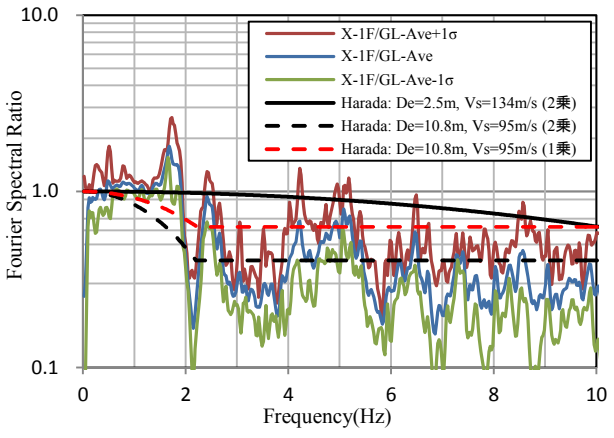
（等価 Vs：94.67m/s）

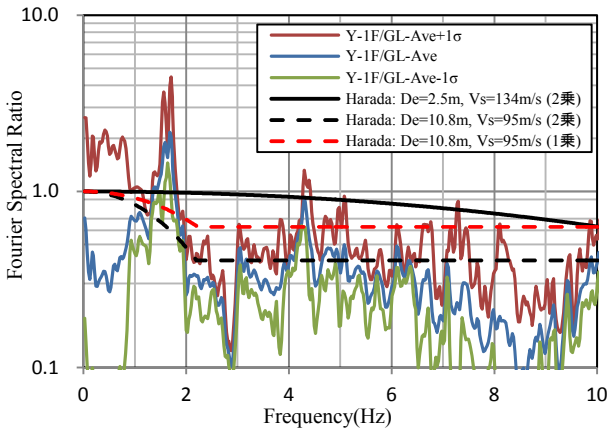
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係 (A_{1F}=0.79A_{GL}, A_{1F}=0.77A_{GL})





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)





15) UKM

1)建築物概要

建築物名称：UKM

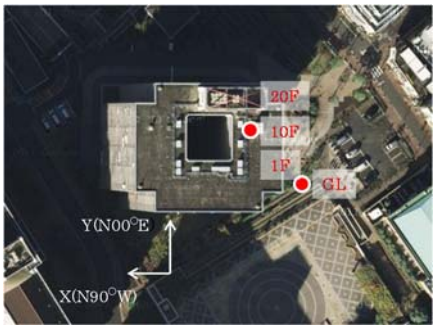
所在地：東京都北区

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)、φ2000(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

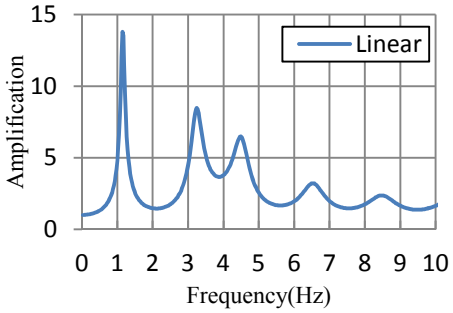
建築物高さ：59.9m



建築物断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m³)
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

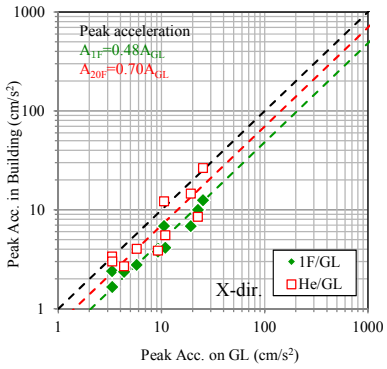
3)原田式の適用

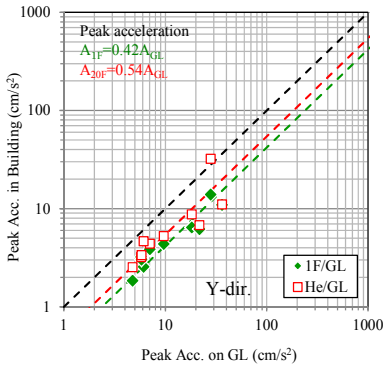
基礎根入れ深さ：Df=5.35m（等価 Vs：101m/s）

杭の効果も含めた等価深さ：Df'=19.08m

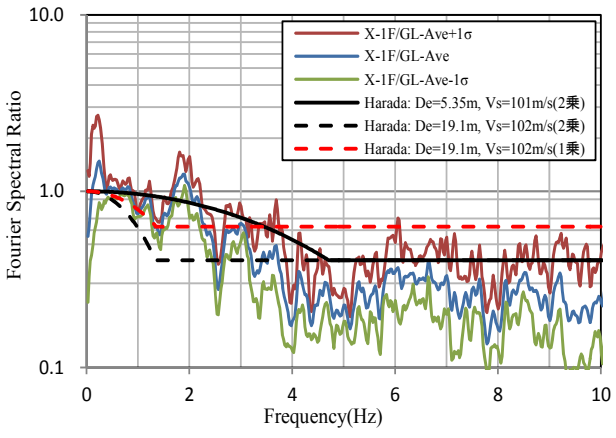
（等価 Vs：102m/s）

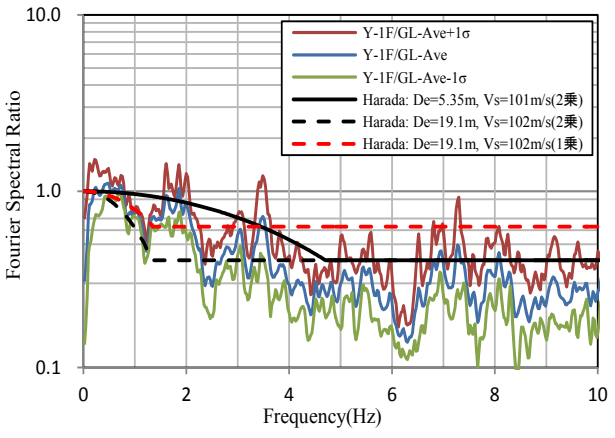
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係　(A_{1F}=0.48A_{GL}, A_{1F}=0.42A_{GL})





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:ω_n=29.7rad,杭考慮:8.39rad)





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、解釈のための判断材料として用いる
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
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
9	TRZ	分離型モデル, 一体型モデル
１０	SNN	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 FLIP[1])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。

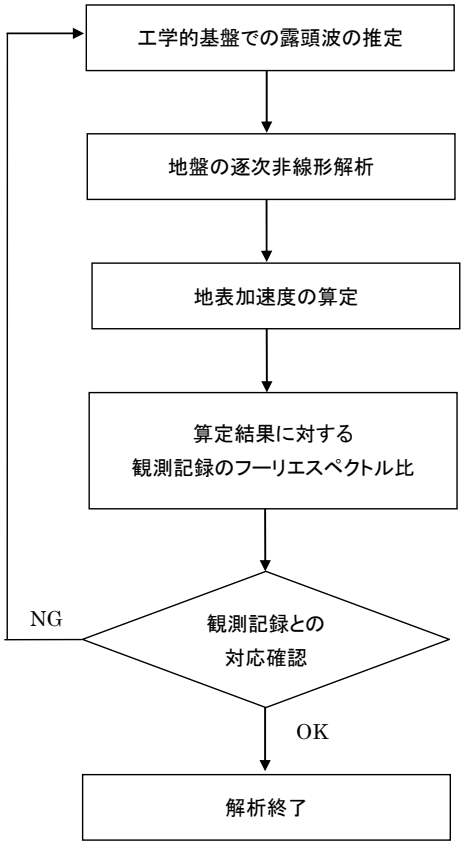


図 1-1　地盤応答の解析フロー

【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

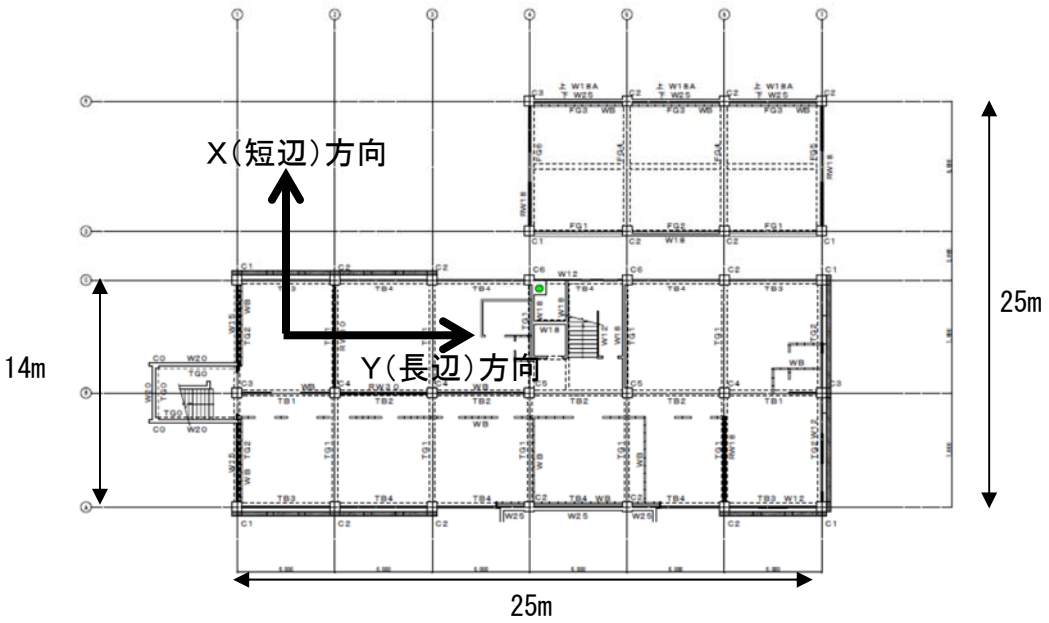


図 2-1 地下 1 階伏図

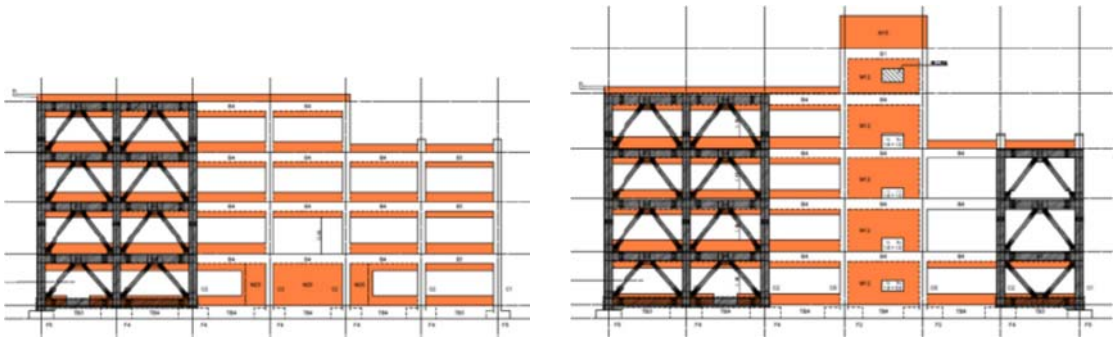


図 2-2 軸組図(長辺方向)

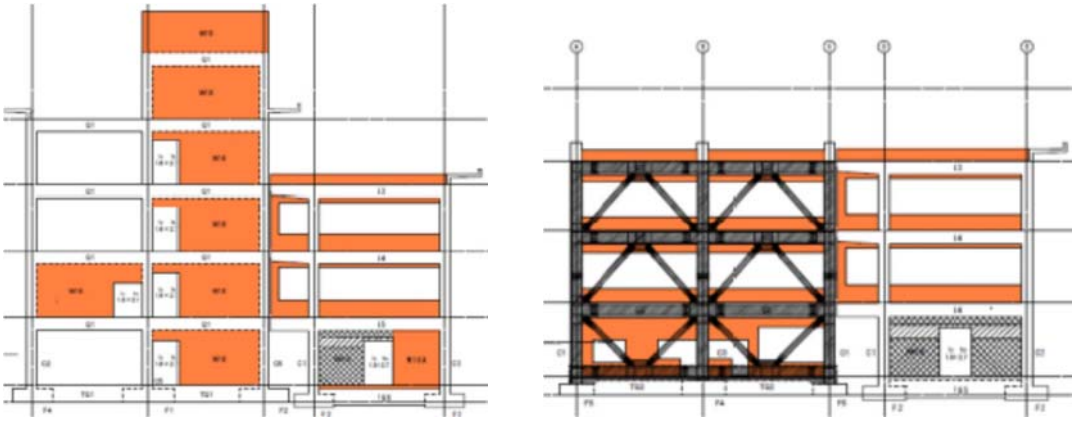


図 2-3 軸組図(短辺方向)

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。

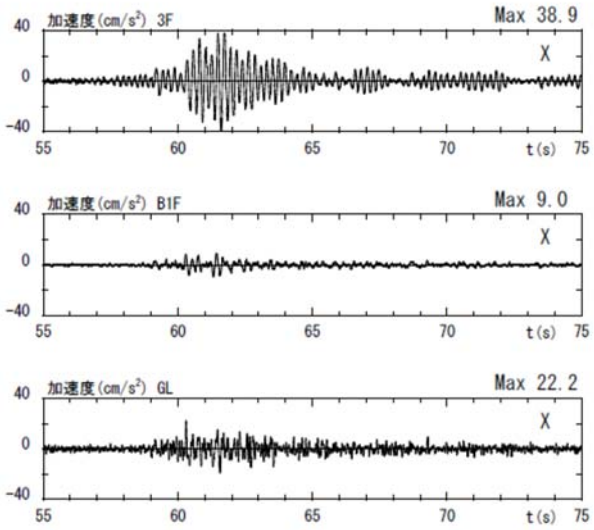


図 2-5 X 方向加速度波形

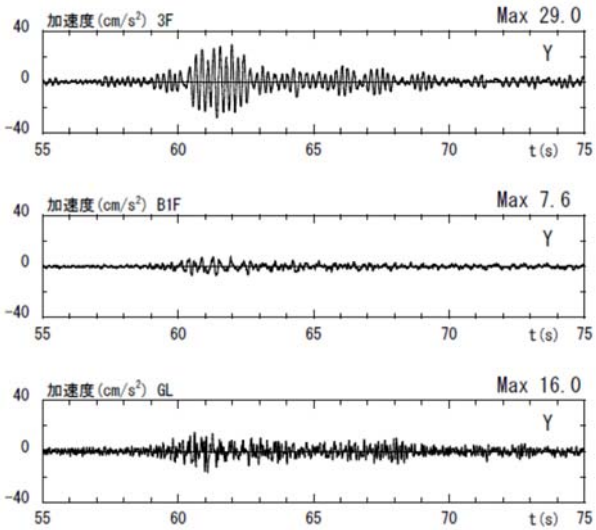
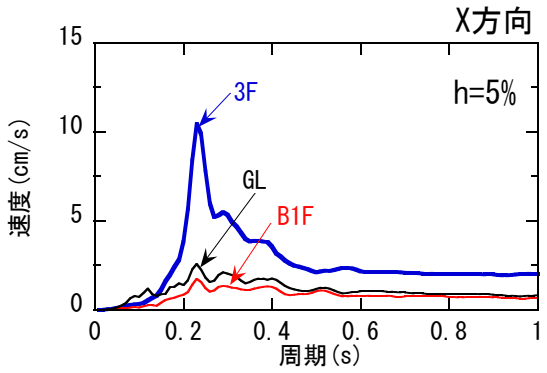
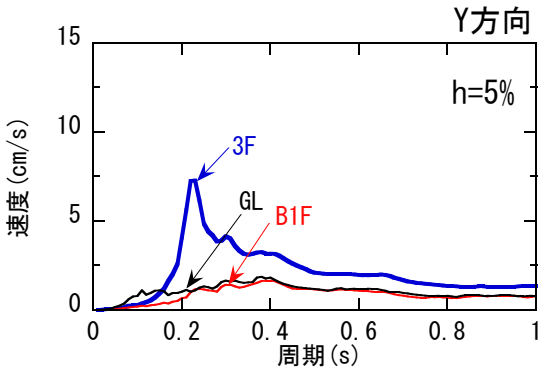


図 2-6 Y 方向加速度波形

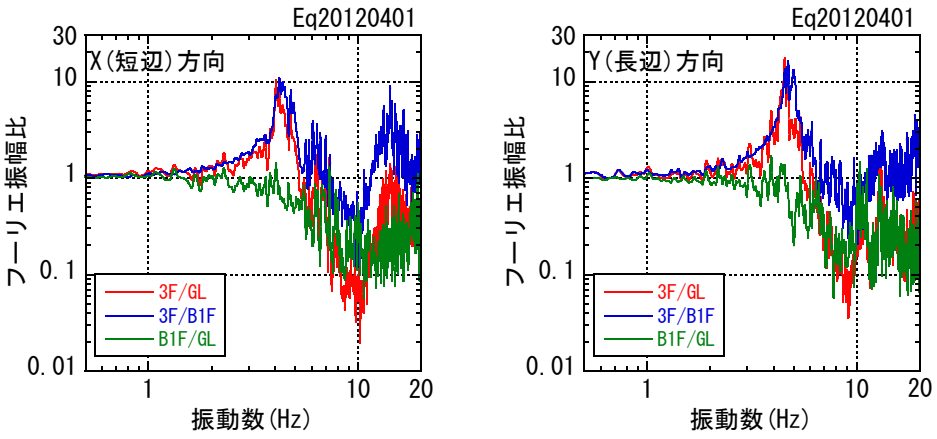


X（短辺）方向



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）



X（短辺）方向　　Y（長辺）方向

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。

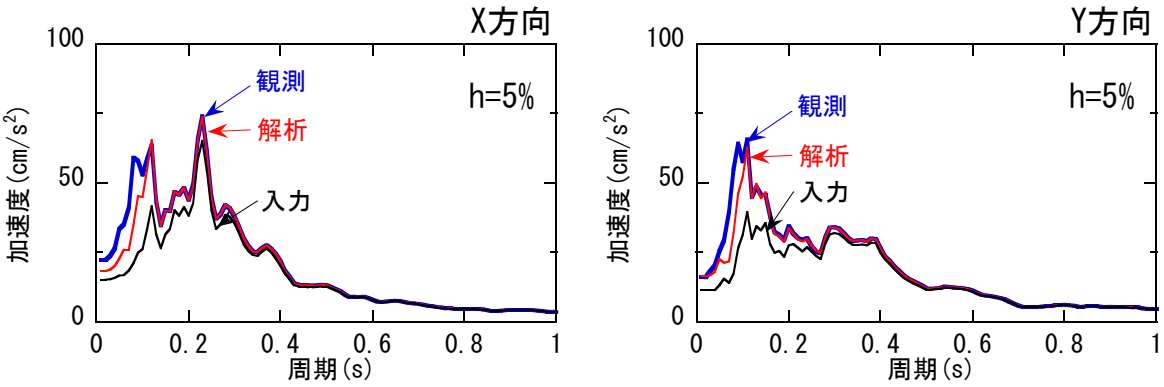
解析では、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-7m)を粘性境界とした。

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)

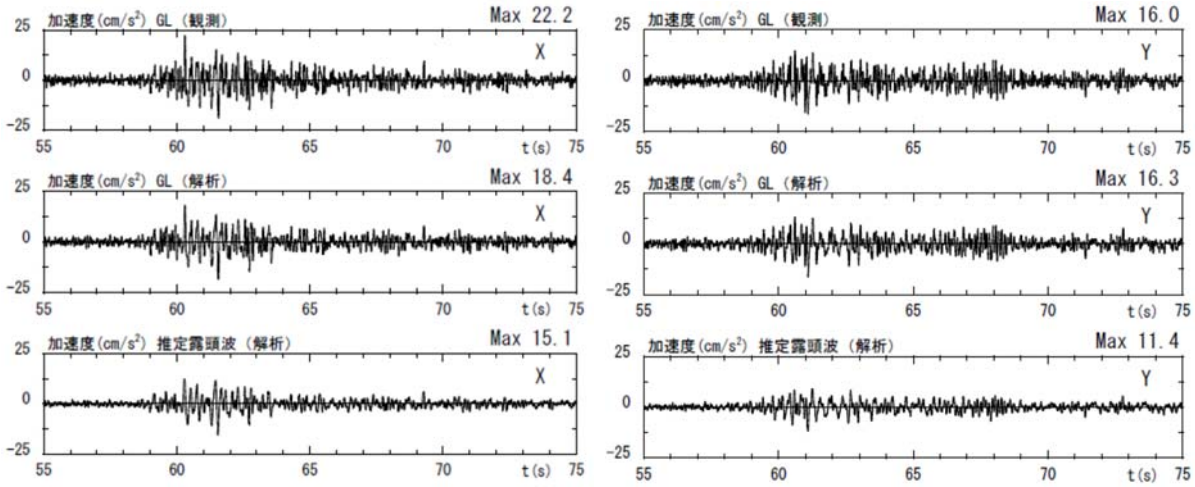


図 2-10 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での
露頭波の加速度波形（X(短辺)方向　2012.04.01）

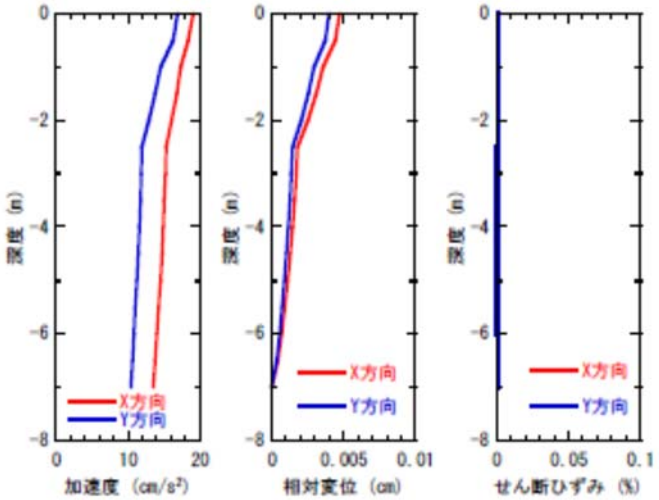


図 2-11 地盤の最大応答値

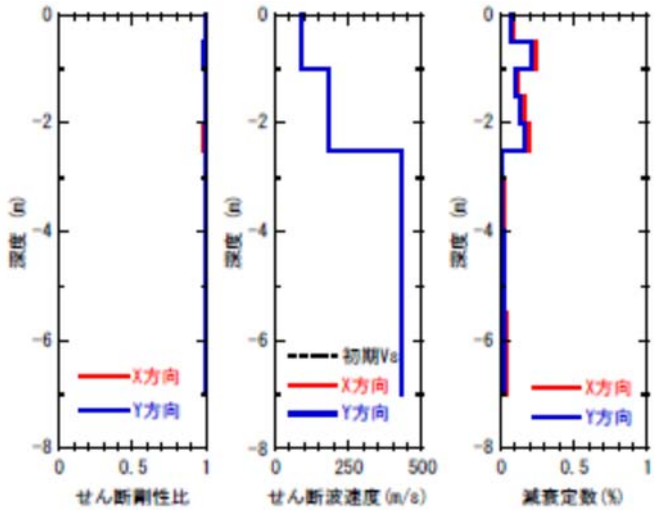


図 2-12 地盤の等価物性値(最大歪みの 0.65 倍での物性値)

(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]

（スウェイ・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

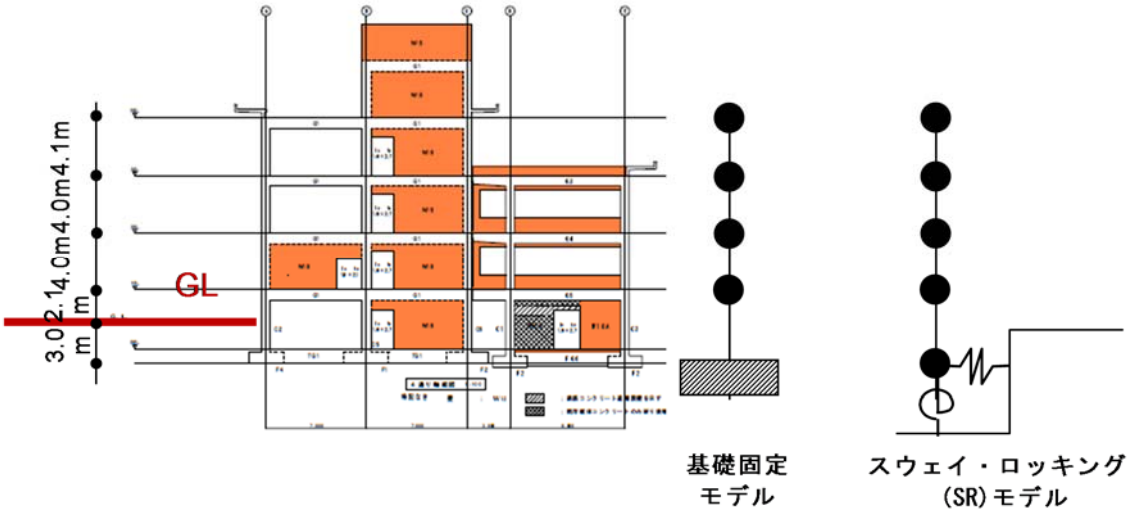


図 2-13 建築物モデル

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

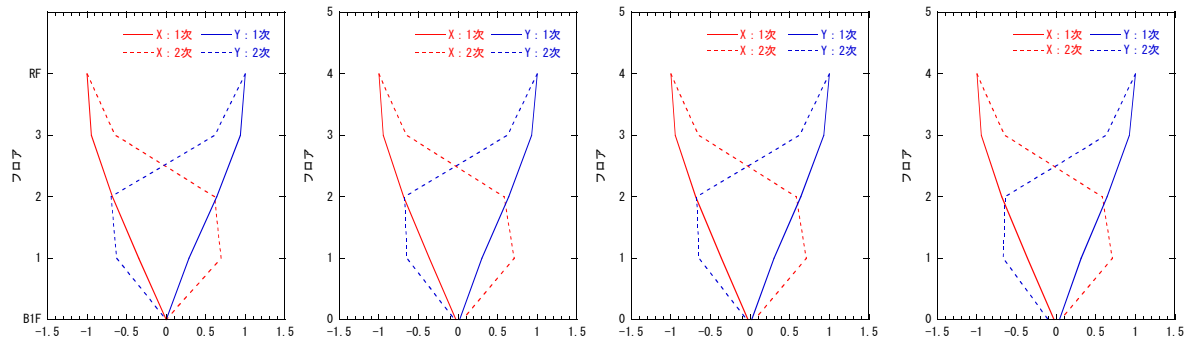
<table>
<tr><th rowspan="2">モデル</th><th rowspan="2">ケース名</th><th rowspan="2">入力波</th><th rowspan="2">地盤の
せん断波速度</th><th rowspan="2">建物減衰</th><th colspan="2">建物剛性</th></tr>
<tr><th>X 方向</th><th>Y 方向</th></tr>
<tr><td>基礎固定
モデル</td><td>Case-1</td><td>B1F 観測記録</td><td rowspan="2">PS 検層結果</td><td rowspan="4">レーリー減衰
0.23 秒
0.07 秒
に対して
5%</td><td rowspan="4">1.0 倍</td><td rowspan="2">1.0 倍</td></tr>
<tr><td rowspan="3">SR
モデル</td><td>Case-2</td><td rowspan="3">基礎入力動
(水平のみ)</td></tr>
<tr><td>Case-3</td><td rowspan="2">Vs 見直し
表層 2.5m
を 0.83 倍</td></tr>
<tr><td>Case-4</td><td>2.1 倍</td></tr>
</table>

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



(a) case-1　(b) case-2　(c) case-3　(d) case-4

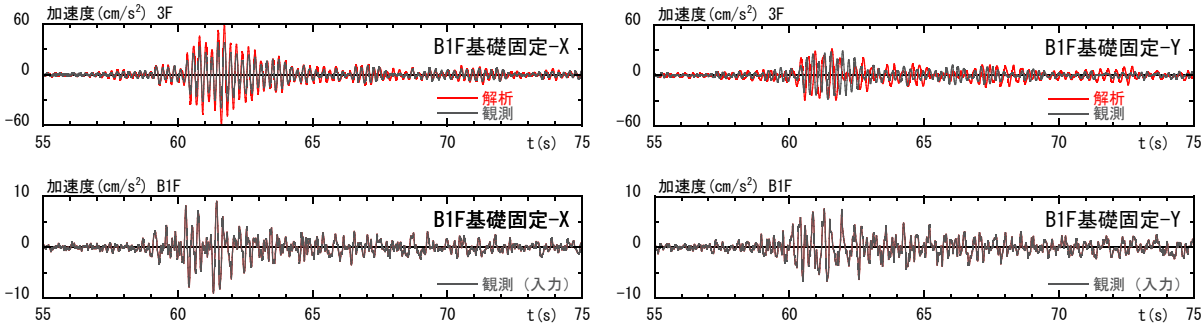
図 2-14 固有モード

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。

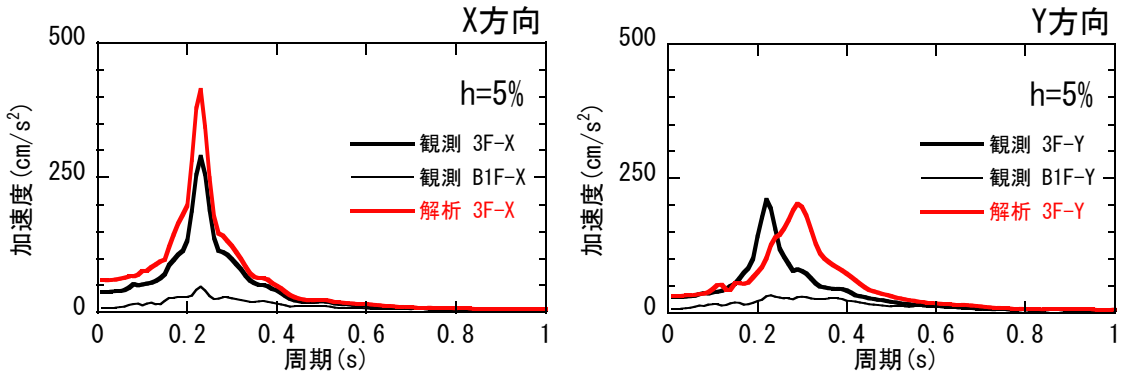
X（短辺）方向の 3F の加速度応答、加速度応答スペクトルでは、観測記録に比較して振幅がやや大きいが、1 次ピークは概ね対応している。建物応答の伝達関数(3F/B1F)では、1 次ピーク振動数（4.3Hz 付近）は対応しているが、2 次ピーク（14.5Hz 付近）は対応しておらずモード比が合っていない。

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。



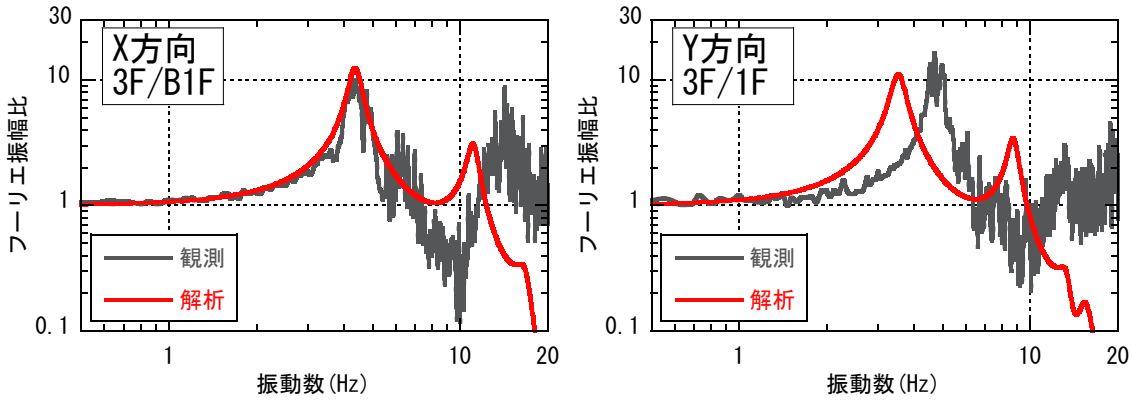
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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%)



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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。基礎入力度の加速度波形は、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。

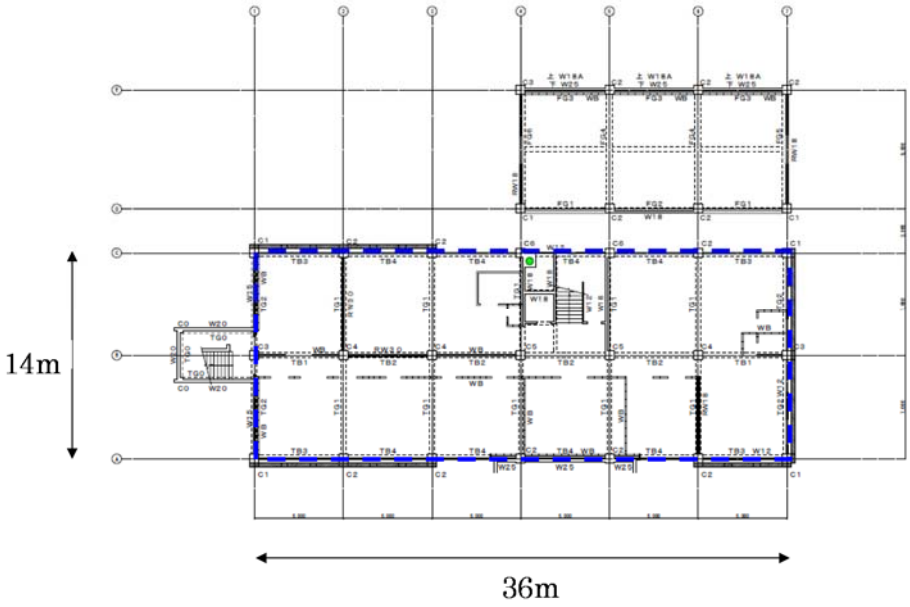


図 2-18 地下 1 階床伏図における長方形基礎部分

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

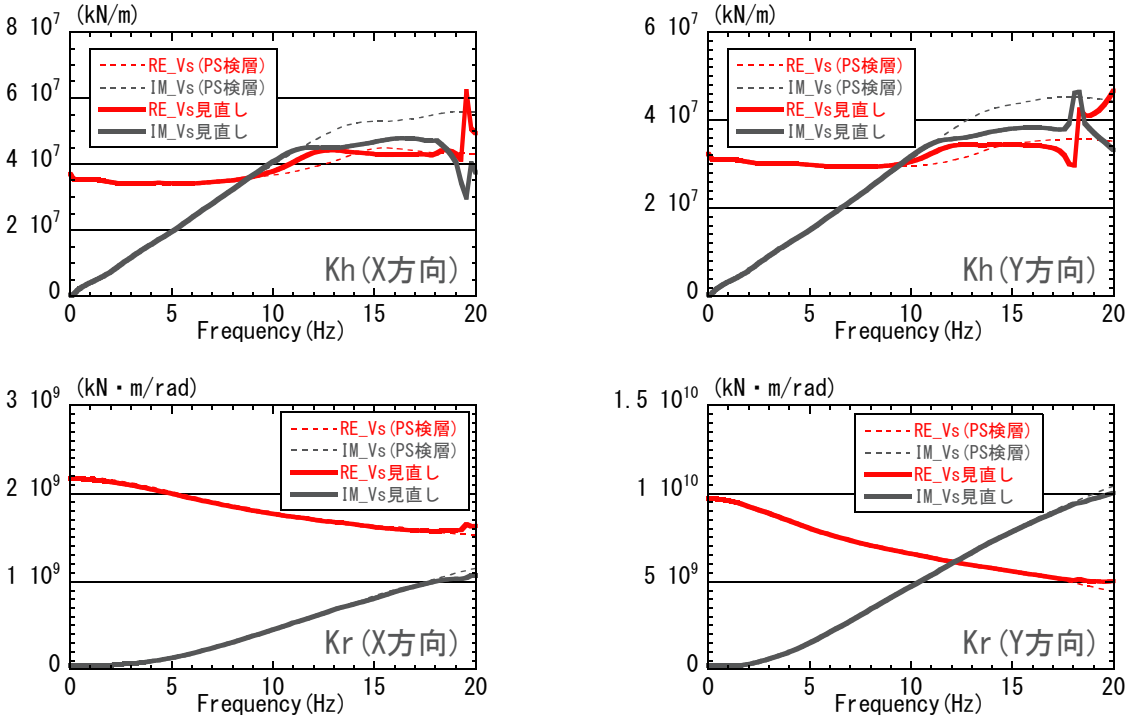
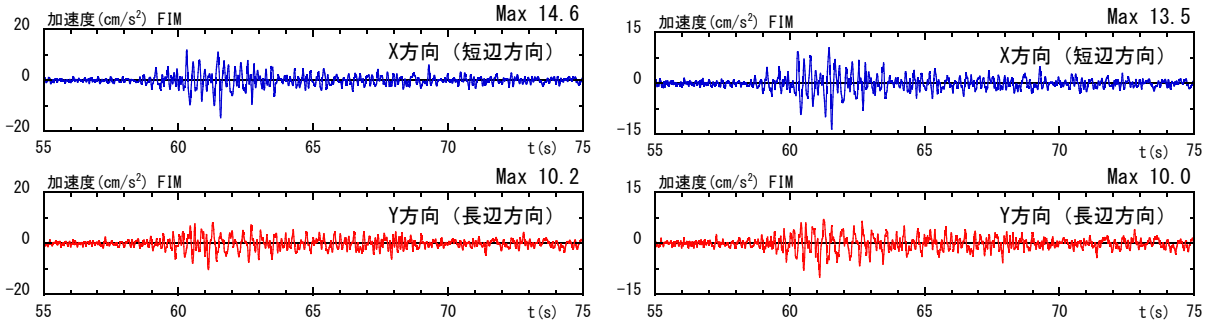


図 2-19 動的地盤ばね（X(短辺)方向、Y(長辺)方向　2012.04.01）

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）

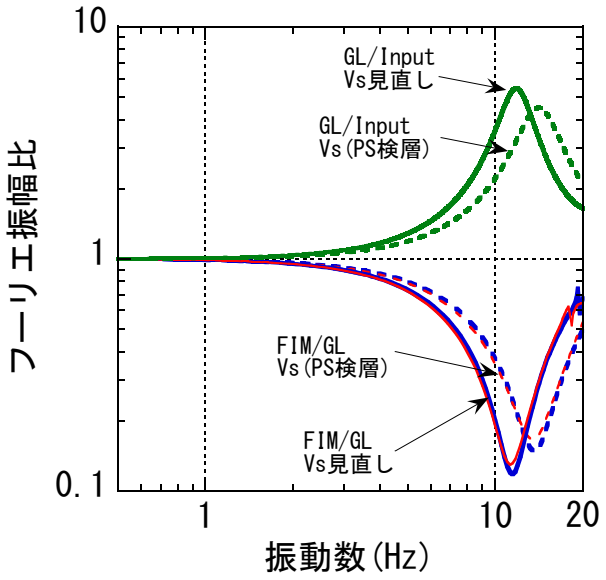


図 2-21 地表に対する基礎入力動、および一次元波動論による地盤の伝達関数

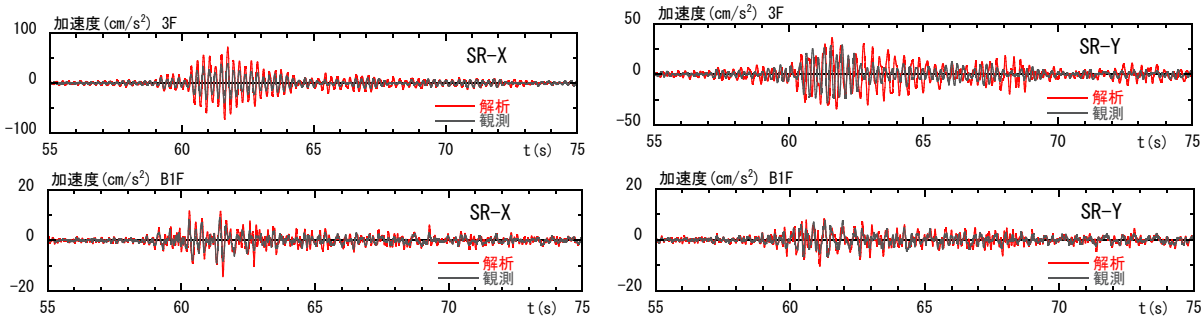
6) SR モデルによる検討

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。

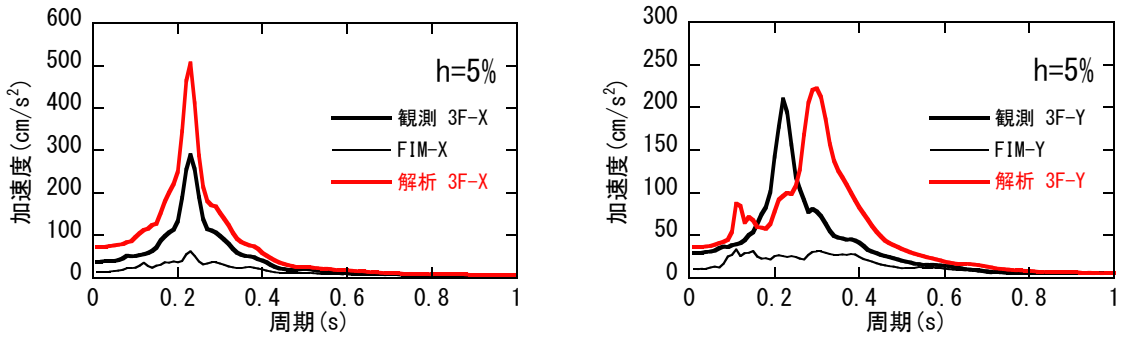
Case-3 では、建物の応答特性は case-2 とほとんど変わらないが、表層地盤のせん断波速度を見直すことで、表面に対する基礎応答の伝達関数の落ち込み振動数が観測記録と対応するようになっている。

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。



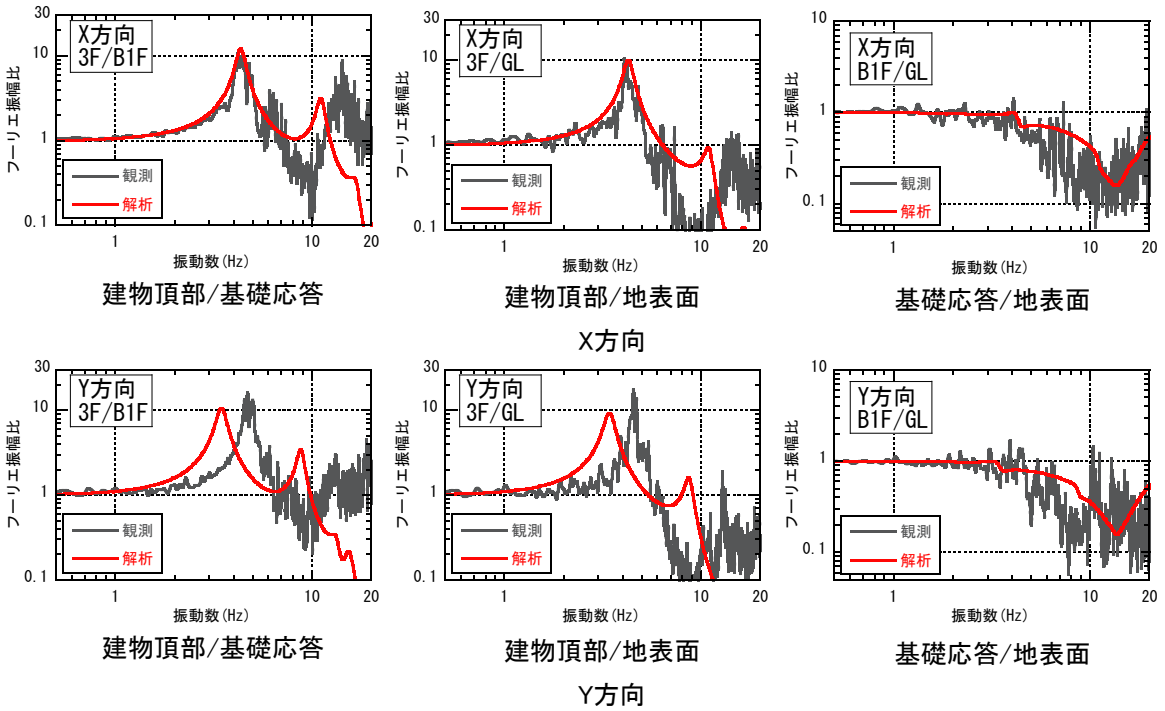
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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%)



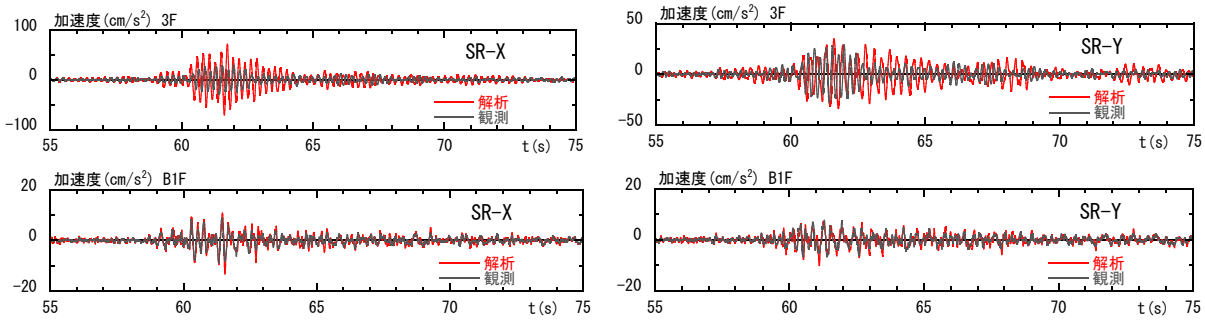
建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

X方向

建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

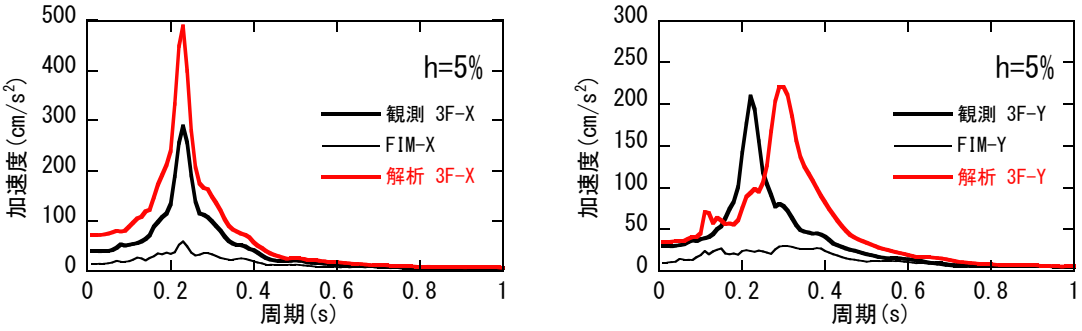
Y方向

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)



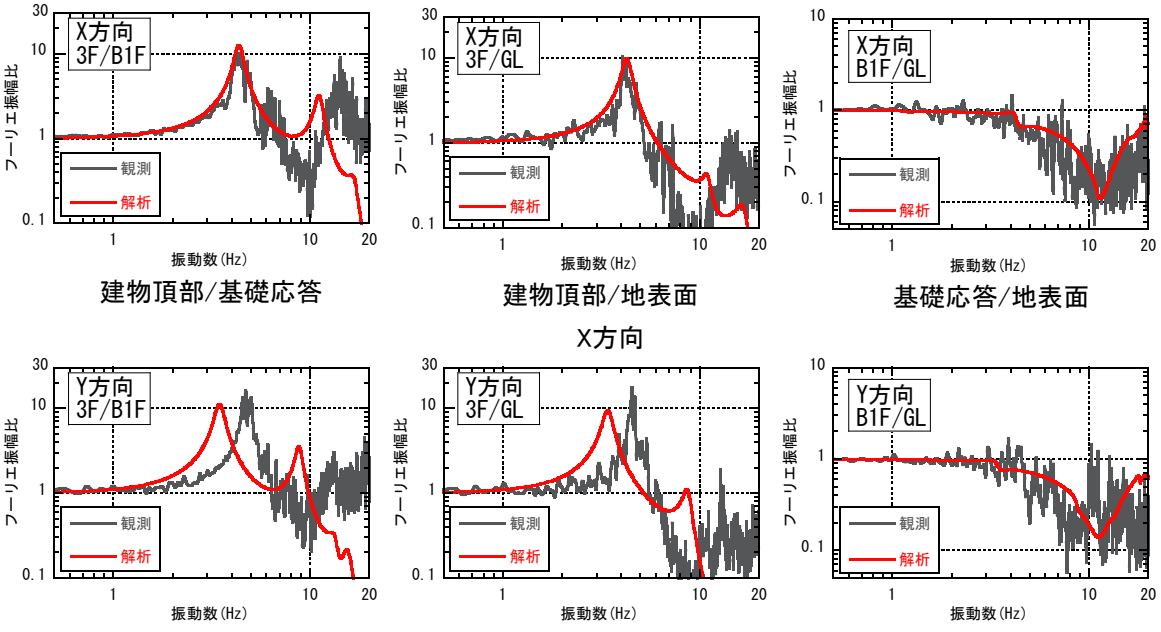
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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%)



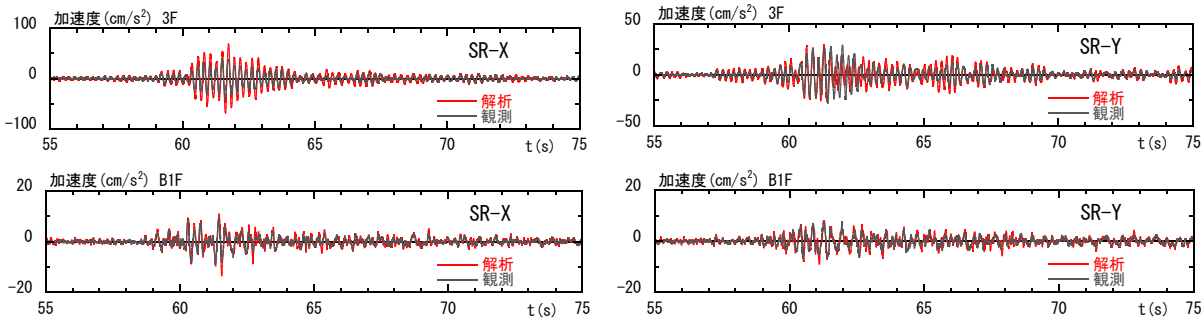
建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

X方向

建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

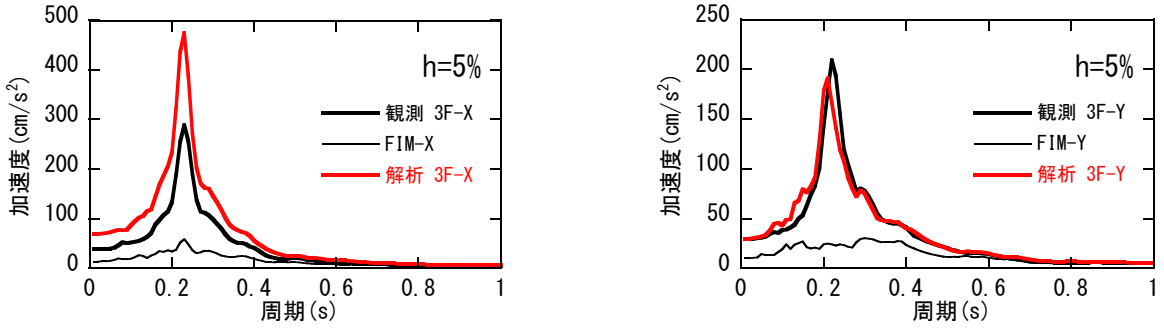
Y方向

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)



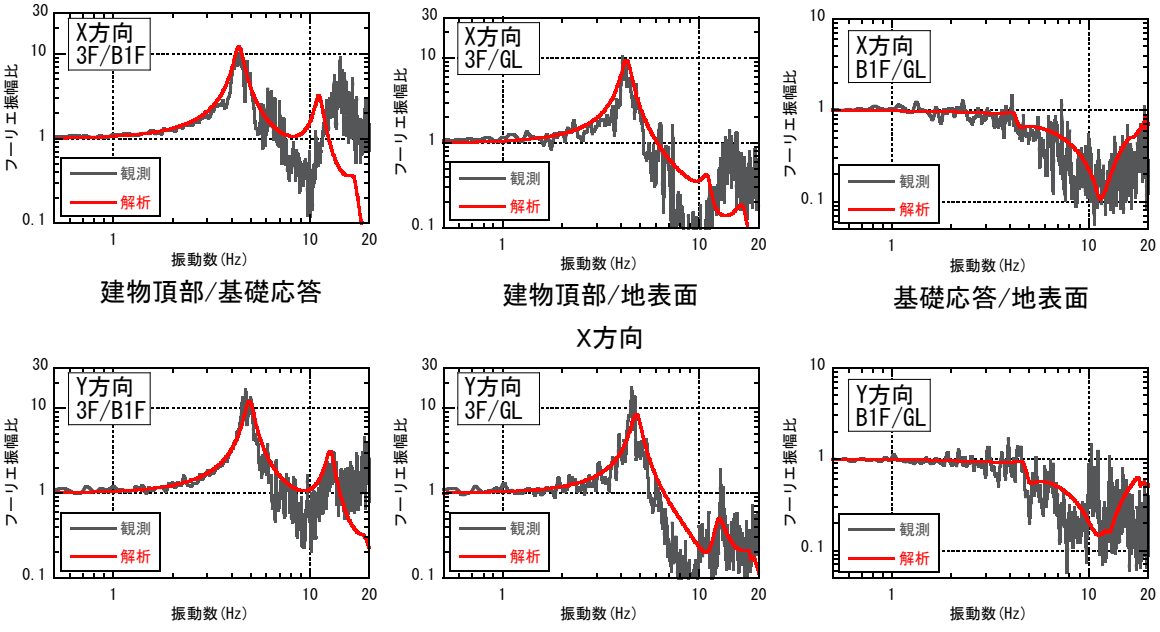
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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%)



建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

X方向

建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

Y方向

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)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

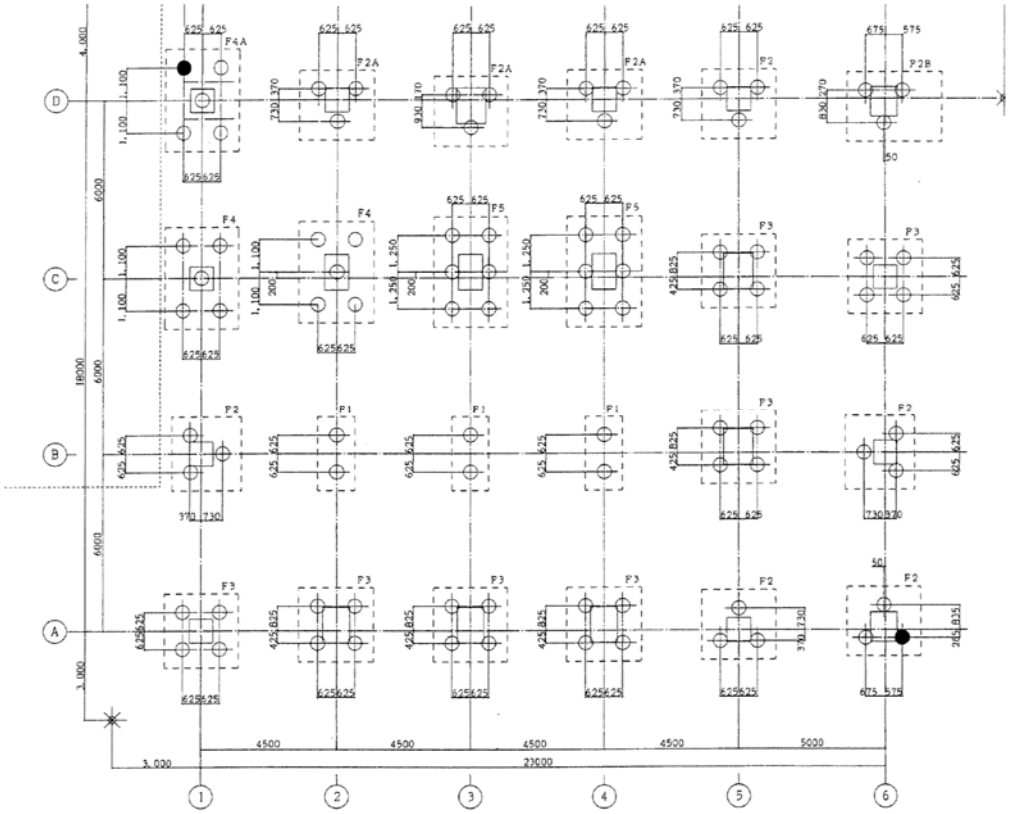


図 3-2　杭伏図

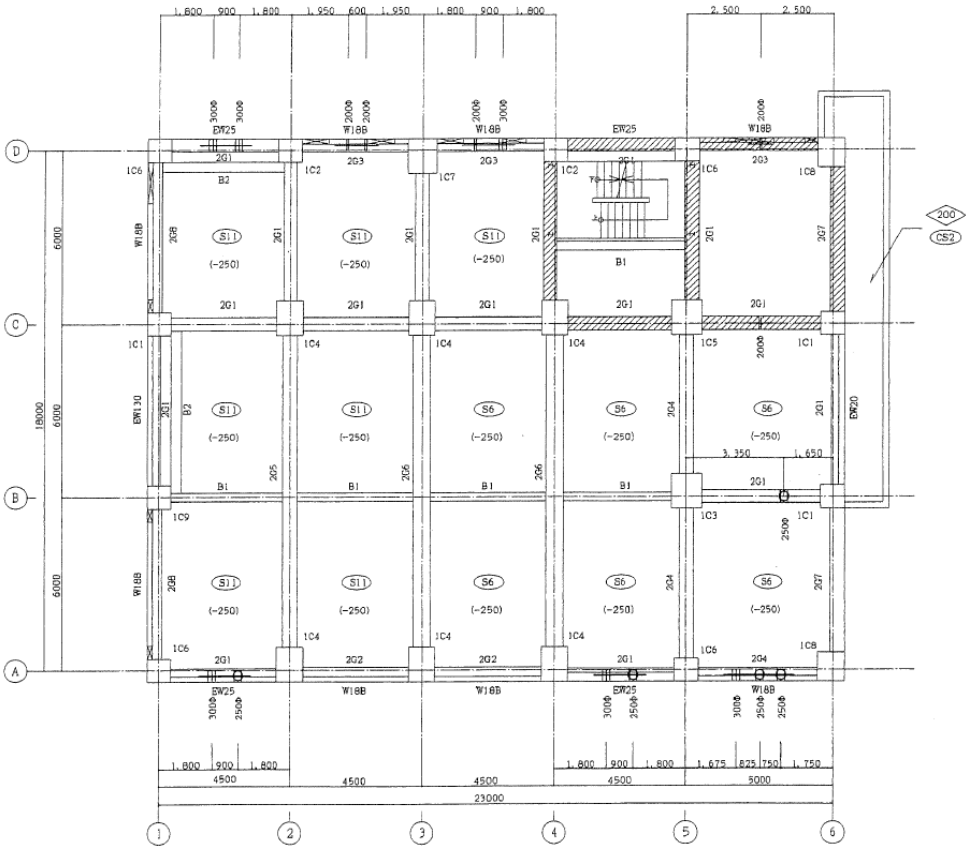


図 3-3 代表階床伏図(2 階)

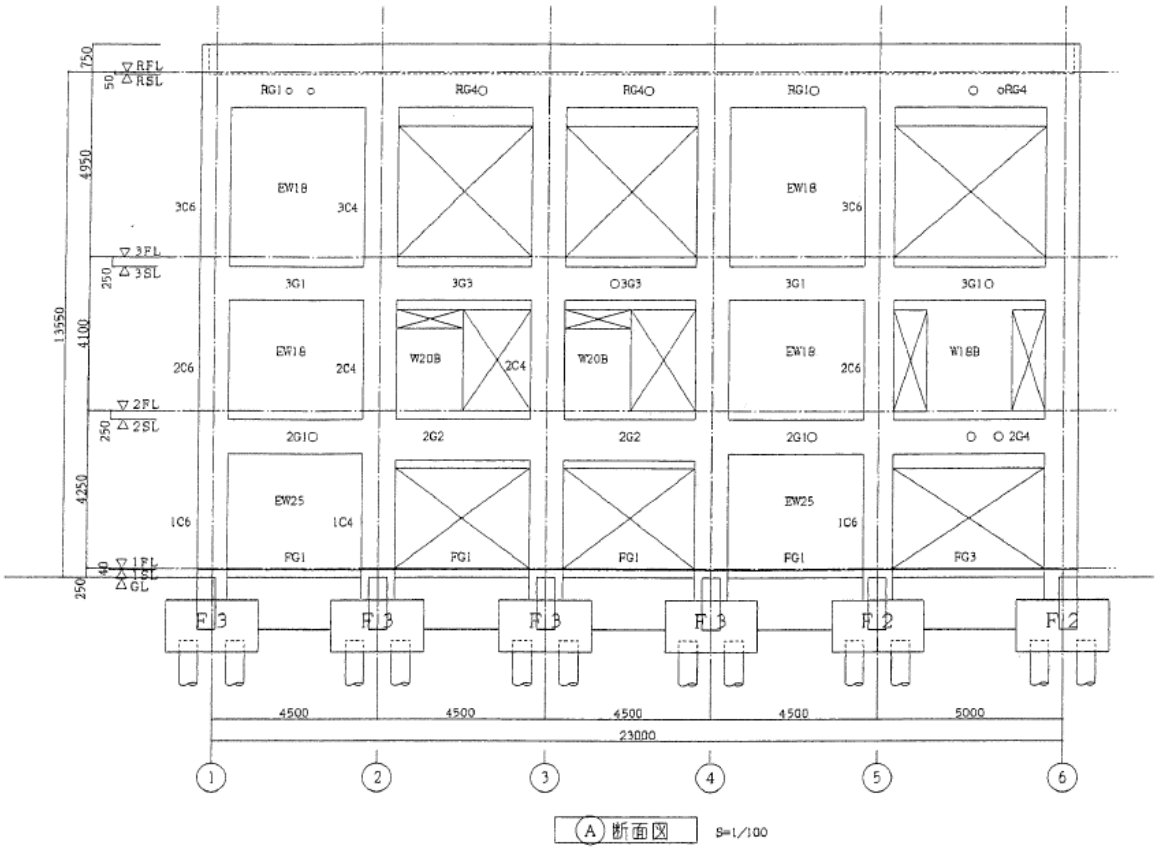


図 3-4 A 通り軸組図

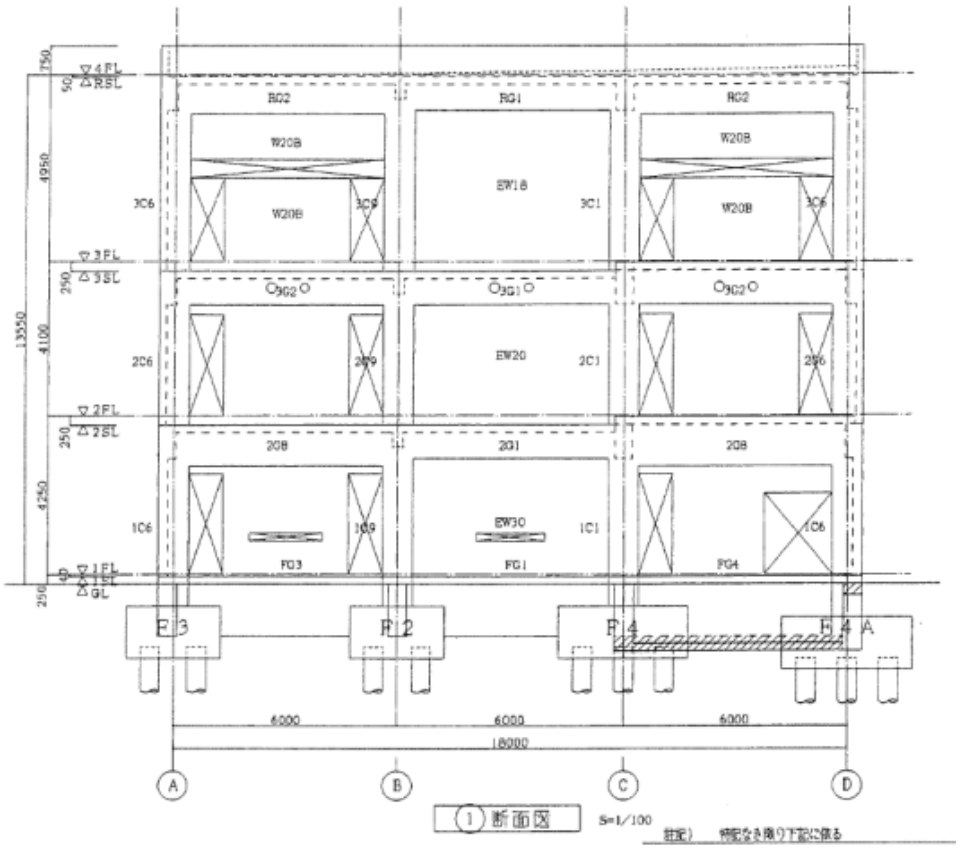


図 3-5 1 通り軸組図

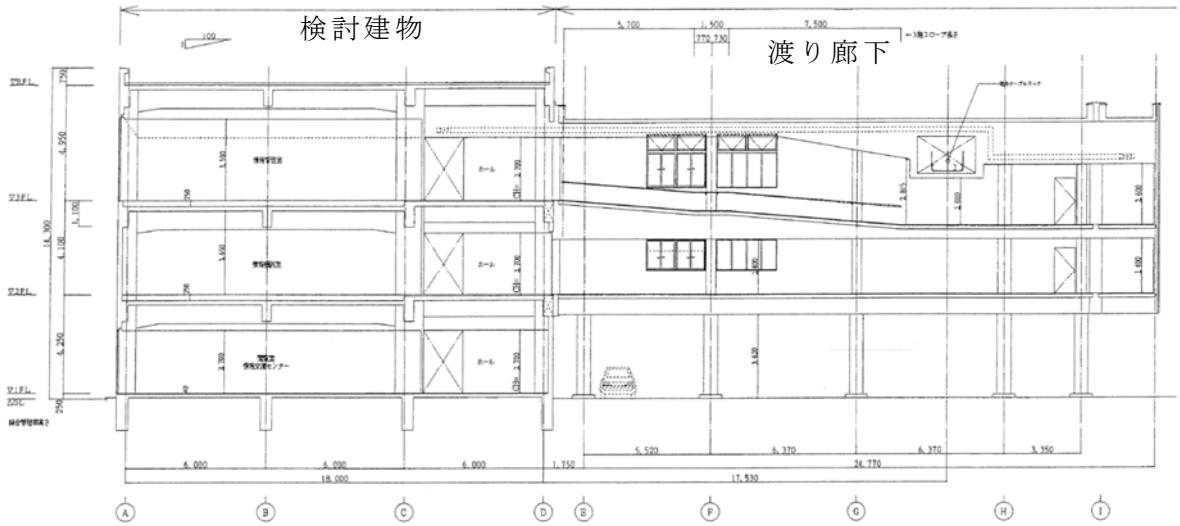


図 3-6 短辺断面図 検討建築物と渡り廊下

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。

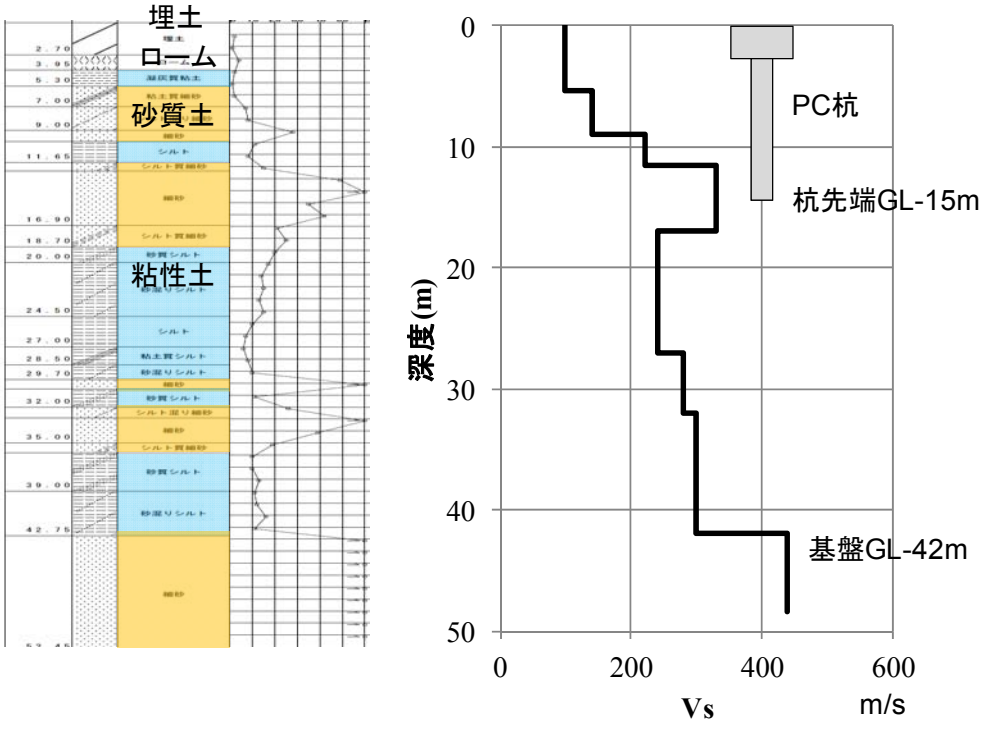


図 3-7 地盤調査結果

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。

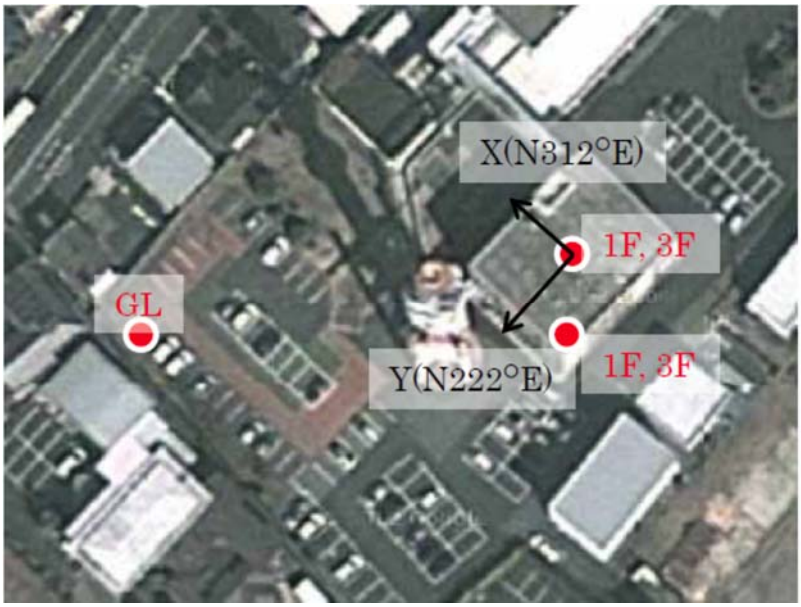
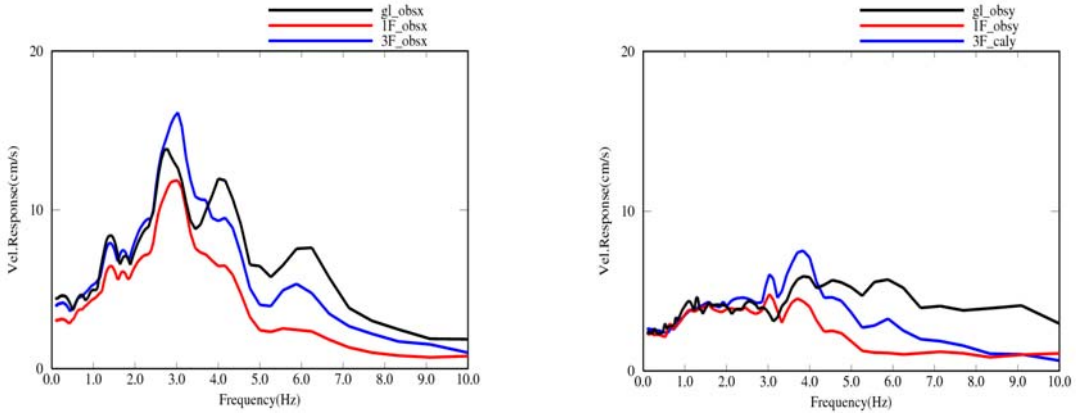


図 3-8 観測点配置図



X 方向(短辺)　　Y 方向(長辺)

図 3-9 2011/7/15 観測記録 速度応答スペクトル

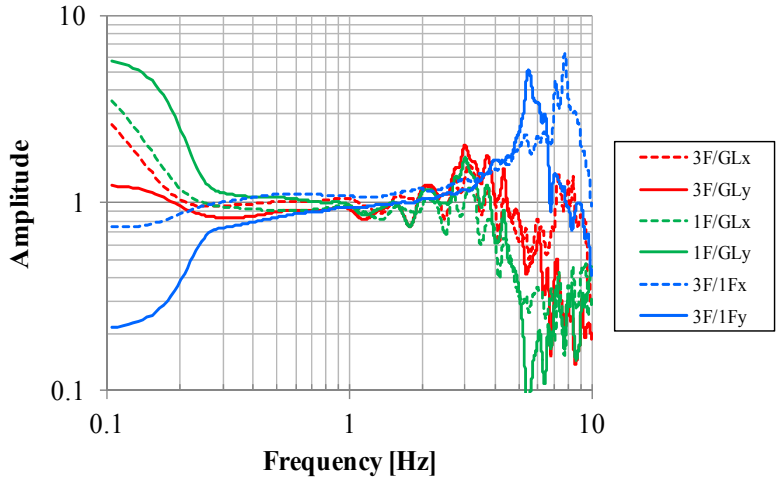


図 3-10 観測記録の伝達関数

(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。

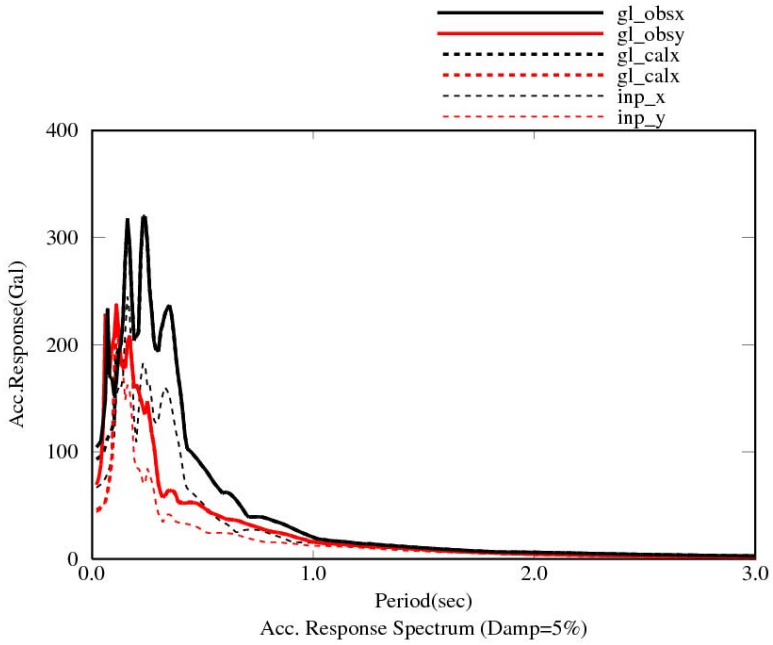


図 3-11 地盤応答シミュレーションの加速度応答スペクトル

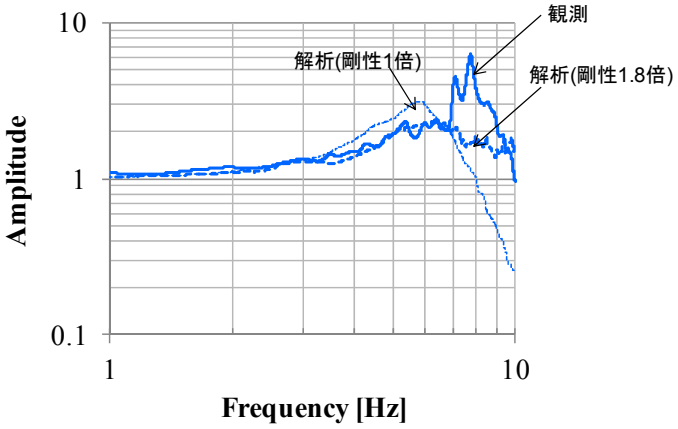
(3) 観測記録のシミュレーション

1) 建物モデルの検討

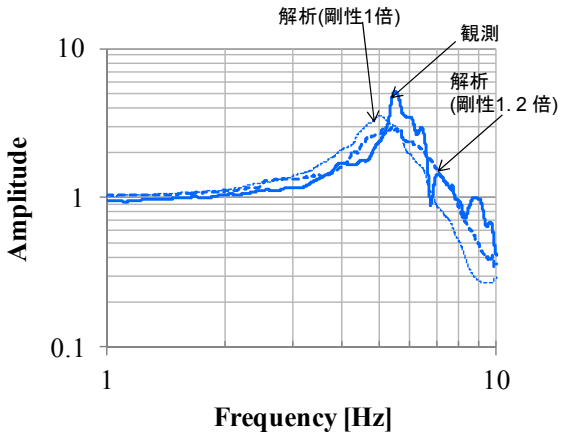
建物モデルに関するシミュレーションの準備検討として、建物の実況と建物初期モデル(設計図書)が相違している可能性があるため、建物振動数および建物剛性に関する検討を行った。

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 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。



短辺方向



長辺方向

図 3-12 建物振動数と剛性の検討，伝達関数 3F/1F

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。

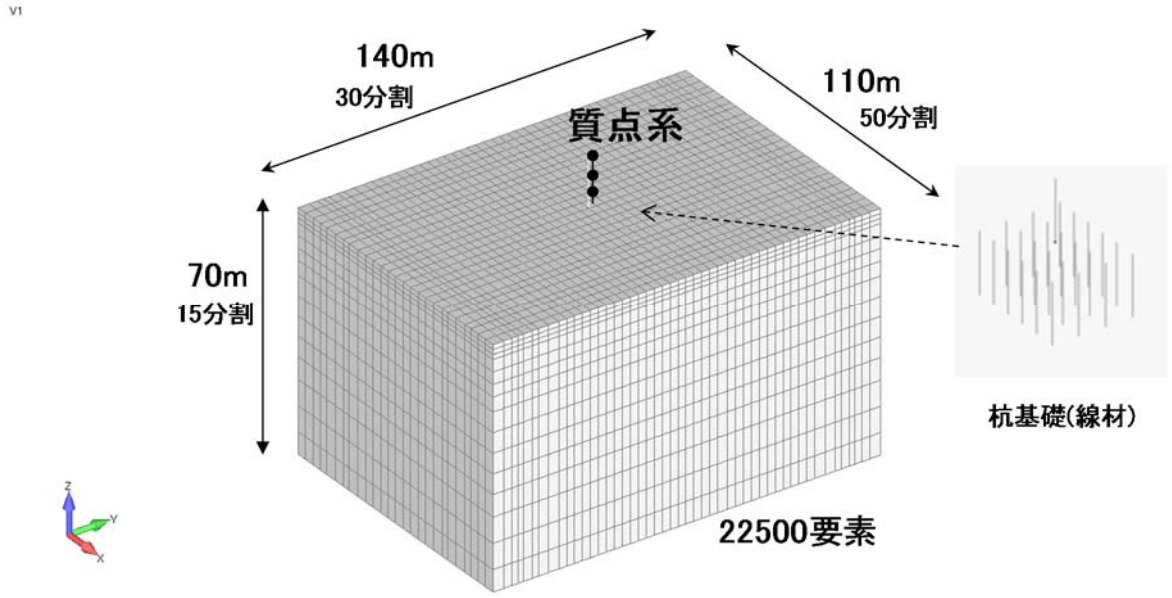


図 3-13 3 次元 FEM モデル図

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

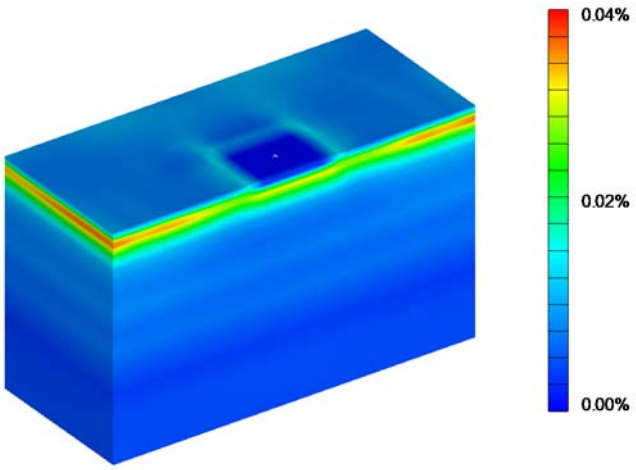


図 3-14 7.15 地震時の地盤の最大ひずみ分布図

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、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(Vs=300m/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。

実線:観測記録　破線:解析結果

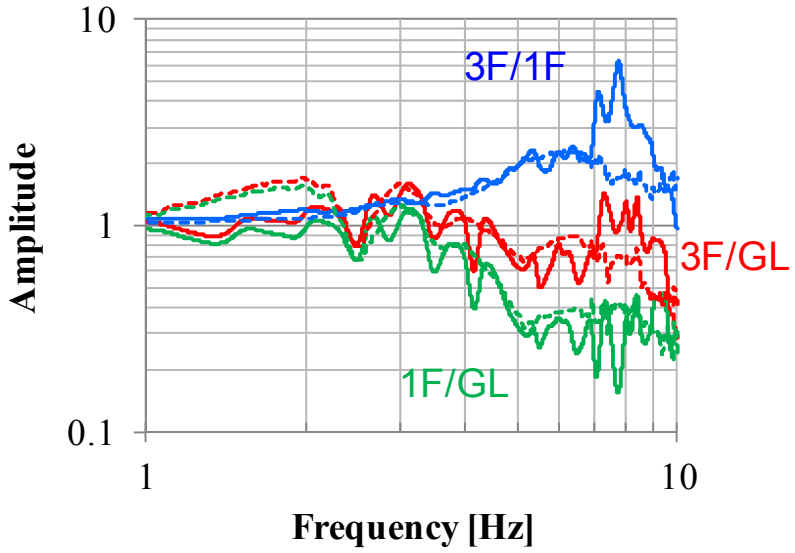
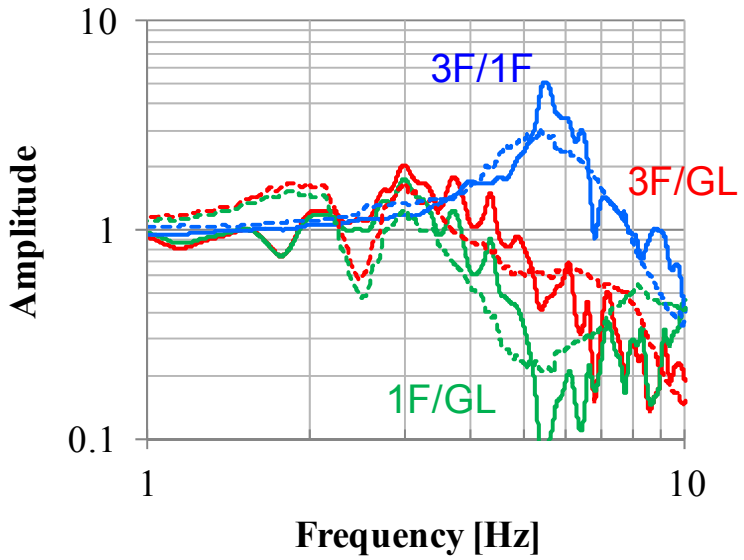


図 3-15 7.15 地震の伝達関数，観測記録と解析結果 X 方向(短辺)

実線:観測記録　破線:解析結果



Y 方向(長辺)

図 3-16 7.15 地震の伝達関数，観測記録と解析結果(Y 方向)

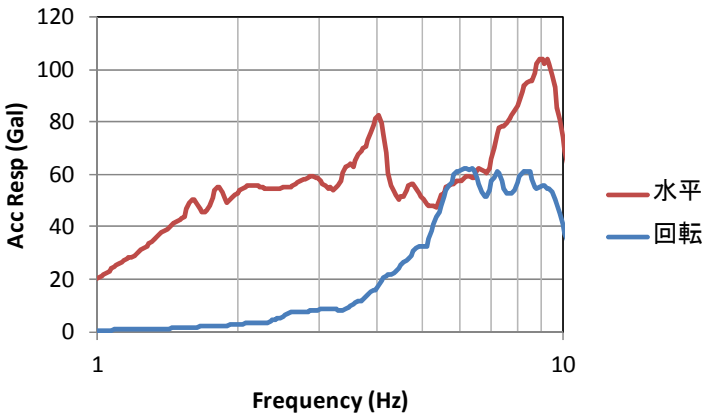


図 3-17 基礎応答における水平成分、回転成分の加速度応答スペクトル（長辺方向）
回転成分は基礎回転角×高さ×0.7

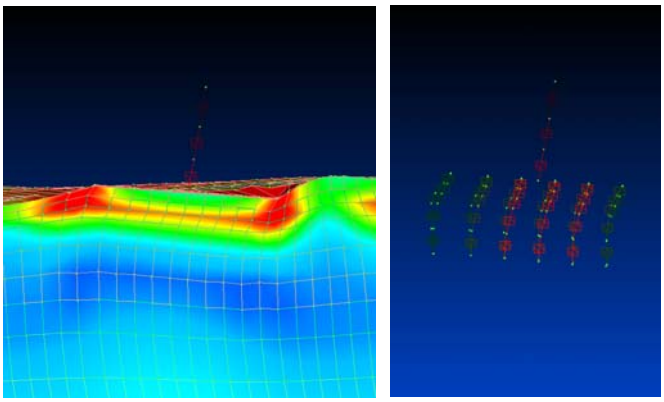
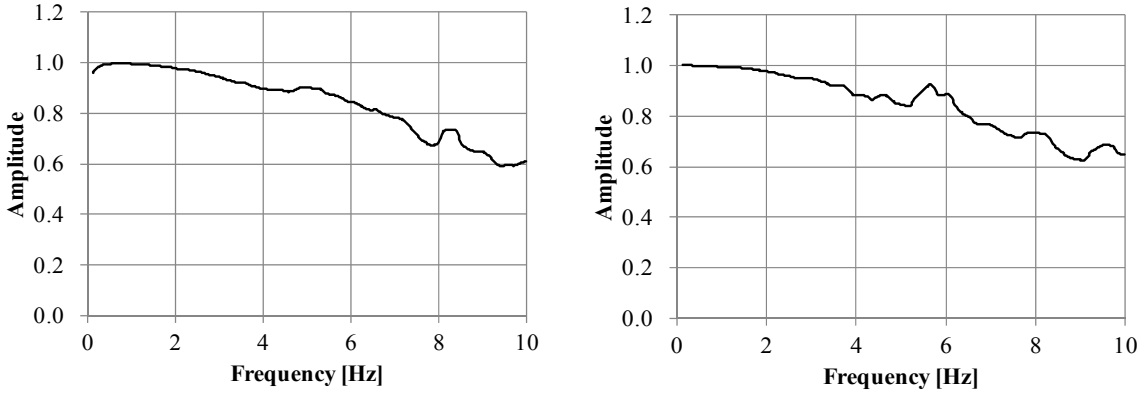


図 3-18 建物の Rocking 時のスナップショット（長辺方向）

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。



X 方向(短辺)　　Y 方向(長辺)

図 3-19 7.15 地震の基礎入力動／地表応答

(4) まとめ

建築物 EDG 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) 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。ただし、観測記録にみられる鋭いピークについては、完全には再現できていない。短辺方向の補正倍率が大きいことは、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) シミュレーション解析の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、実況を踏まえ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、実況のピットの影響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、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比較的卓越すると考えられる。
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。

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。

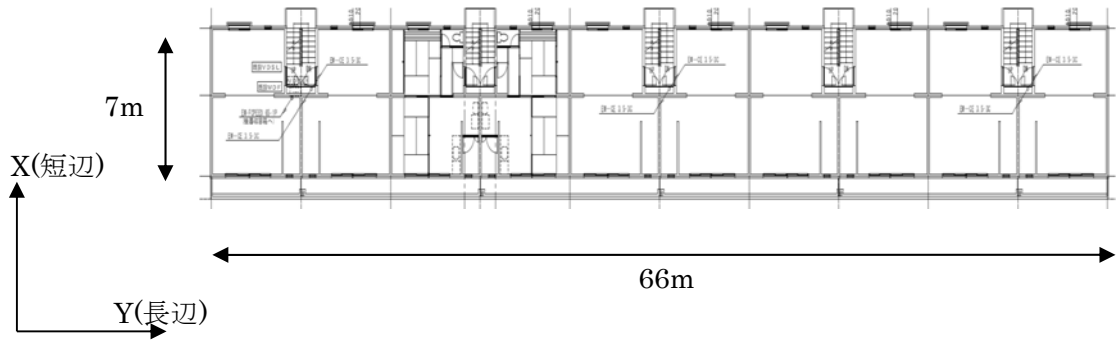


図 4-1(1) ２階平面図

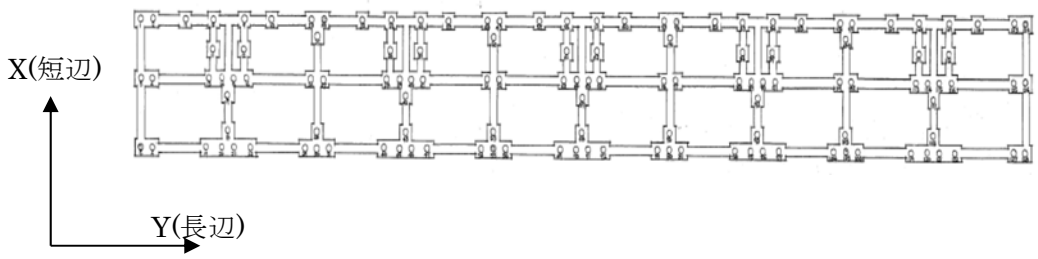
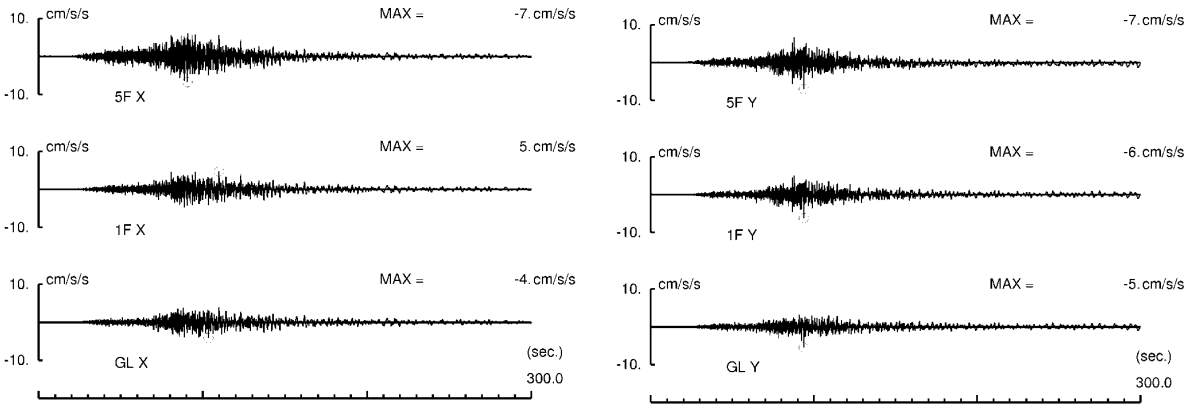


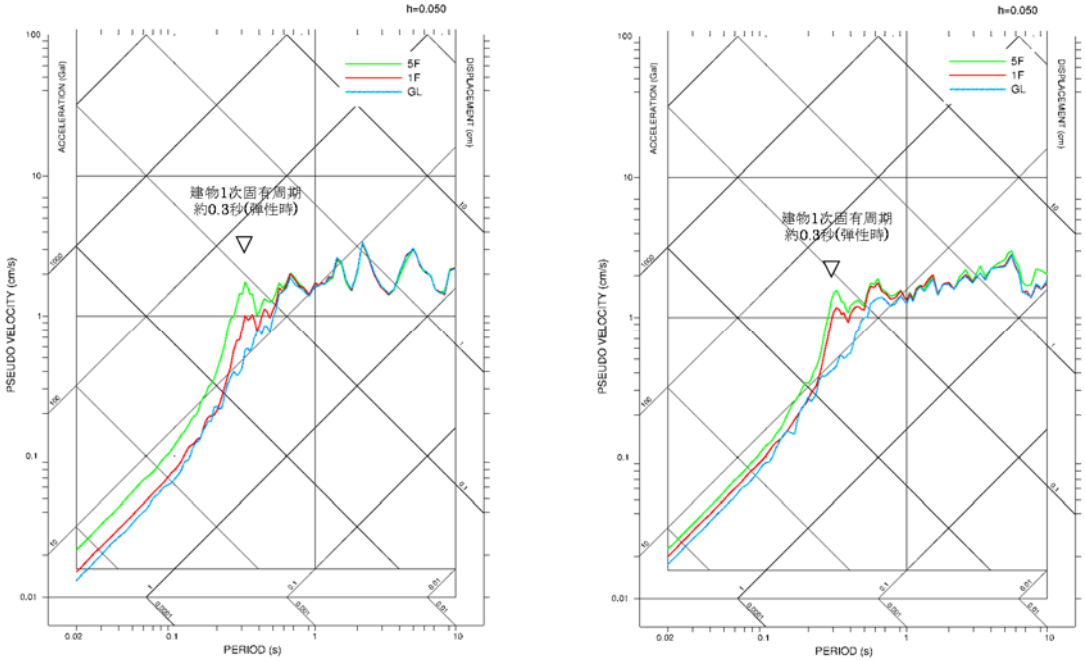
図 4-1 (2) 杭伏図

図 4-3 地震観測概要



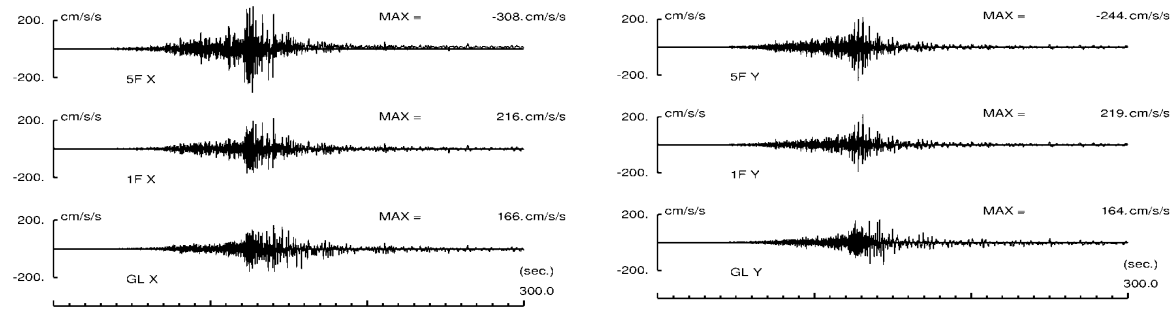
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

図 4-3 前震(3/9)での X(短辺)方向の観測記録(加速度波形)



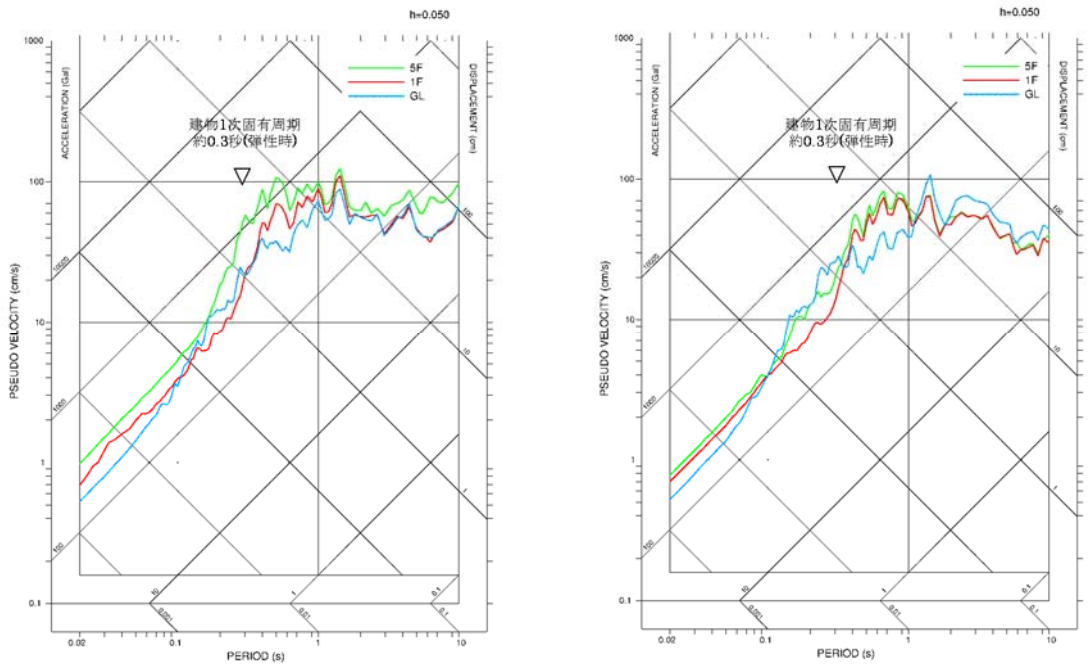
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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



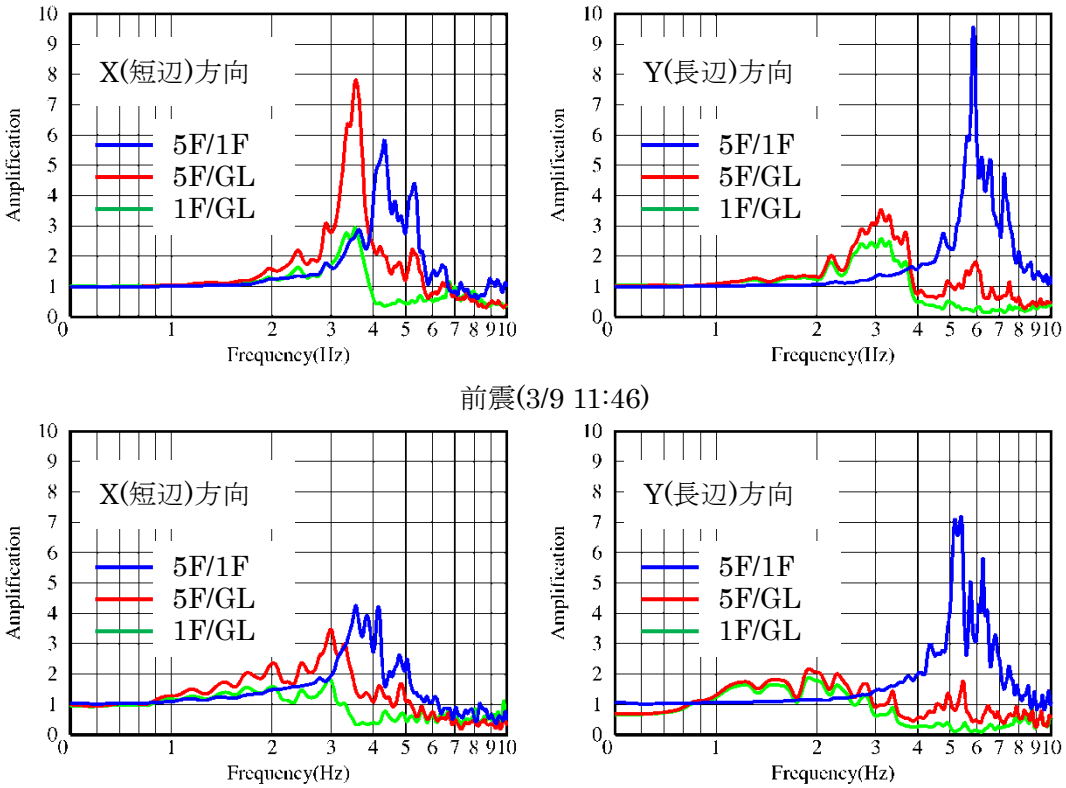
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

図 4-5 本震(3/11)での X(短辺)方向の観測記録(加速度波形)



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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



前震(3/9 11:46)

本震(3/11 14:47)

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	-	-

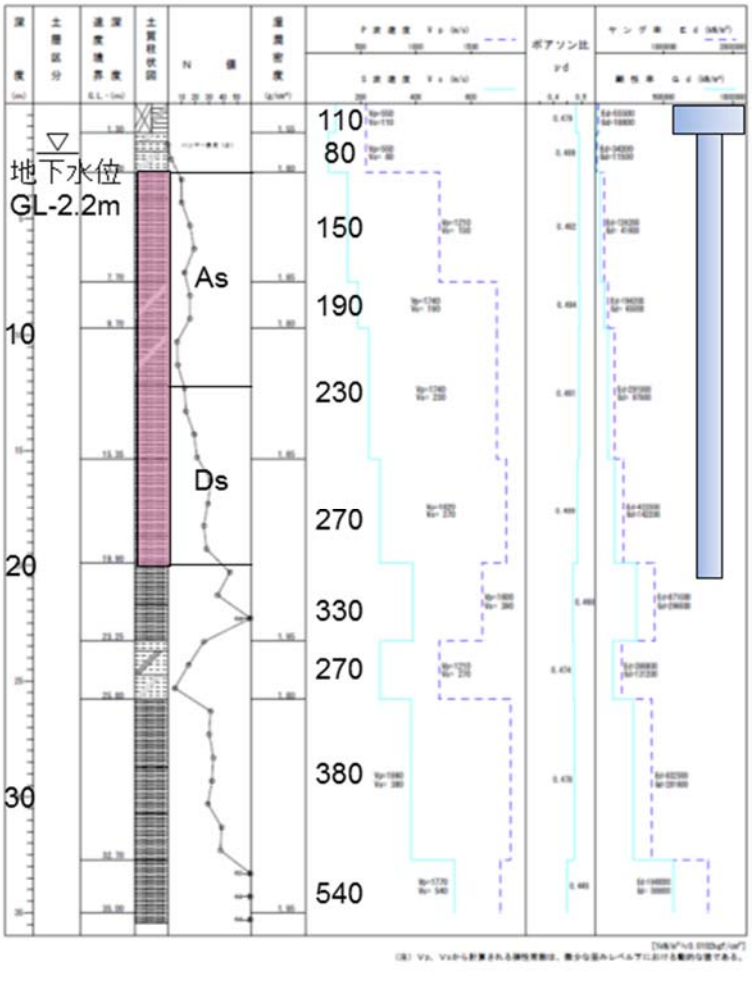


図 4-8 杭と地盤条件の関係

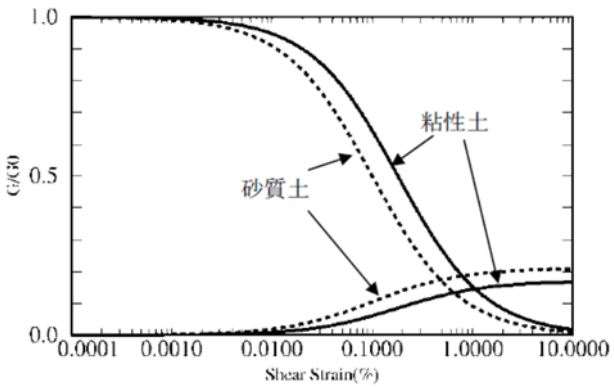


図 4-9 土の G~γ、h～γ曲線図

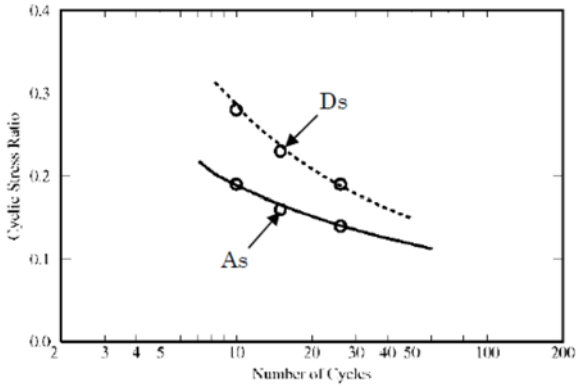


図 4-10 液状化強度曲線

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%)

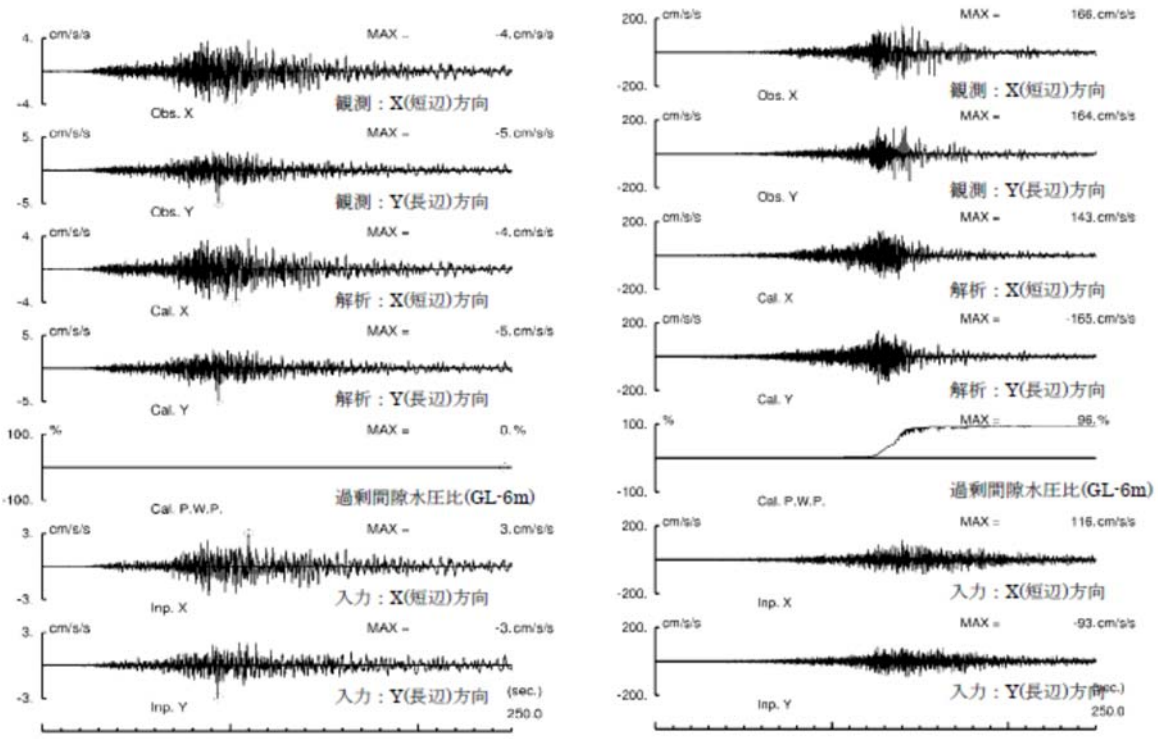
を示す。また、同図には基盤での露頭波(基盤波)のスペクトルも併せて示す。前震では、基盤波に比べて地表面応答が周期約 0.5 秒付近で増幅しているのに対して、本震では周期 1.5 秒付近で大きく増幅している。観測と解析の周期特性は概ね対応している。

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。

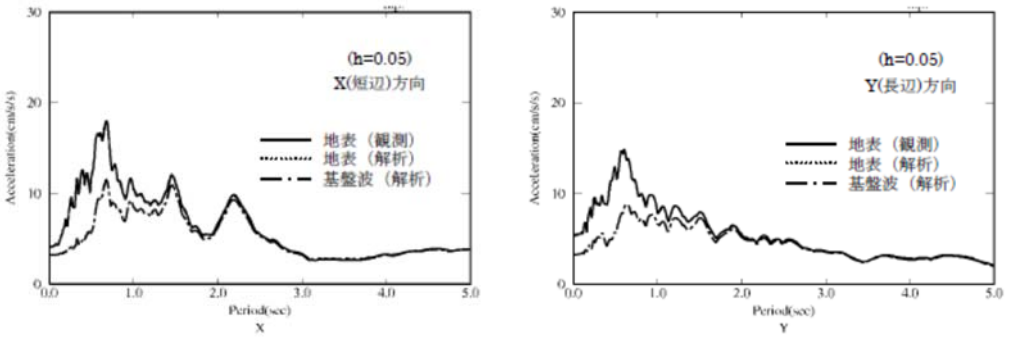
図 4-16 に 2 方向入力と 1 方向入力の地表面応答の比較を、図 4-17 に地盤応答を比較して示す。なお、2 方向入力と 1 方向入力の基盤波は同じものを入力している。2 方向入力した場合、1 方向入力の結果に比べて、過剰間隙水圧が上昇し、特に Y(長辺)方向の地盤変位およびせん断歪みが大きくなる。

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。



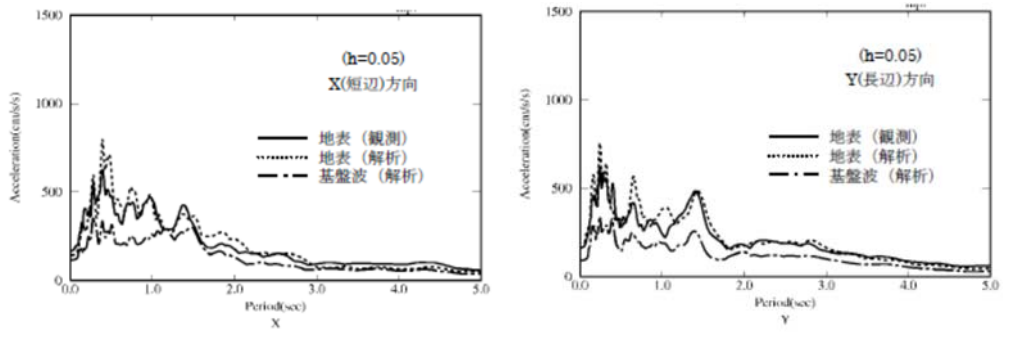
前震(3/9)　　本震(3/11)

図 4-11 地盤応答のシミュレーション結果



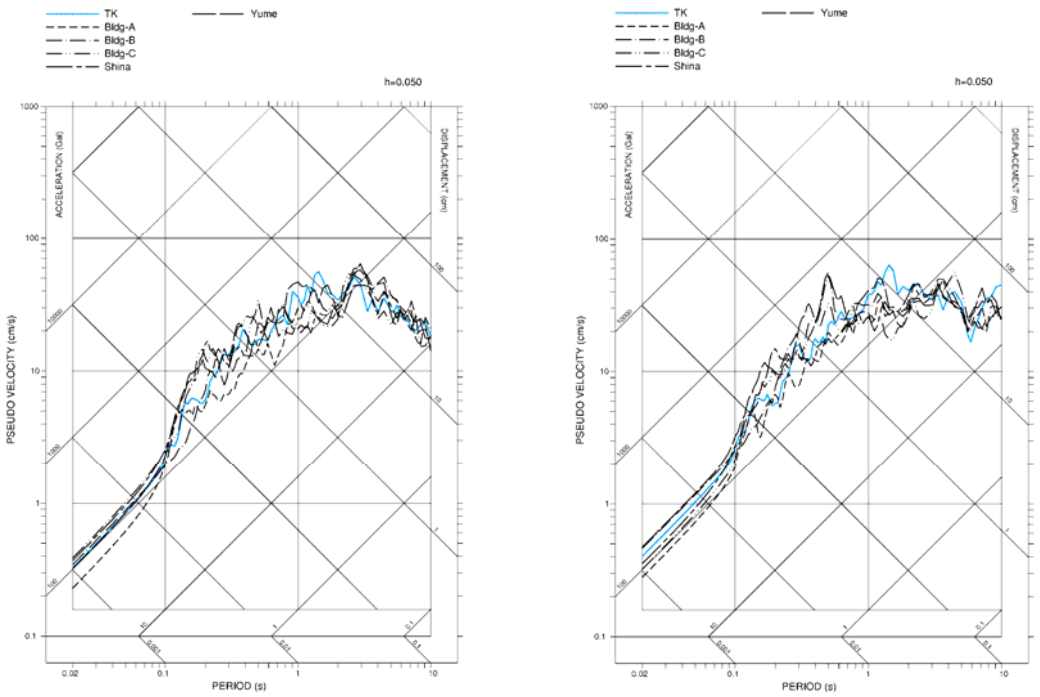
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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%)



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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

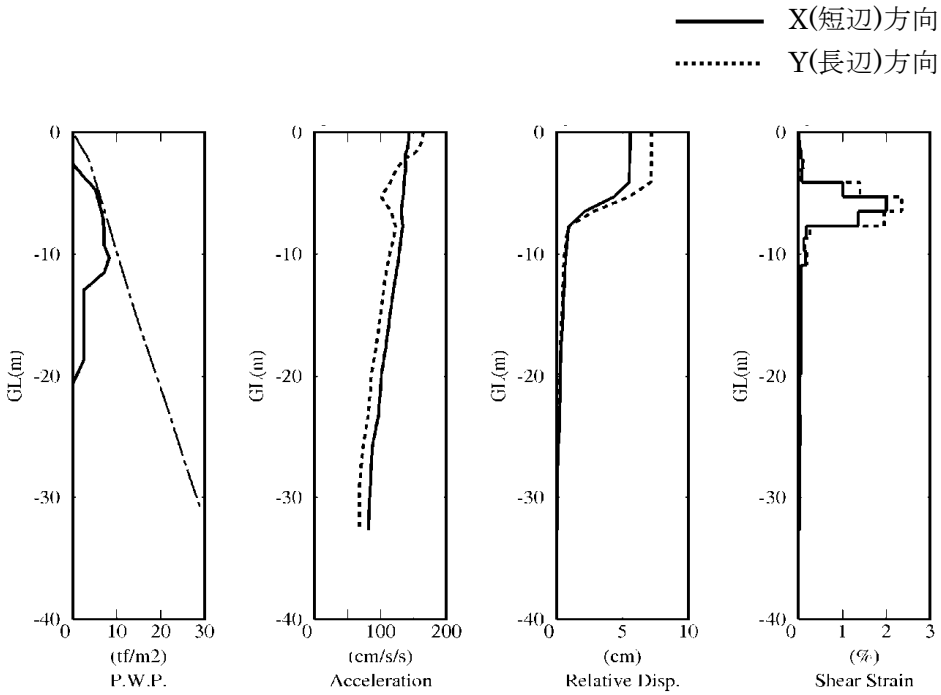
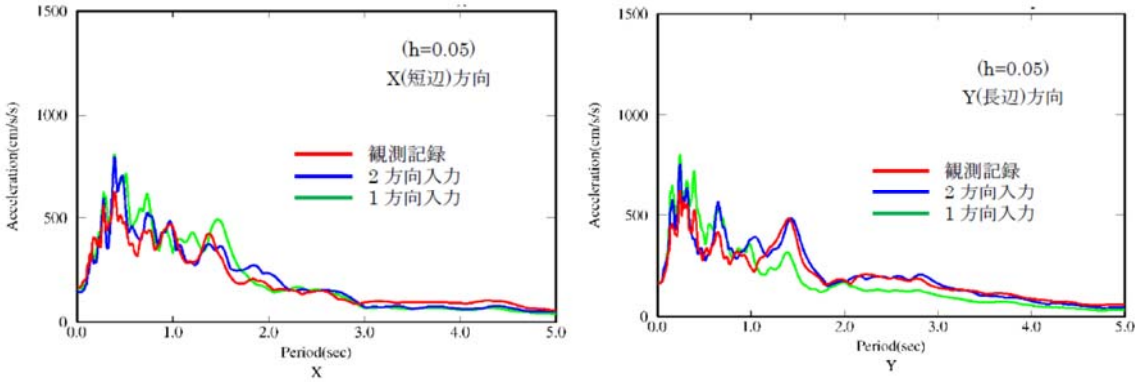
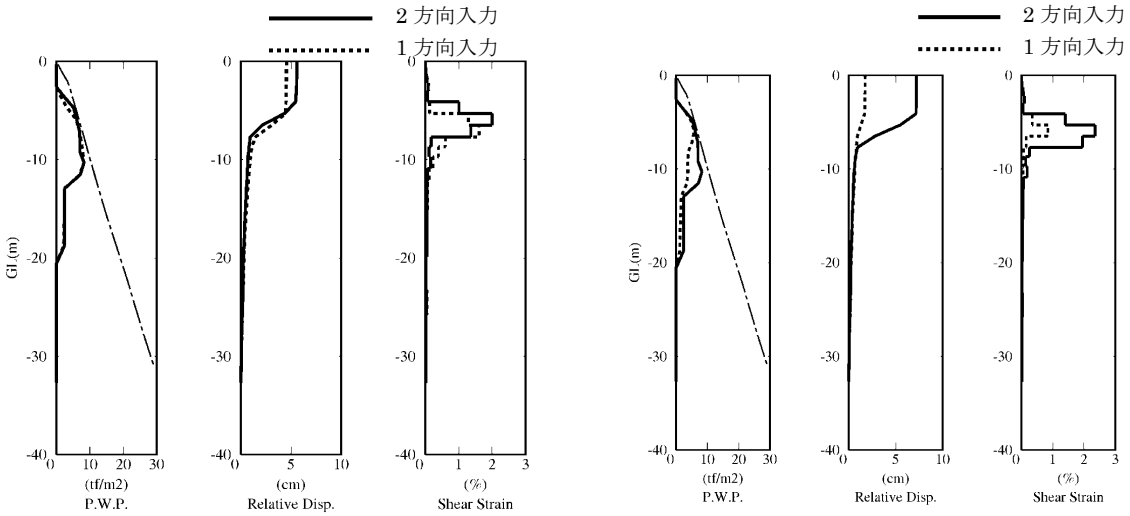


図 4-15 本震(3/11)での地盤の最大応答値分布



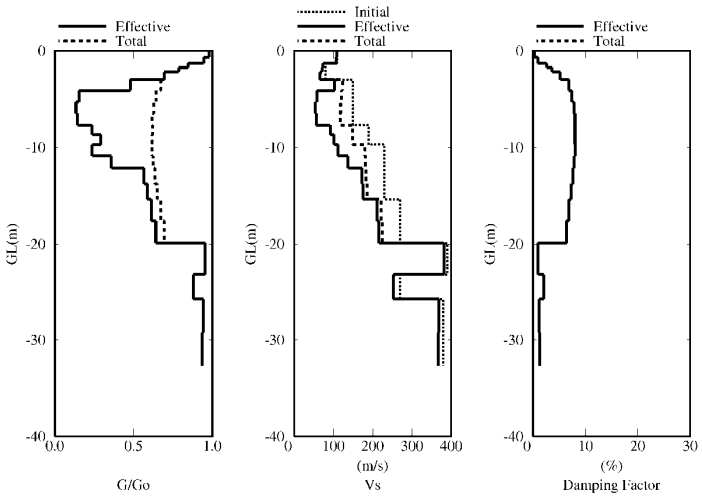
X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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%）



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

図 4-17 2 方向入力と 1 方向入力の地盤応答の比較



せん断剛性比　　S 波速度　　減衰定数

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。

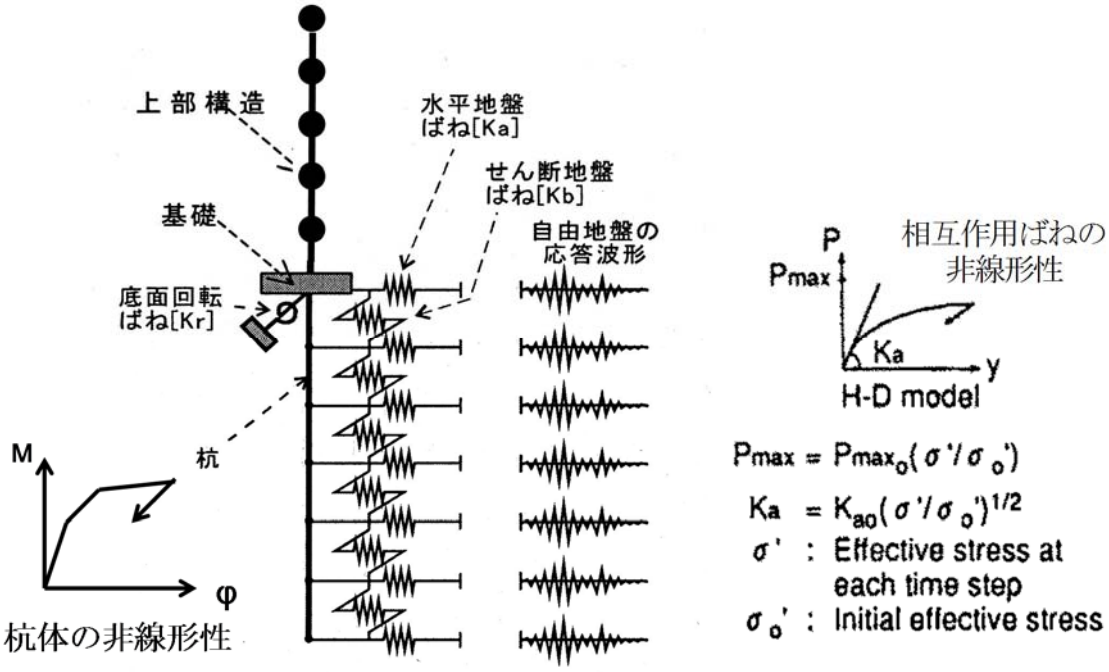


図 4-19 建物 - 杭基礎の応答解析モデル

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

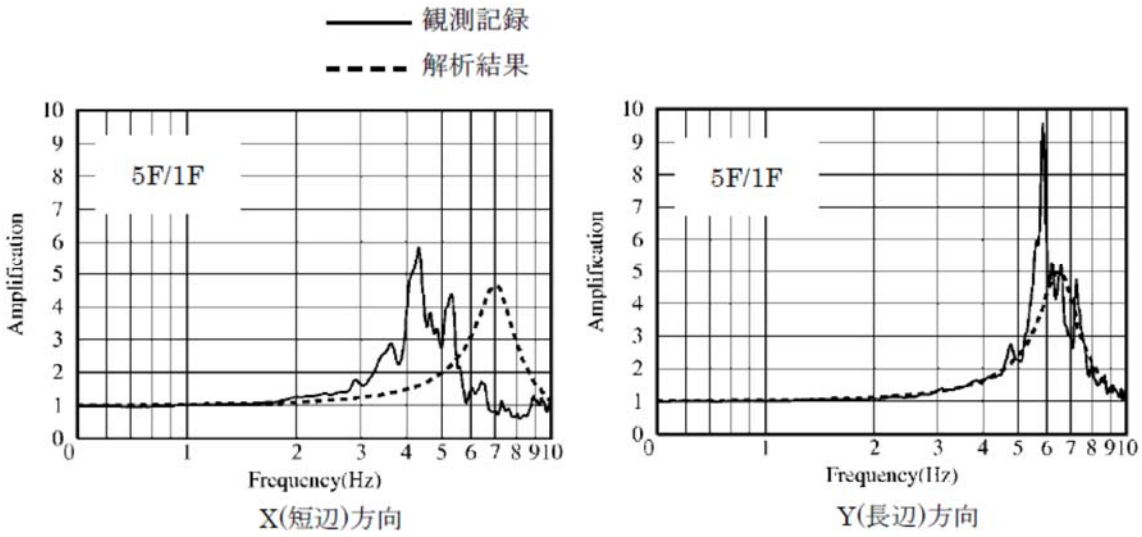


図 4-20 観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比 （基礎固定モデル、前震 3/9）

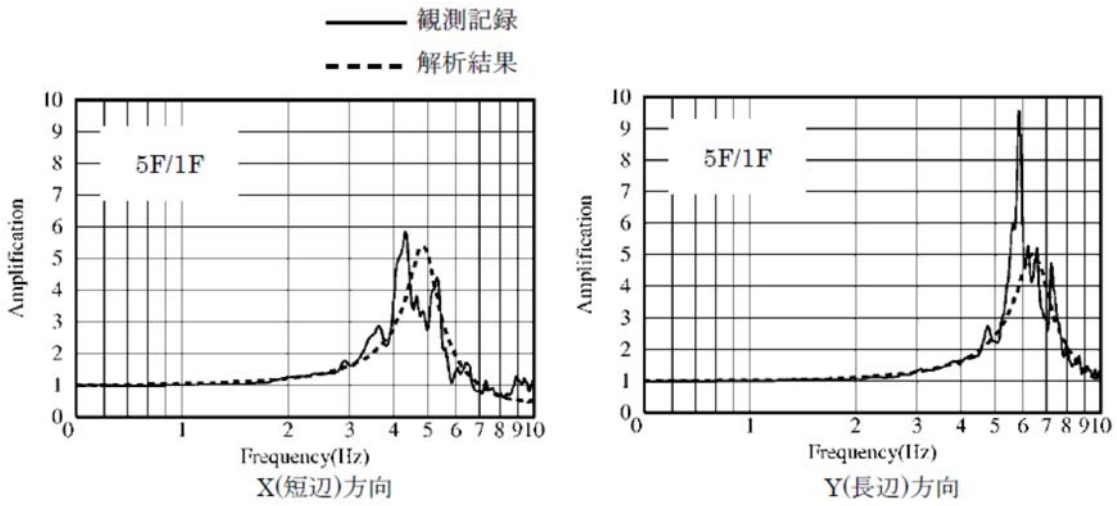


図 4-21 観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比(Rocking モデル、前震 3/9)

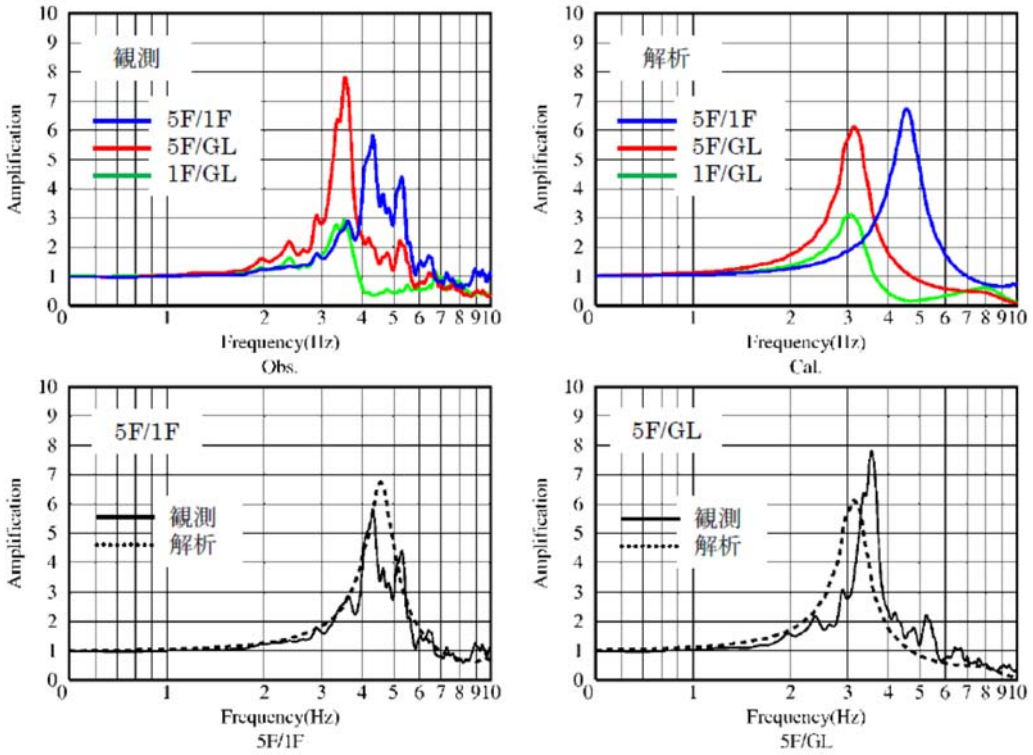


図 4-22 X(短辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、前震 3/9)

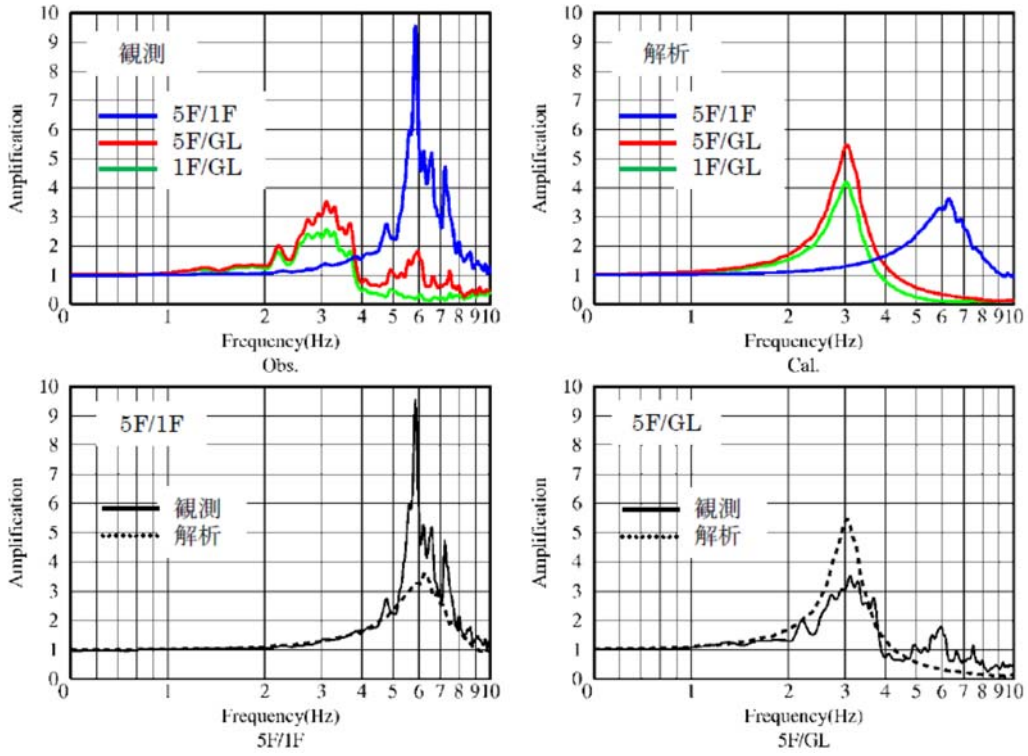


図 4-23 Y(長辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、前震 3/9)

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。

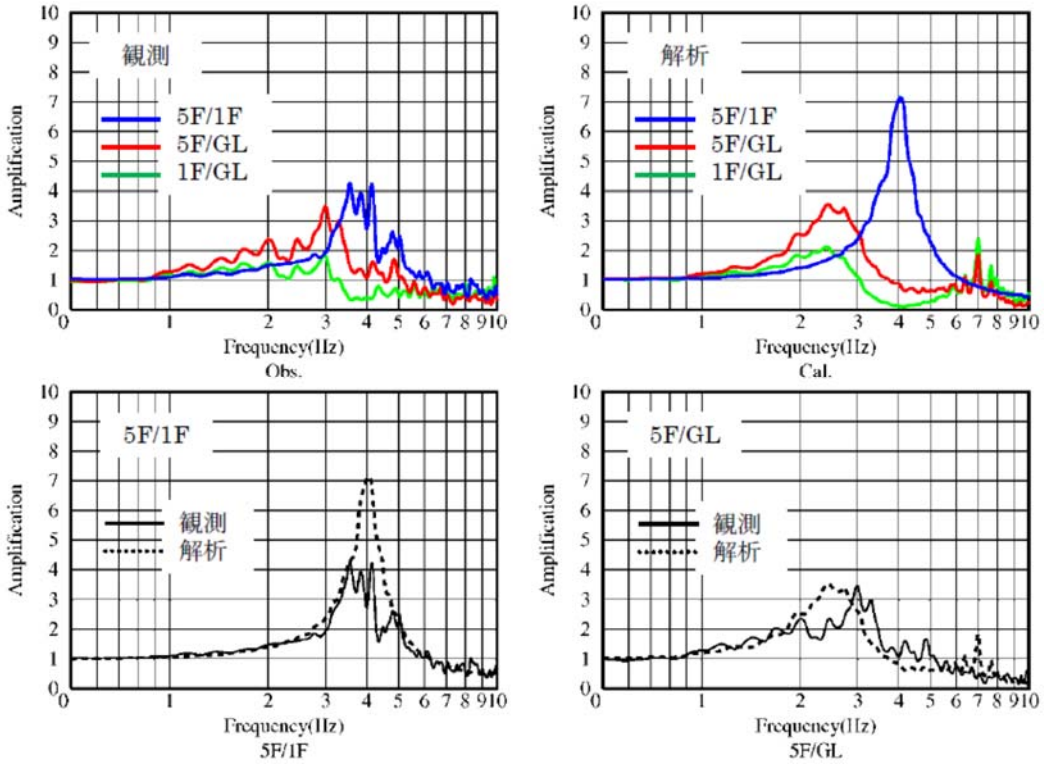


図 4-24 X(短辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比

(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

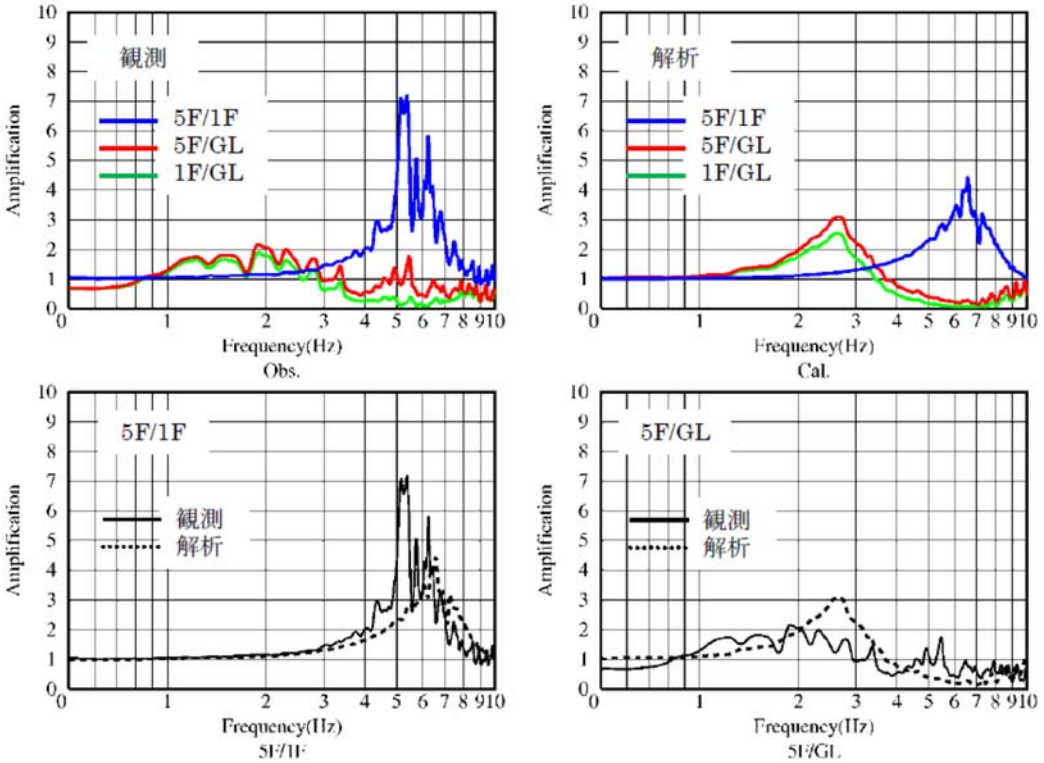
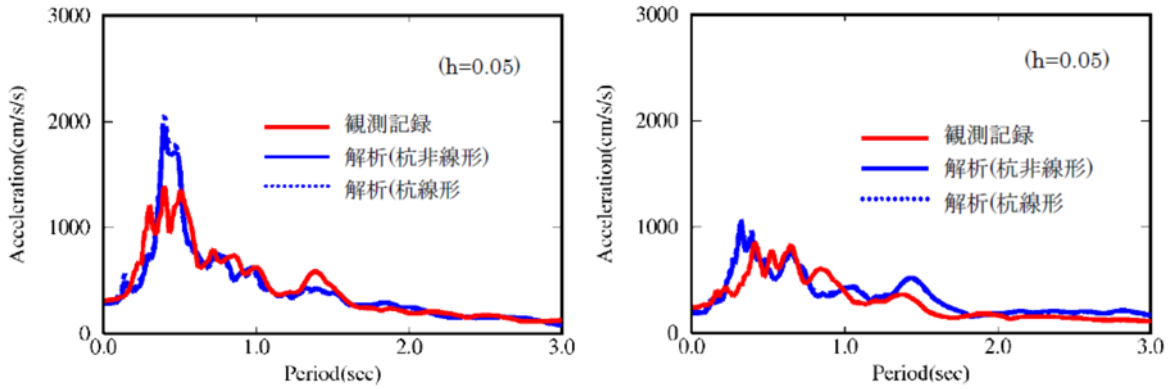


図 4-25 Y(長辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比

(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。



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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)

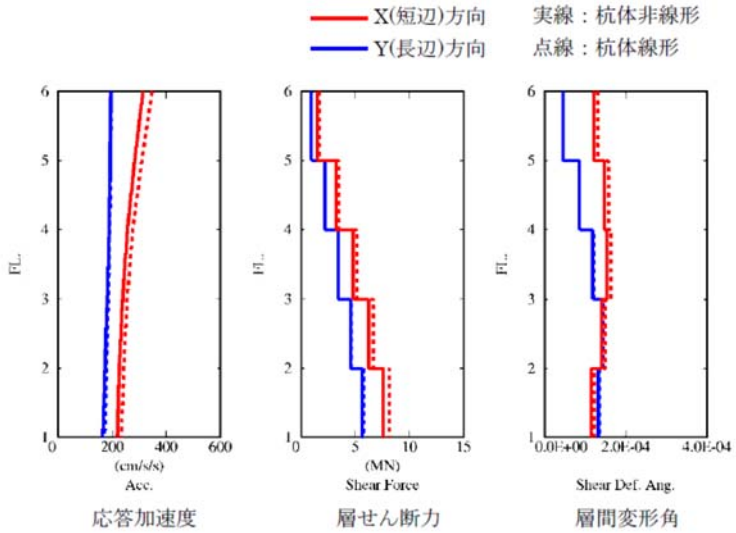


図 4-27 建物の最大応答値分布(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

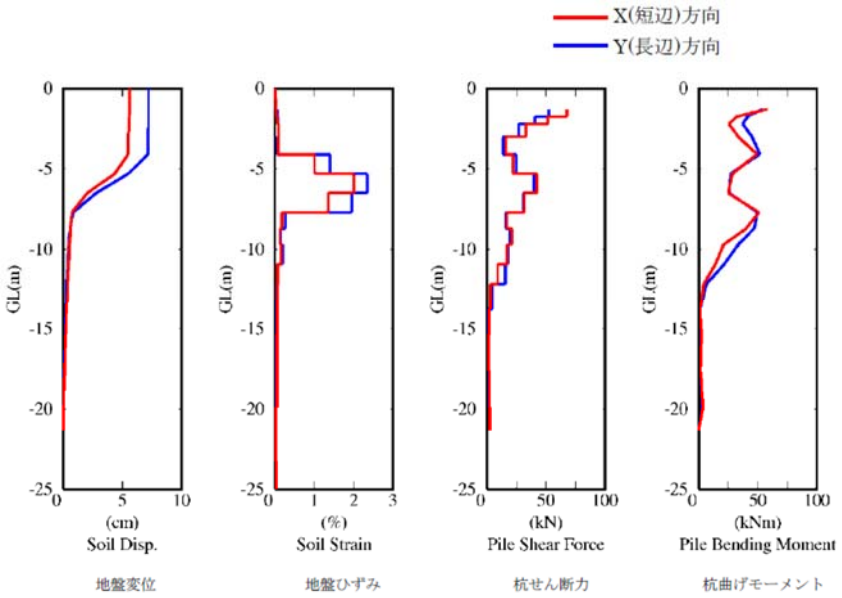


図 4-28 地盤応答と杭応力の最大値分布(建物-杭モデル、本震 3/11)

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。

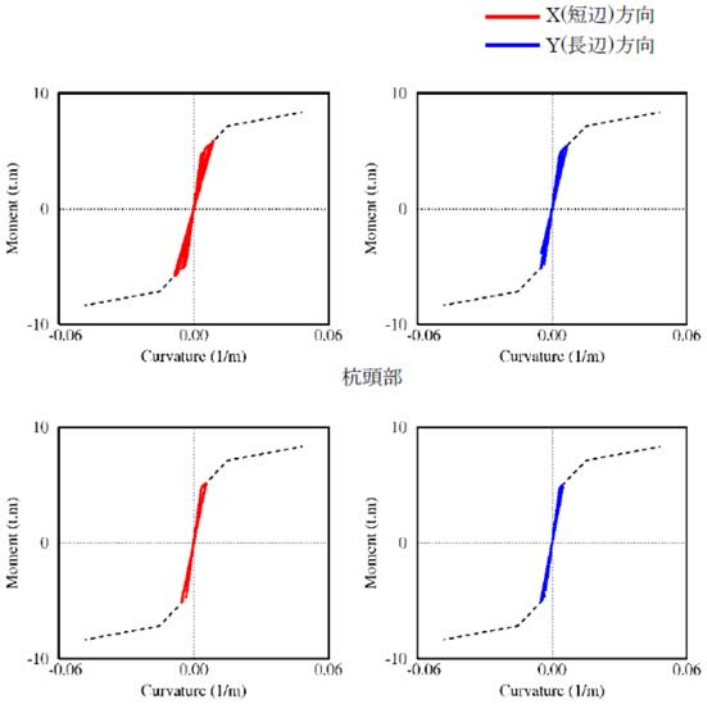
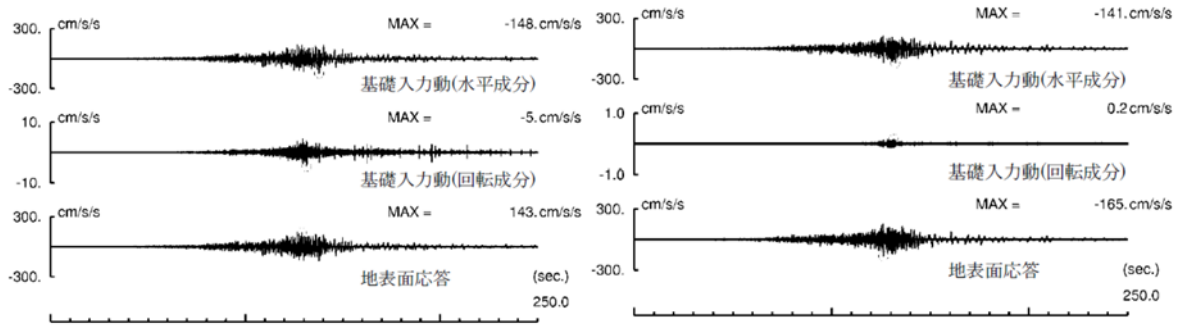


図 4-29 杭頭部と液状化層下部境界での杭の M-φ関係(建物-杭モデル、本震 3/11)

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。



X(短辺)方向　　Y(長辺)方向

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)

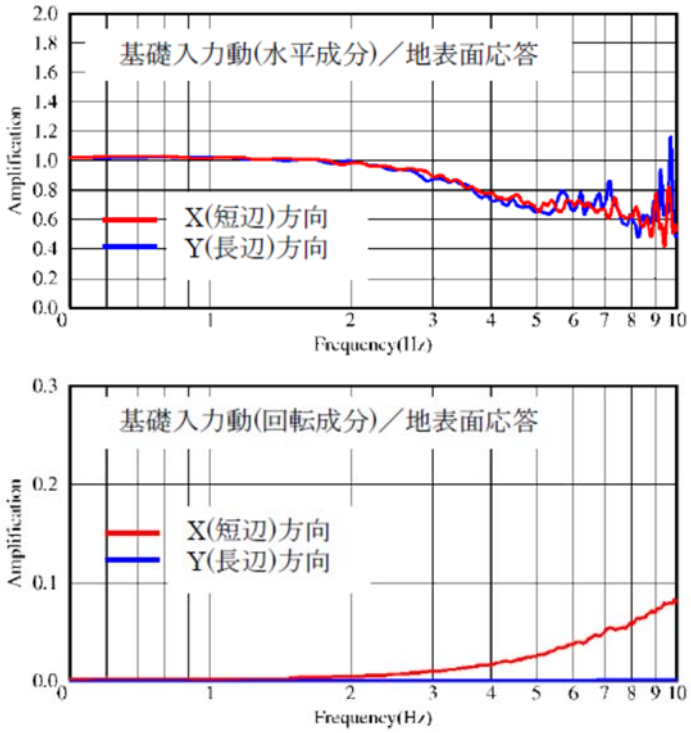


図 4-31 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(本震 3/11)

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。

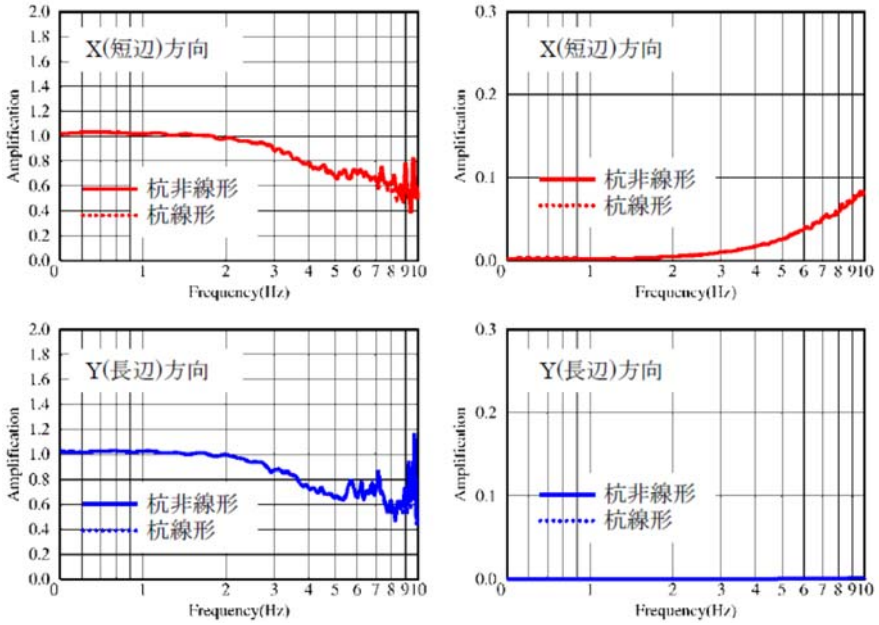


図 4-32 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(杭線形と杭非線形、本震 3/11)

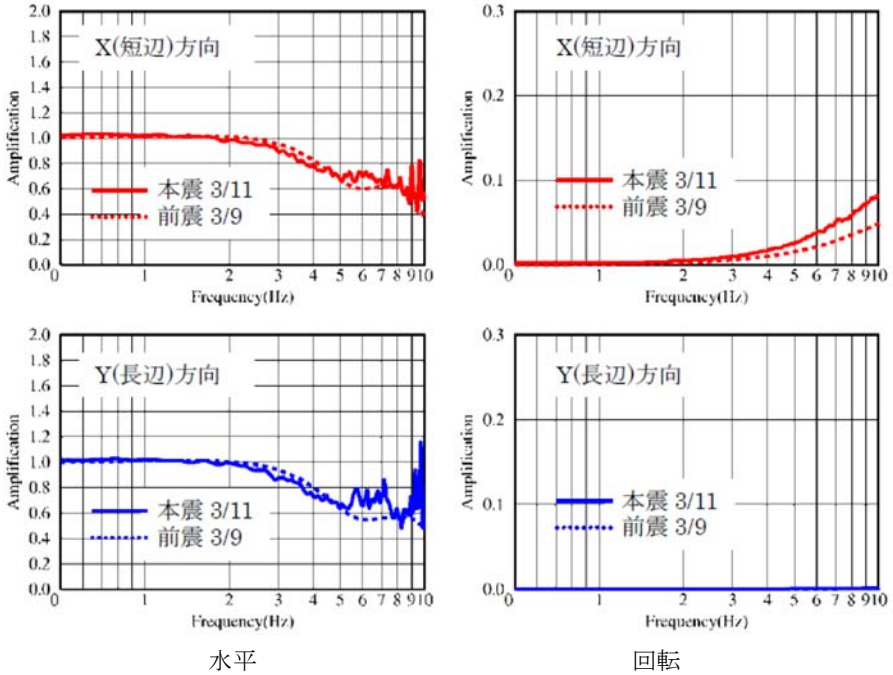
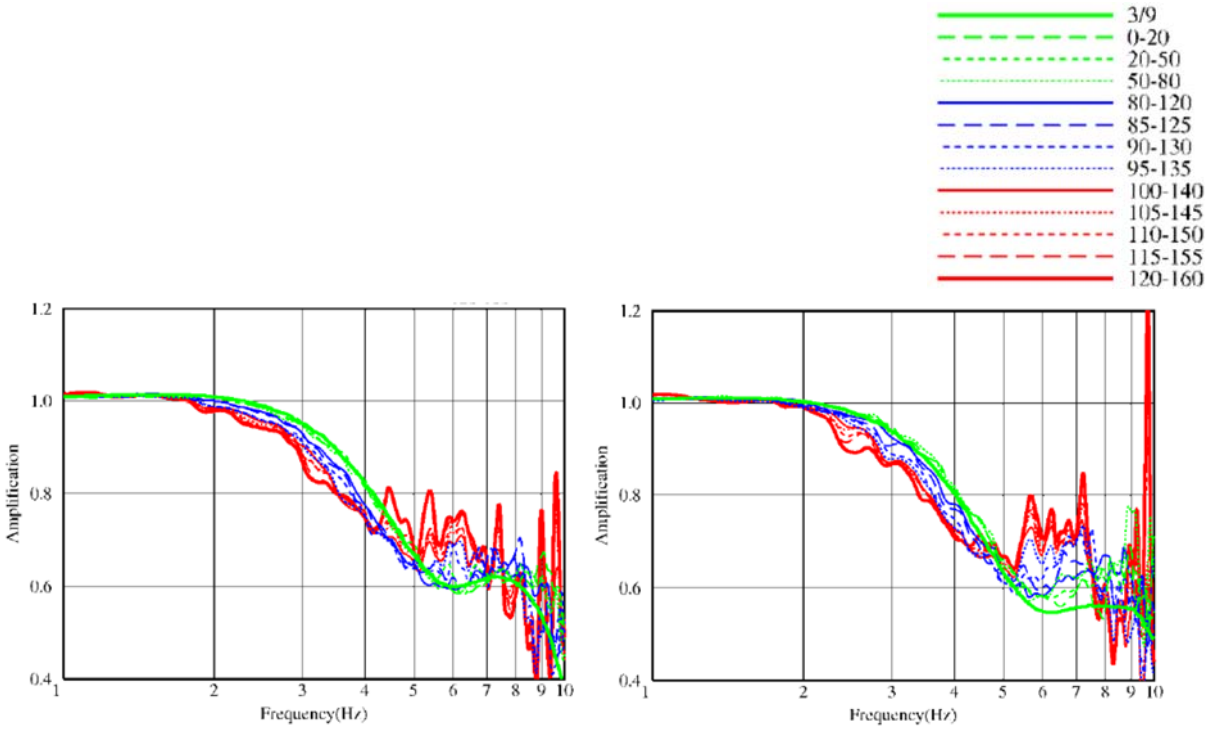


図 4-33 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(本震 3/11 と前震 3/9)



X（短辺）方向　　Y（長辺）方向

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変化

(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)

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。建築物 NIT では、東北地方太平洋沖地震において建物にひび割れ被害が生じたことから、特に建物の非線形化が重要な検討課題となる。

(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)

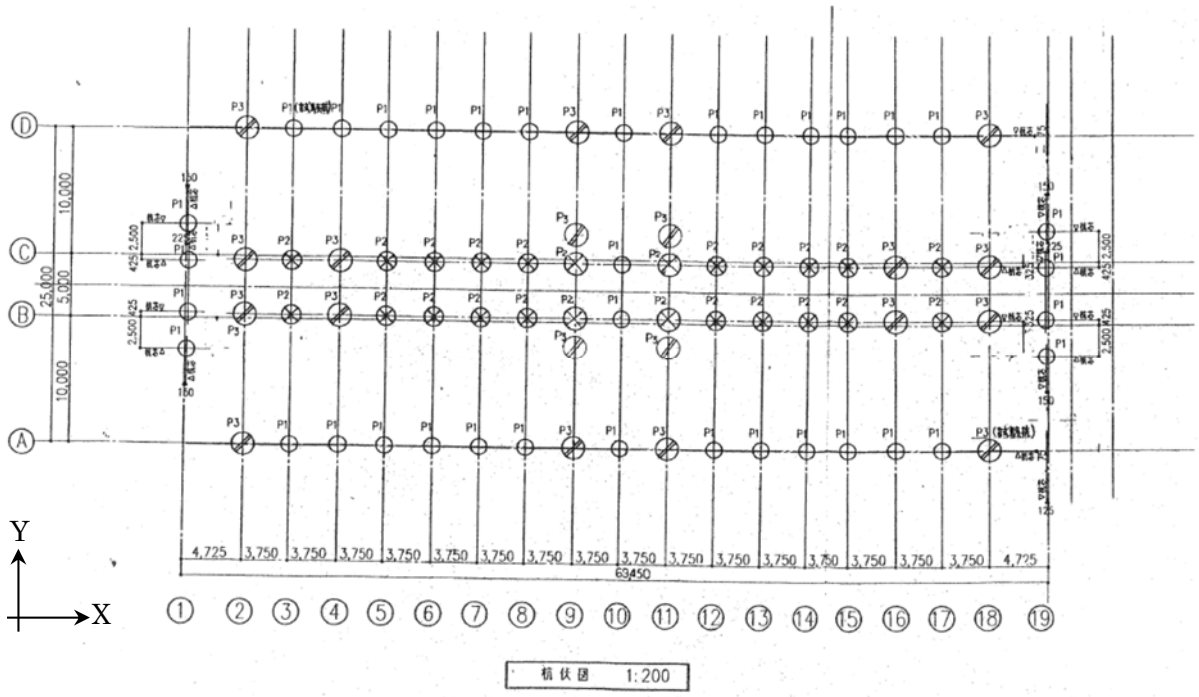


図 5-1 杭伏図

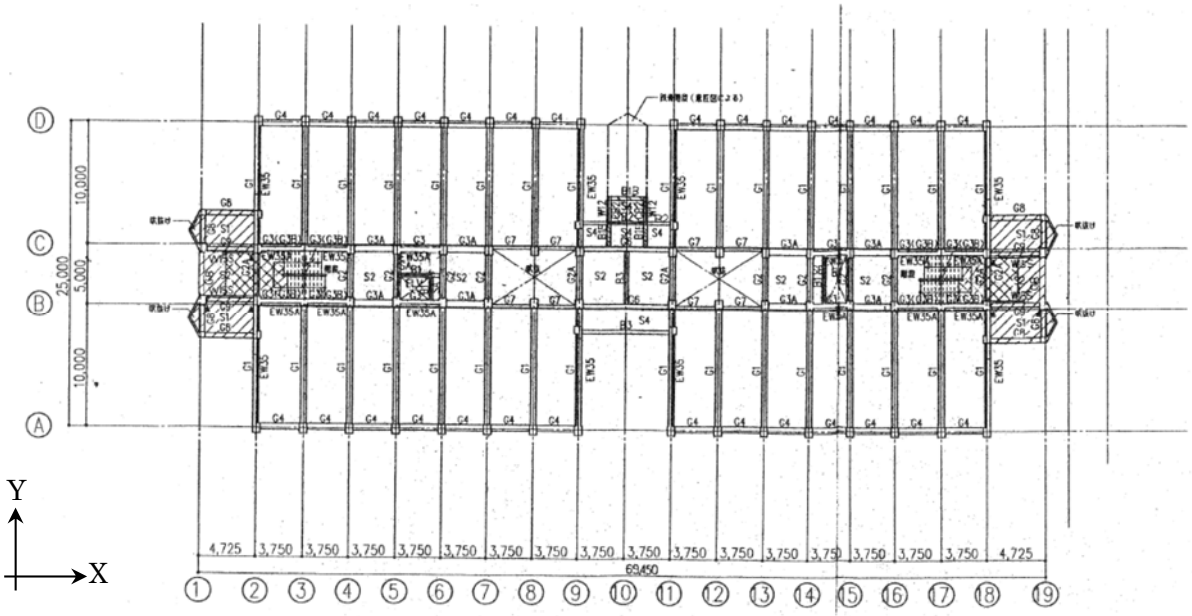
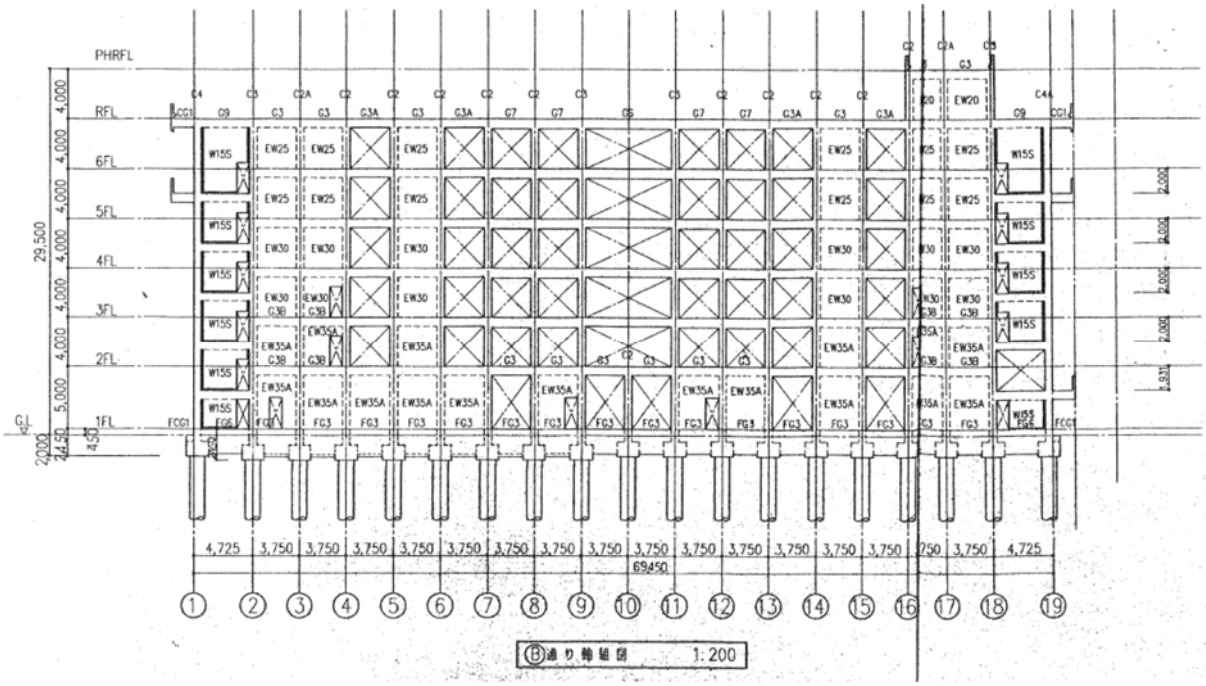
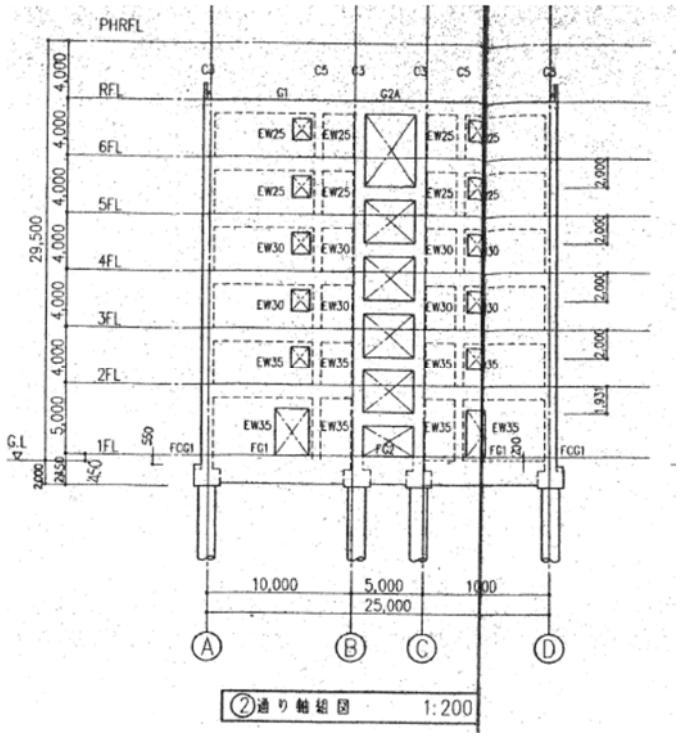


図 5-2 代表階伏図(5 階)



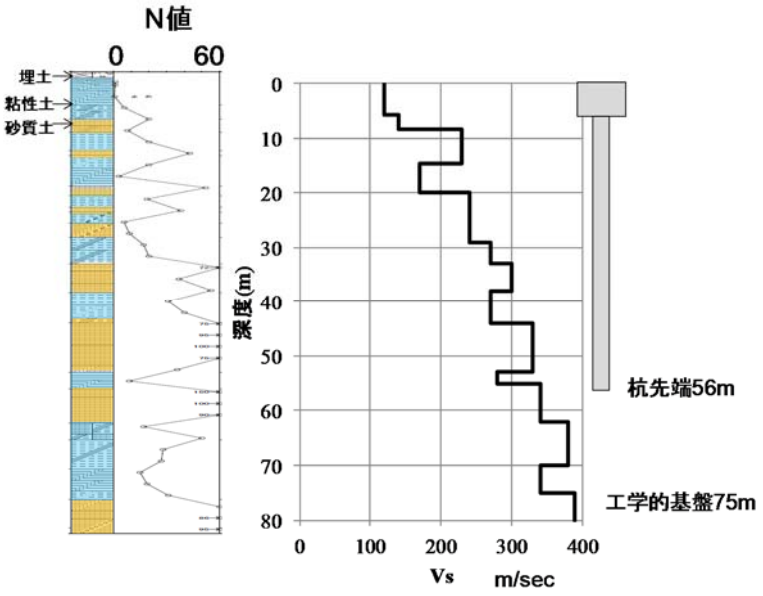
B 通り(長辺方向)



2 通り(短辺方向)

図 5-3 軸組図

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(Vs=390m/s)は GL-75m である。



深度(m)	層厚(m)	Vs (m/s)
0	5.8	120
5.8	2.5	140
8.3	6.4	230
14.7	5.3	170
20	9	240
29	4	270
33	5	300
38	6	270
44	9	330
53	2	280
55	7	340
62	8	380
70	5	340
75	5	390
80		390

図 5-4 地盤調査結果

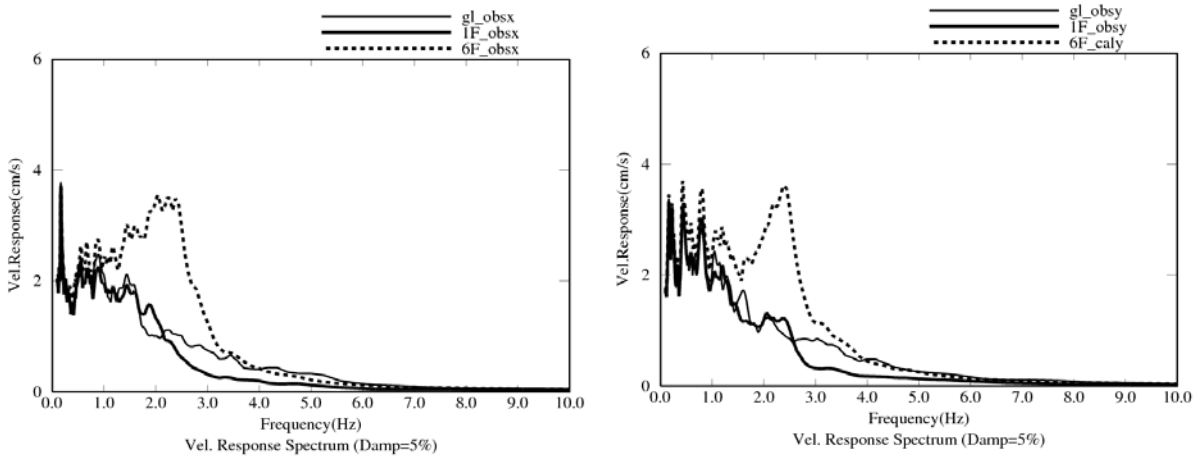
2) 地震観測記録の概要

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。

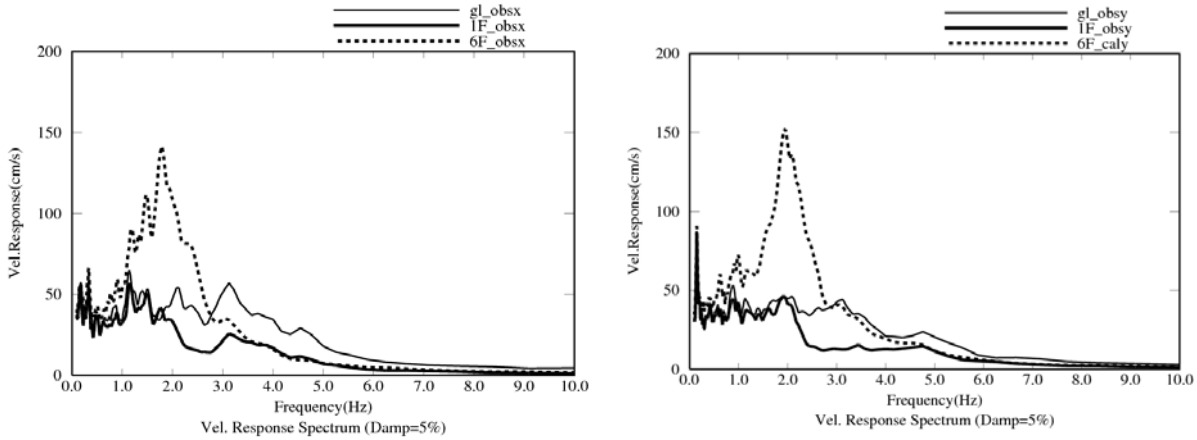
3.9 地震および 3.11 地震の観測記録の伝達関数(6F/1F, 6F/GL, 1F/GL)を図 5-8 及び図 5-9 に示す。建物の 1 次振動数(6F/1F)に着目すると、長辺方向では 3.9 地震時に 2.70Hz であったが、3.11 地震では 2.23Hz に低振動数化しており、建物のひび割れの影響と考えられる。同様に短辺方向に関しても、3.09Hz から 2.61Hz に低振動数化していることがわかる。

図 5-5 地震観測位置



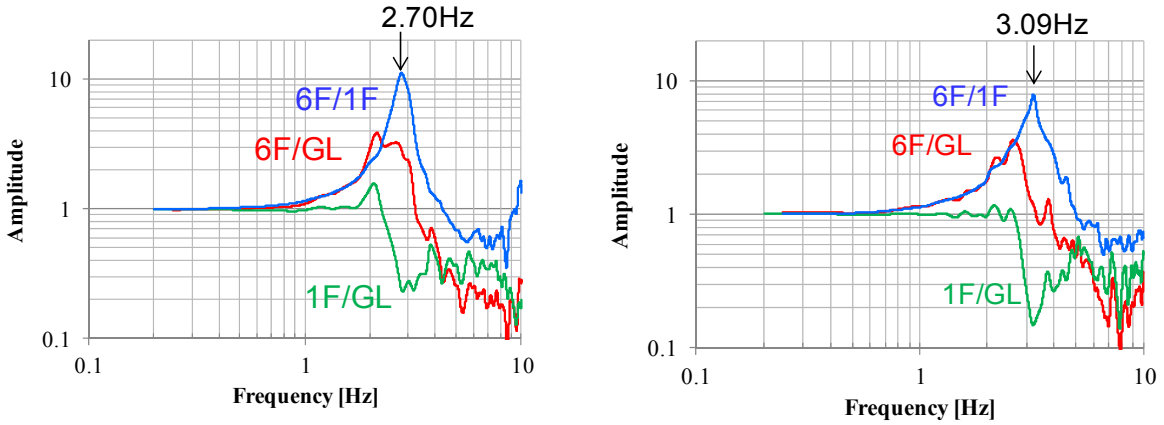
X 方向(長辺)　　Y 方向(短辺)

図 5-6 3.9 観測記録の速度応答スペクトル



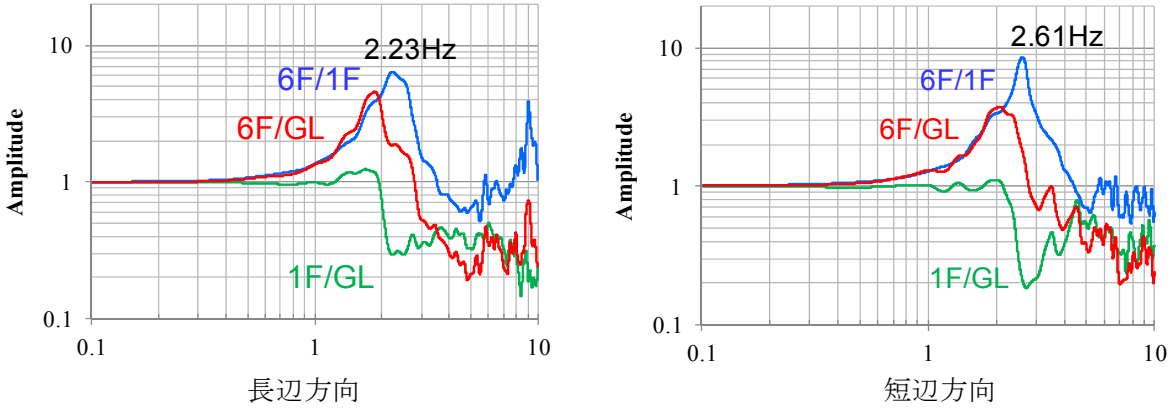
X 方向(長辺)　　Y 方向(短辺)

図 5-7 3.11 観測記録の速度応答スペクトル



長辺方向　　短辺方向

図 5-8 観測記録の伝達関数，6F/GL，1F/GL，6F/1F（3.9 地震）



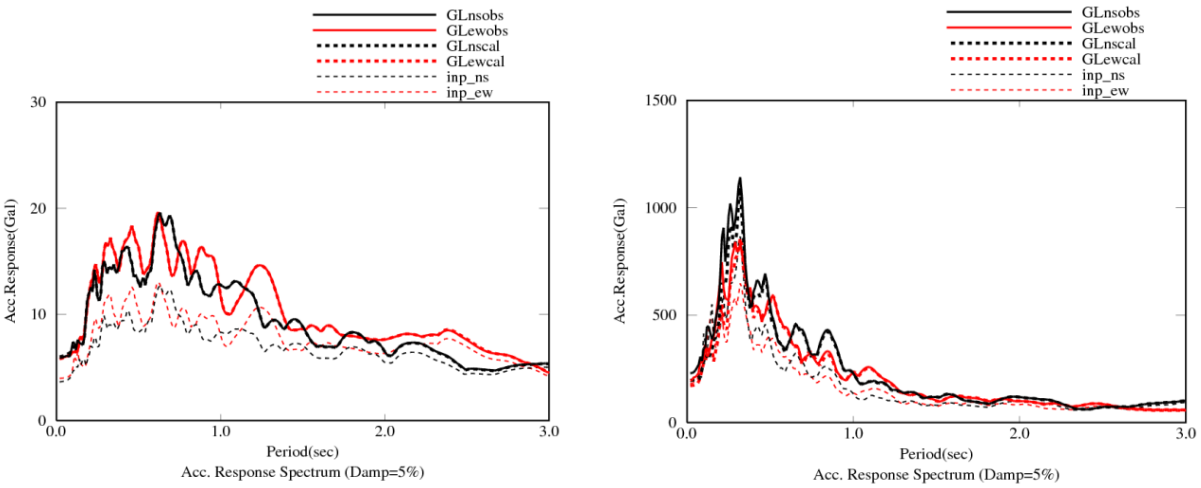
長辺方向　　短辺方向

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 [1]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。

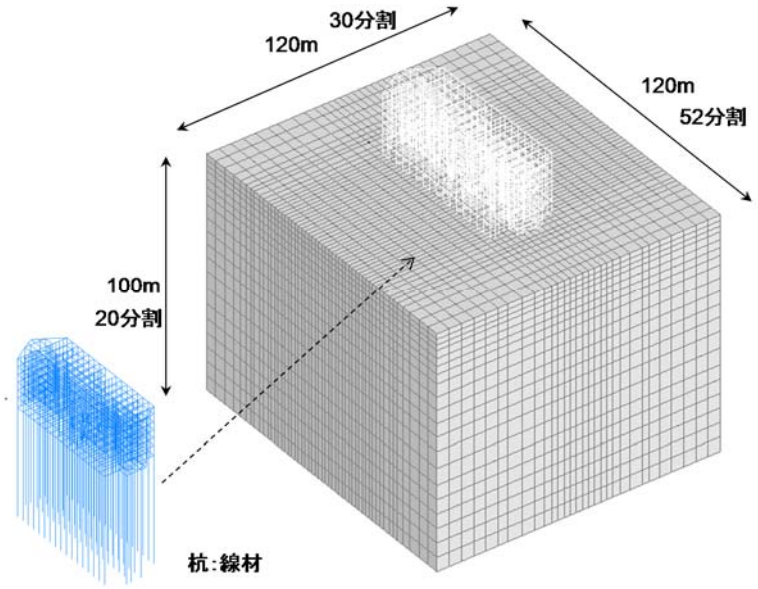


図 5-11 3DFEM モデル

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

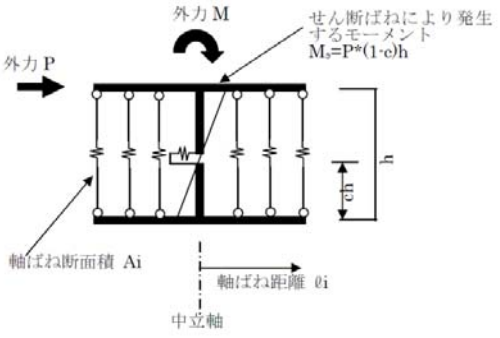


図 5-12 多軸ばねモデルの概念図

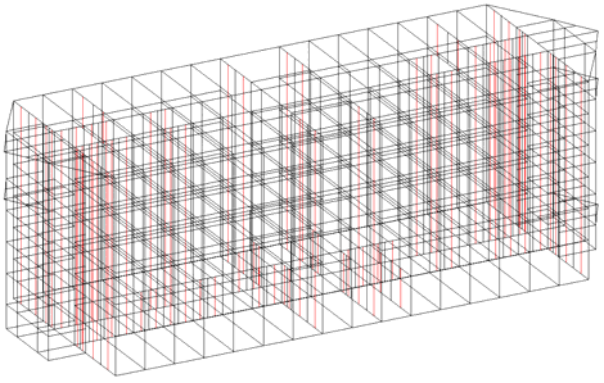


図 5-13 建物フレーム図（赤線:多軸ばね）

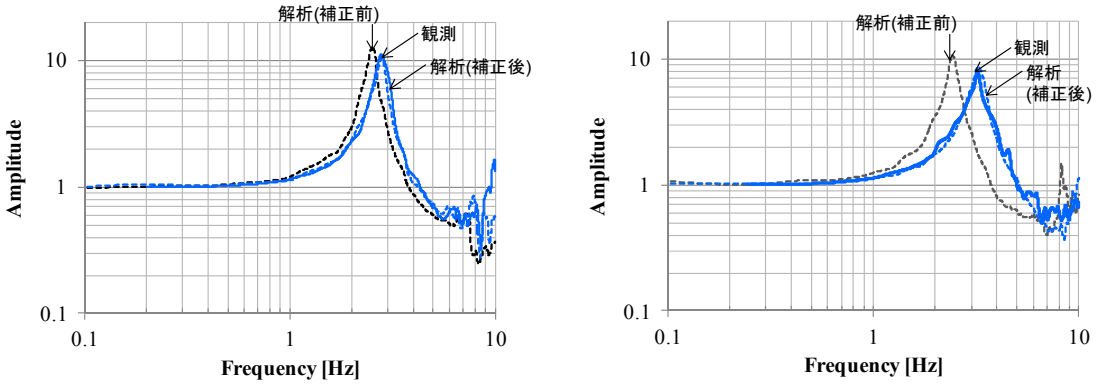
2) 建物モデルの検討

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うることにも留意する必要がある。



長辺方向　　短辺方向

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。

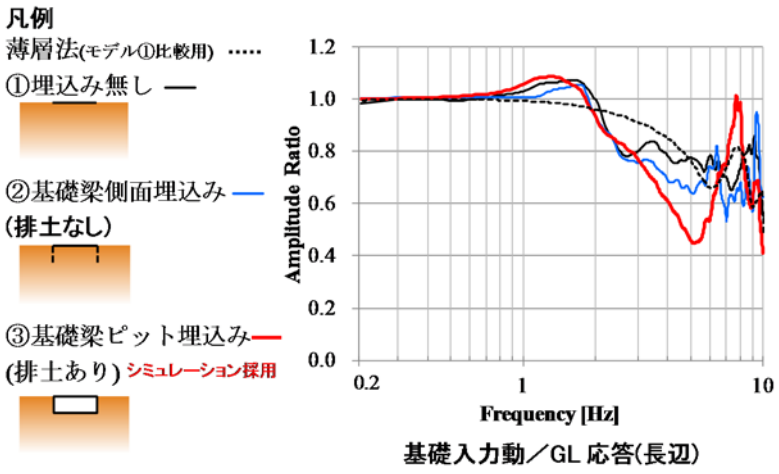
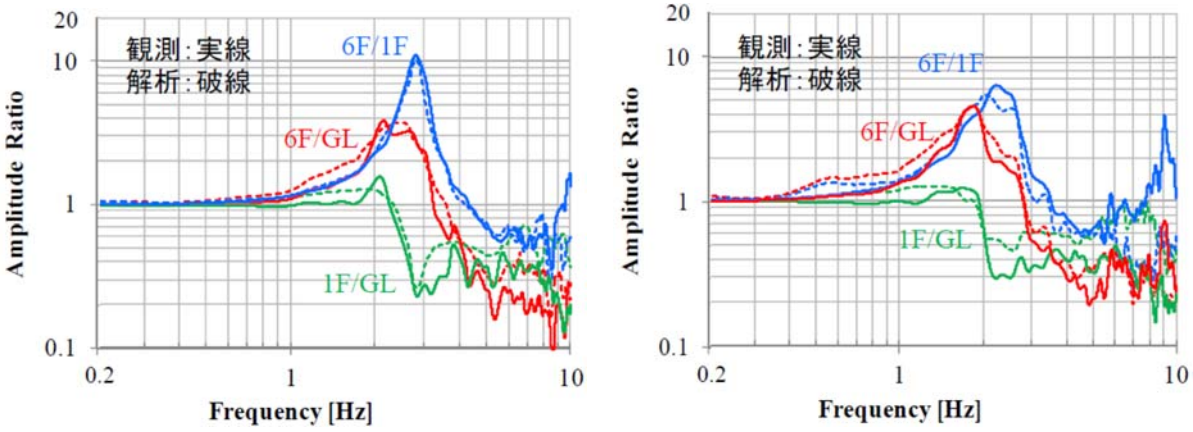


図 5-15 埋込み・排土が基礎入力動に与える影響のスタディ

4) 観測記録のシミュレーション結果

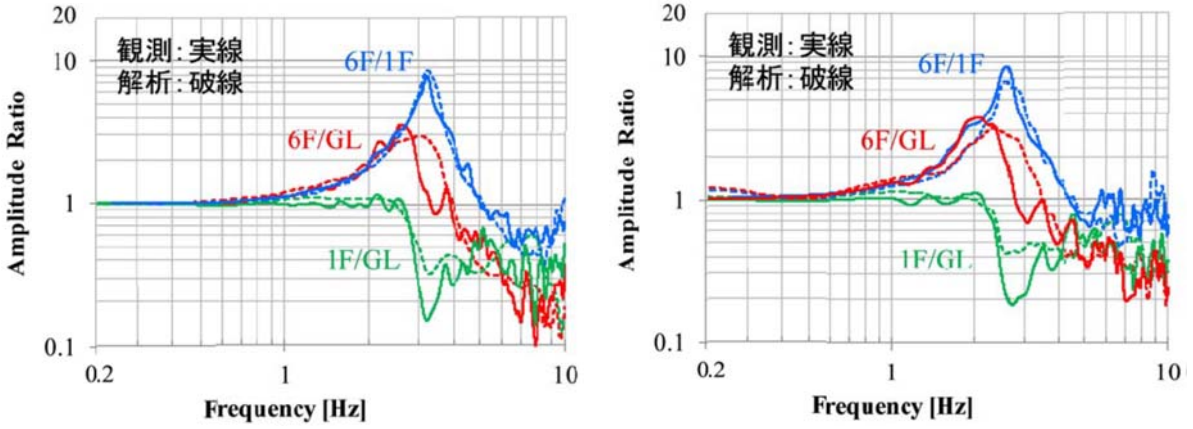
建物剛性および埋込み・排土条件の検討を考慮してモデルを決定し、3.9 地震および 3.11 地震のシミュレーションを行った。長辺方向の結果を図 5-16 に示す。3.9 地震の 6F/GL の観測記録は、6F/1F と比較して一次ピーク振動数が低振動数側に変化し応答倍率も小さく、建物と地盤の相互作用の影響が認められる。1F/GL は建物の一次ピーク振動数の 2～3Hz で急激に減少し、建物慣性力の影響が現れている。一方、3.11 地震の 6F/1F、6F/GL の一次ピーク振動数は、建物の非線形化により 3.9 地震よりも低振動数側に変化している。そのため、1F/GL は 3.9 地震よりも低振動数側の 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 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。



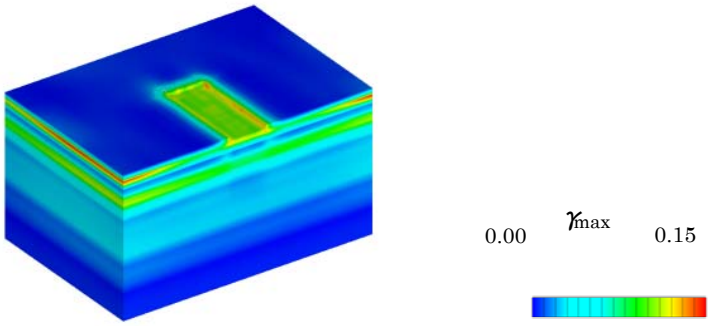
3.9 地震　　3.11 地震

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)



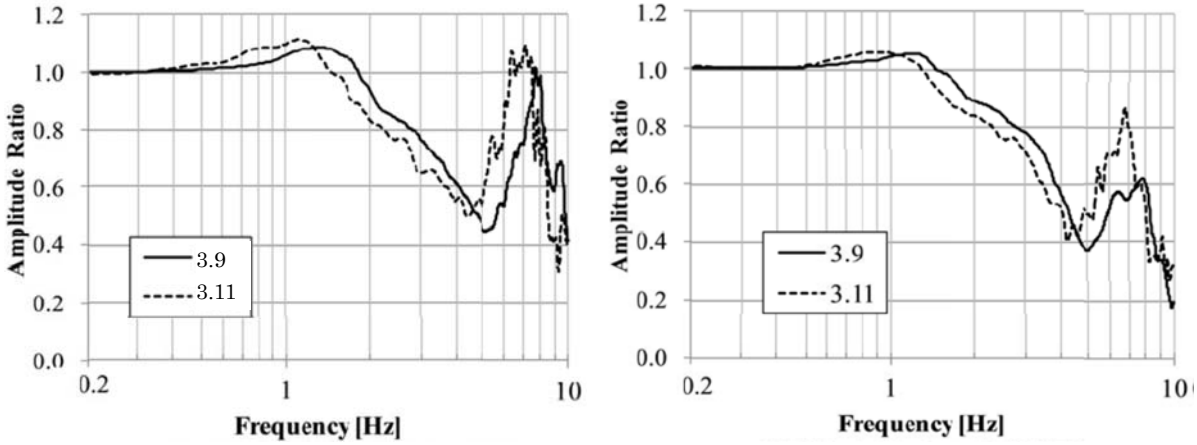
断面図

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。



長辺方向　　短辺方向

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、基礎固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

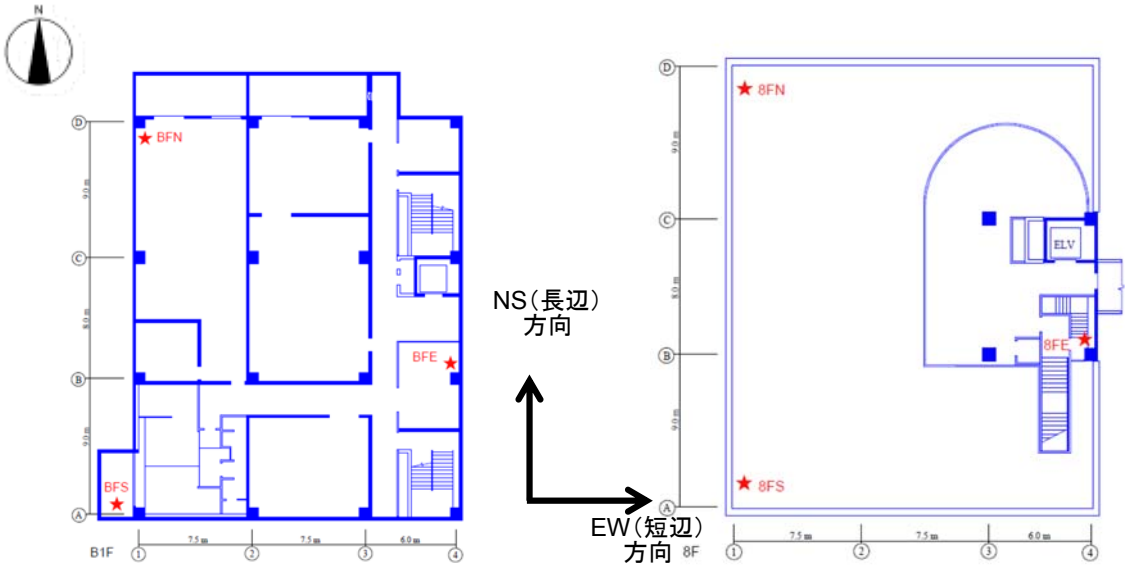
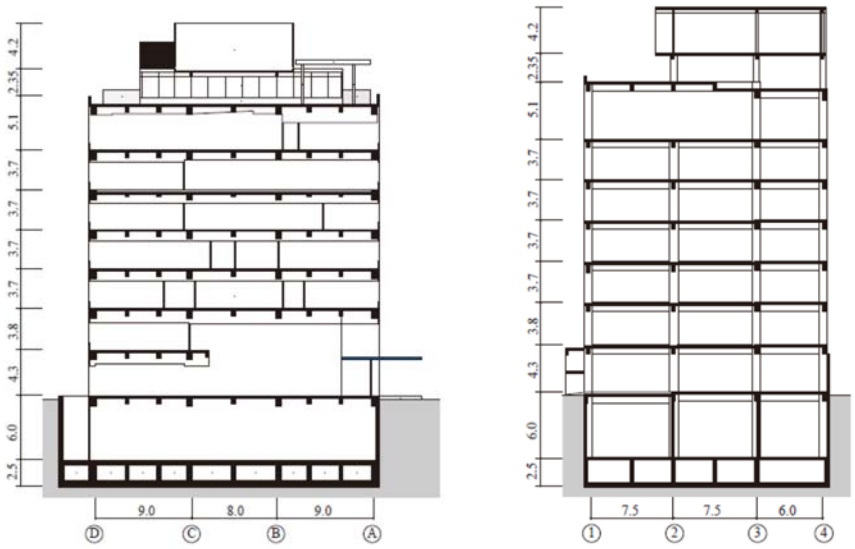


図 6-1 地下 1 階伏図（★は地震計設置位置と名称）



NS(長辺)断面　　EW(短辺)断面

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。

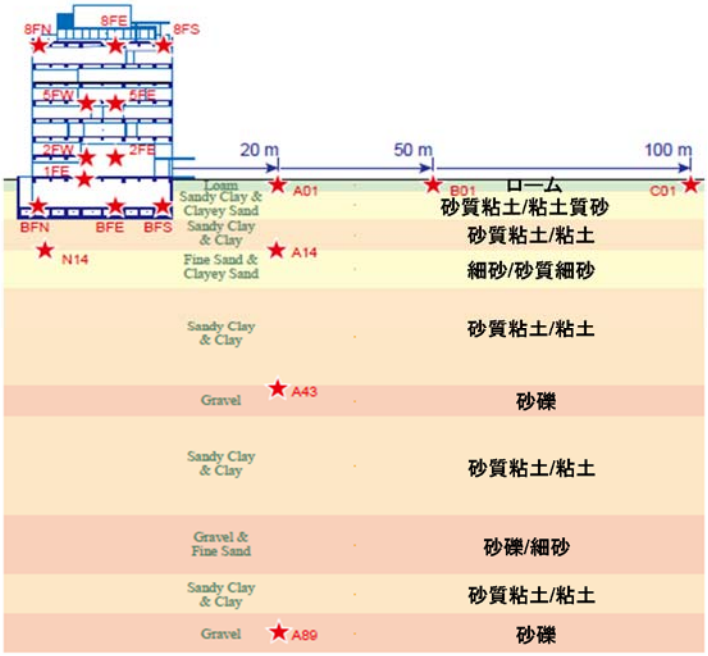
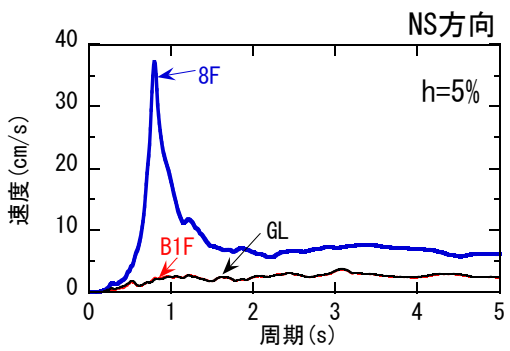
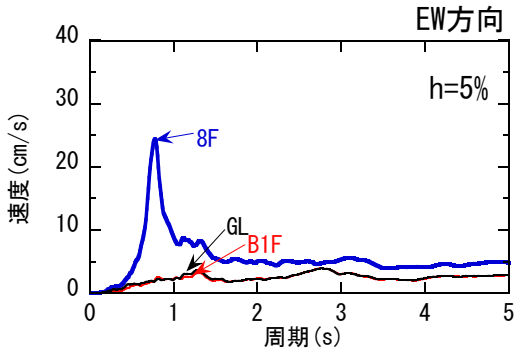


図 6-3 地震観測位置（★は地震計設置位置と名称）

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。

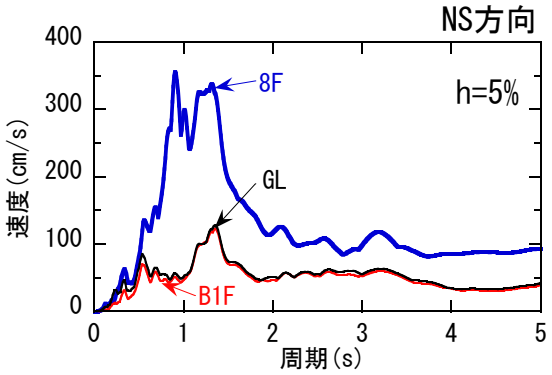
地下 1 階（B1F）の地表地表（GL）に対する伝達関数では、1Hz 付近から 1.0 倍を下回りはじめ、4～5Hz 付近で 0.3～0.5 倍程度まで低下しており入力損失の影響が認められる。また、入力損失によりフーリエ振幅が低下して落ち込む振動数が、前震に比較して本震の方がやや低振動数側に変化しており、地盤の非線形性による影響が認められえる。

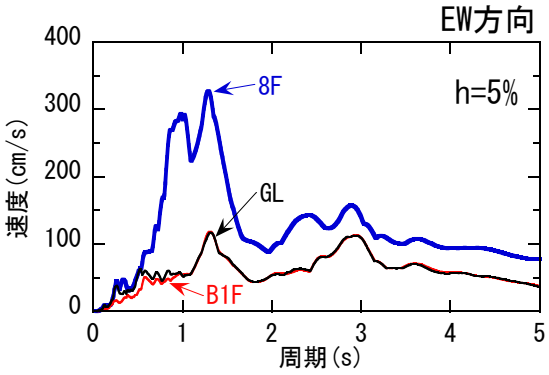




NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

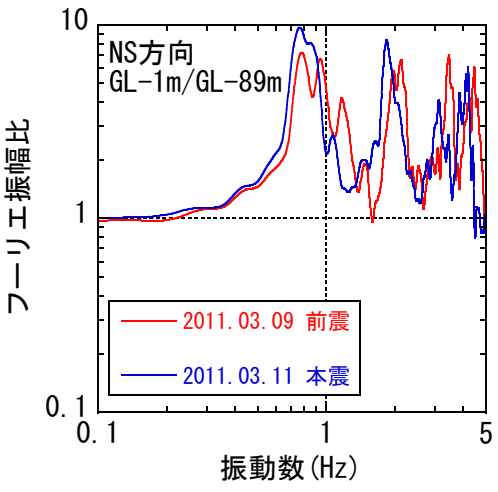
図 6-4 観測記録の速度応答スペクトル（2011.03.09　前震）

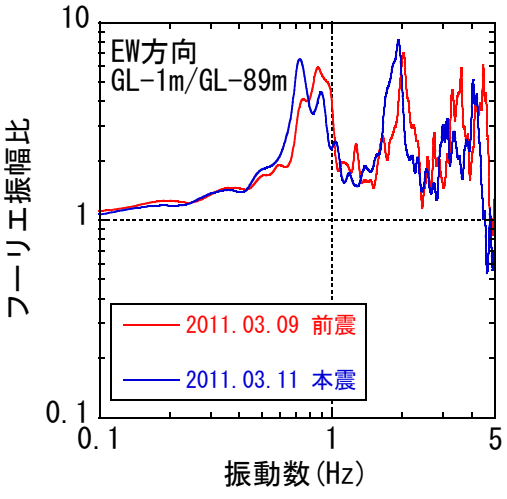




NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

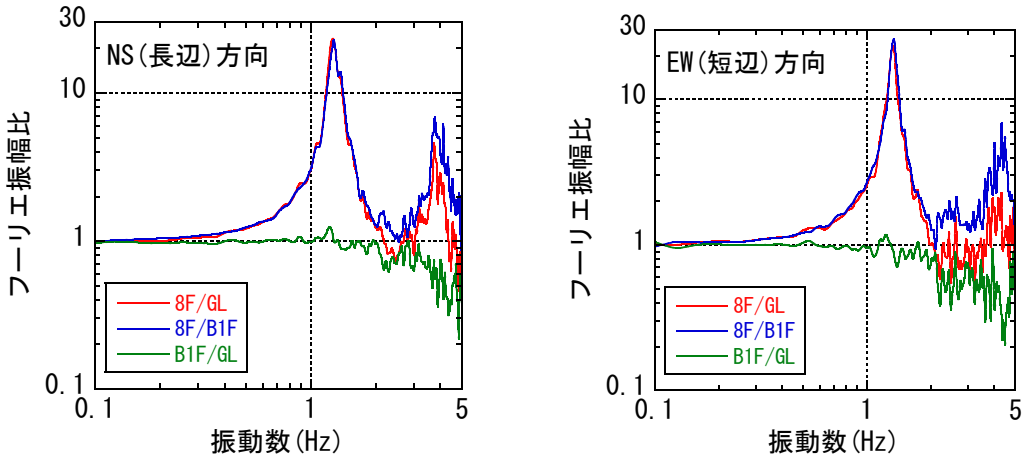
図 6-5 観測記録の速度応答スペクトル（2011.03.11　本震）





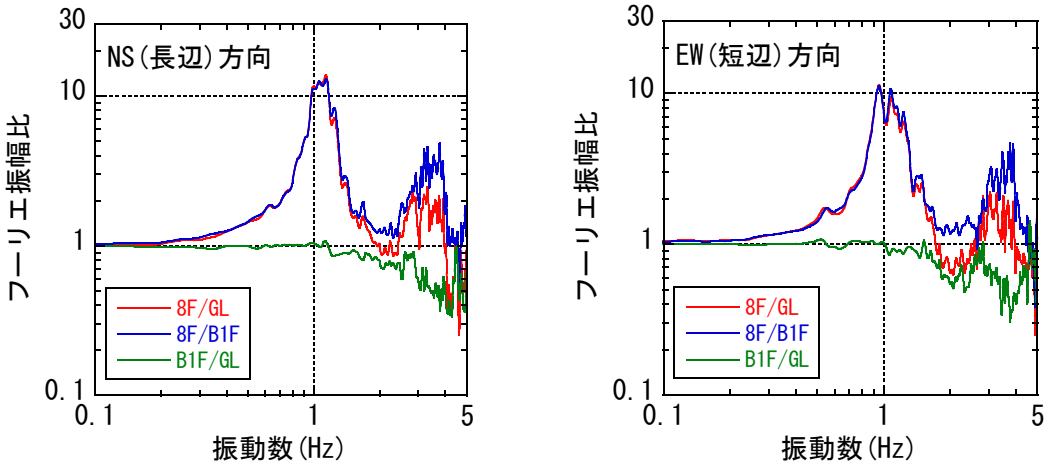
NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

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）



NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

図 6-7 建物と基礎応答の観測記録の伝達関数（2011.03.09 前震）



NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

図 6-8 建物と基礎応答の観測記録の伝達関数（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							

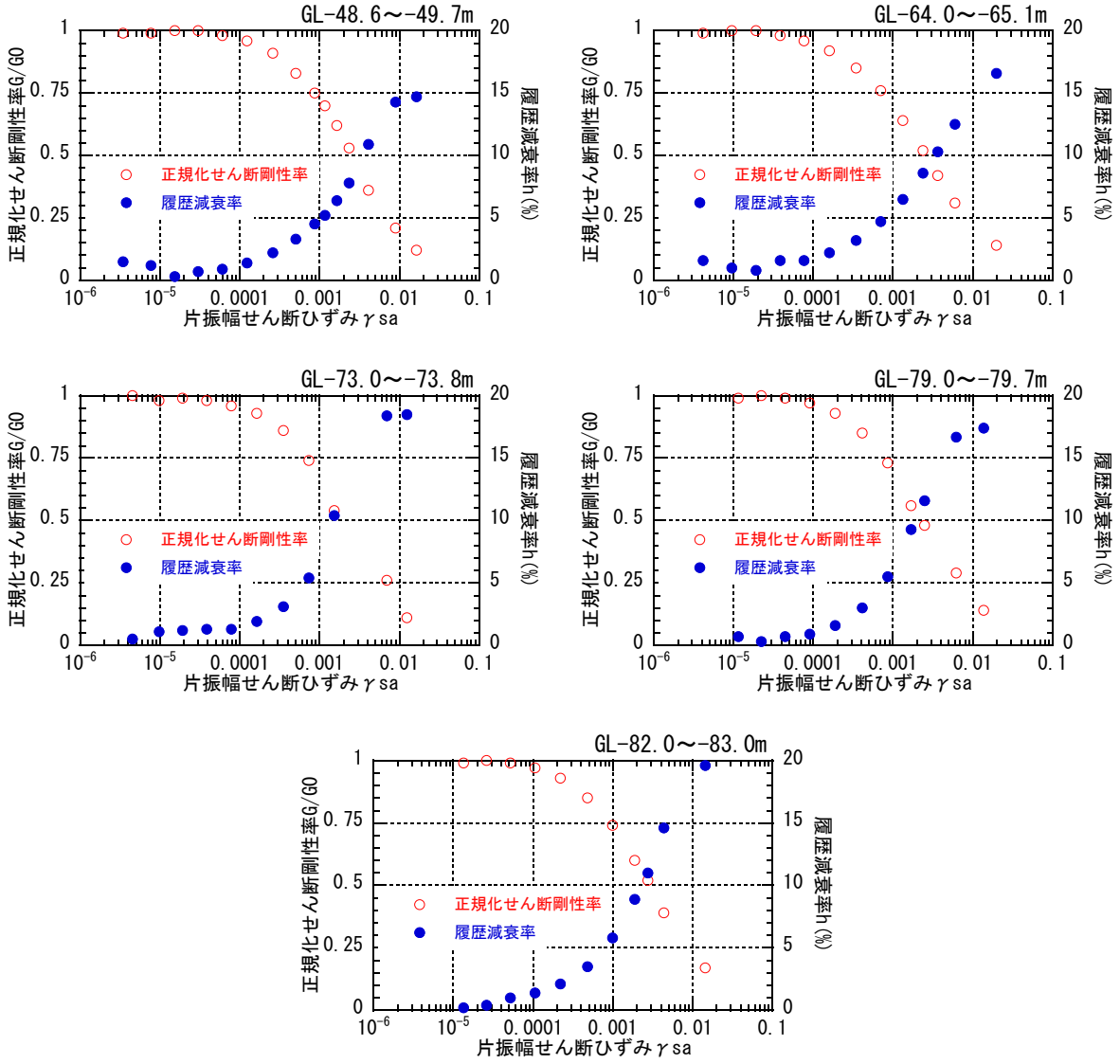
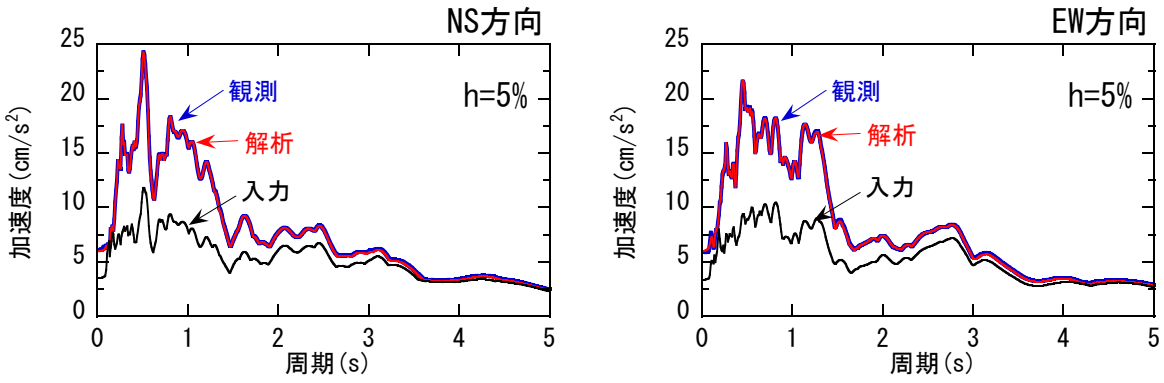


図 6-9 地盤の非線形特性



NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

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%)

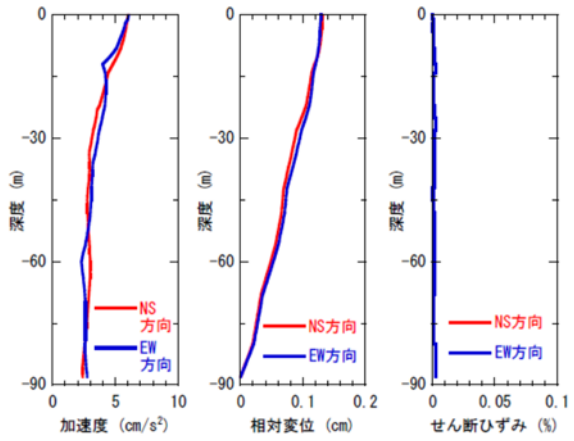


図 6-11 地盤の最大応答値(3.09 前震)

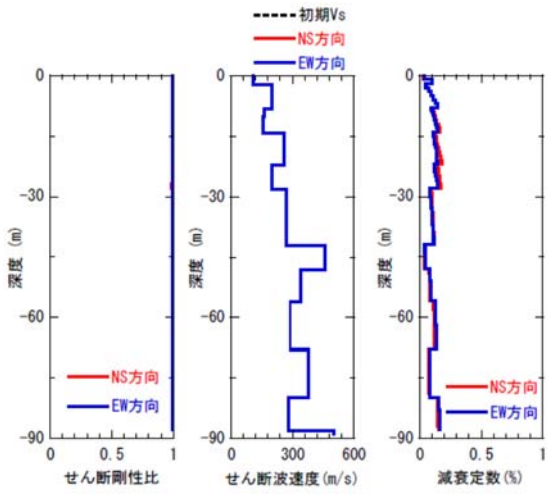
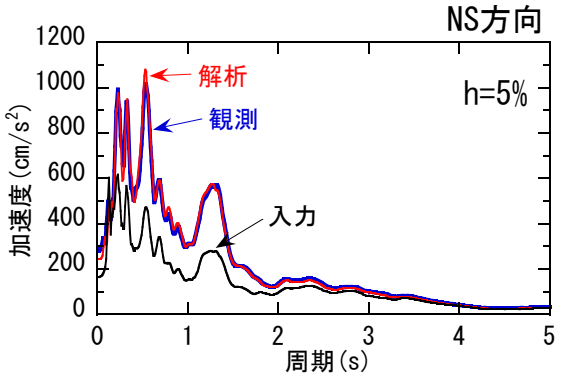


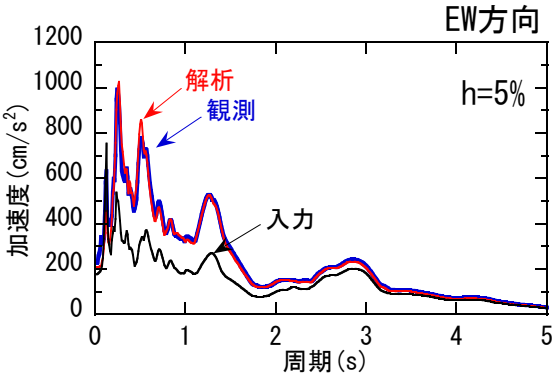
図 6-12 地盤の等価物性(3.09 前震)

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。



NS(長辺)方向



EW(短辺)方向

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%)

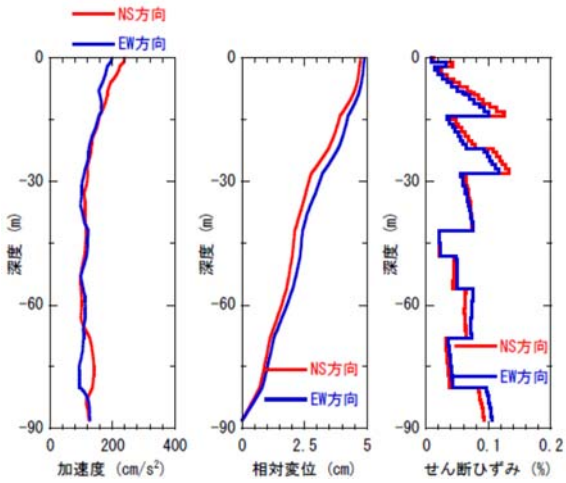


図 6-14 地盤の等価物性値図(3.11 地震)

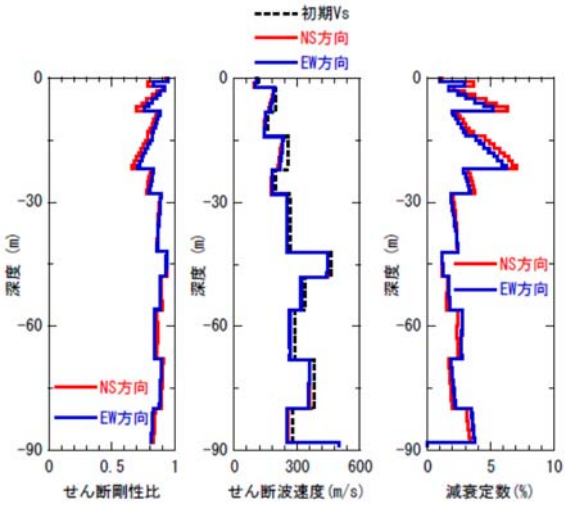


図 6-15 地盤の等価物性値(3.11 地震)

(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

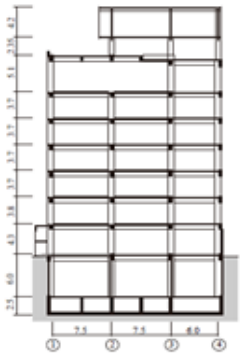
非線形履歴：武田モデル

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



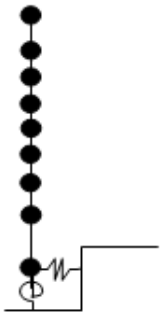


図 6-16 建物モデル

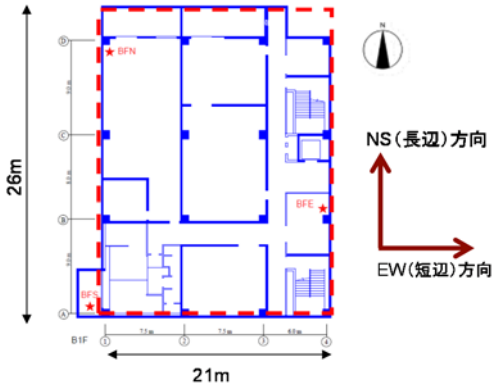


図 6-17 長方形基礎の設定

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。

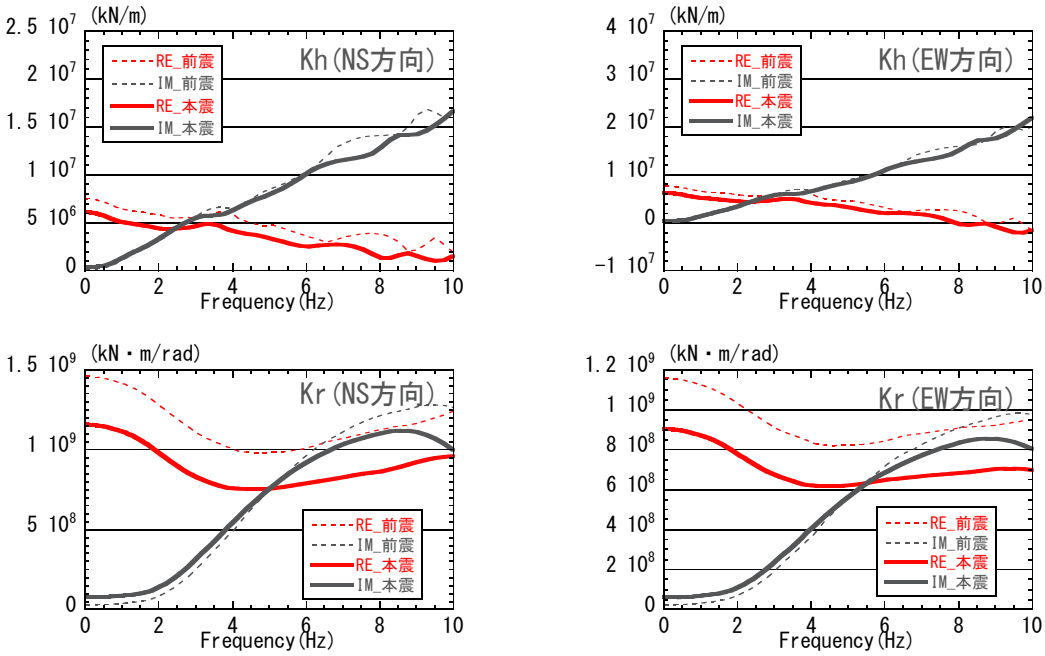
動的地盤ばねを図 6-18 に、地盤ばねのばね定数と減衰係数を表 6-5 に示す。ばね定数は実部の静的近傍値とし、減衰係数は虚部の接線勾配の最小値から評価した。水平と回転の動的地盤ば

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							



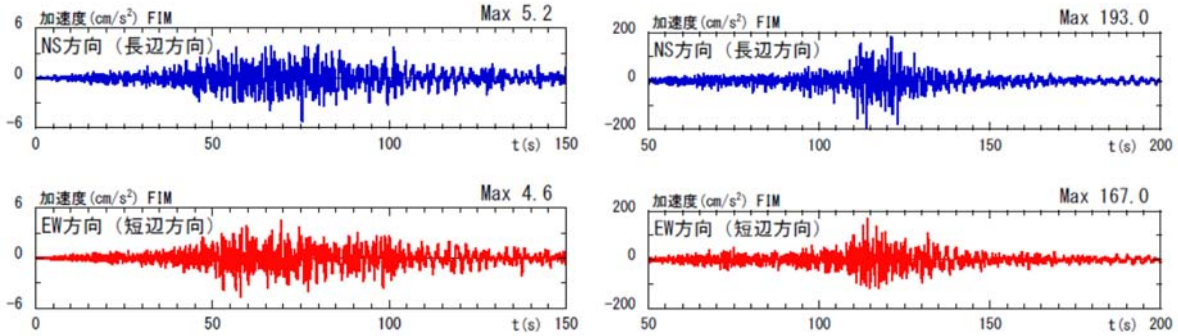
NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

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　2011.03.09 下段：本震　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

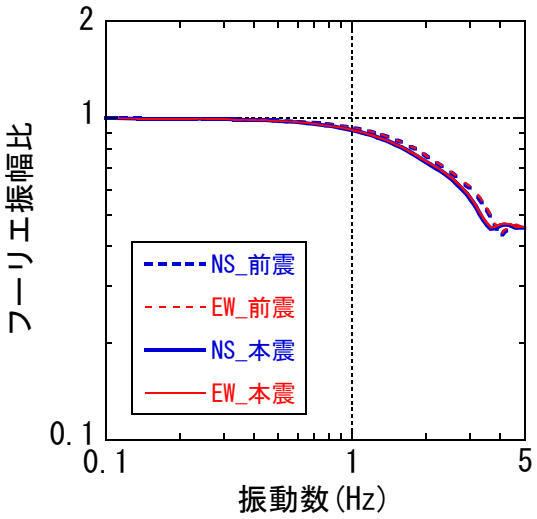


図 6-20 地表に対する基礎入力動の伝達関数

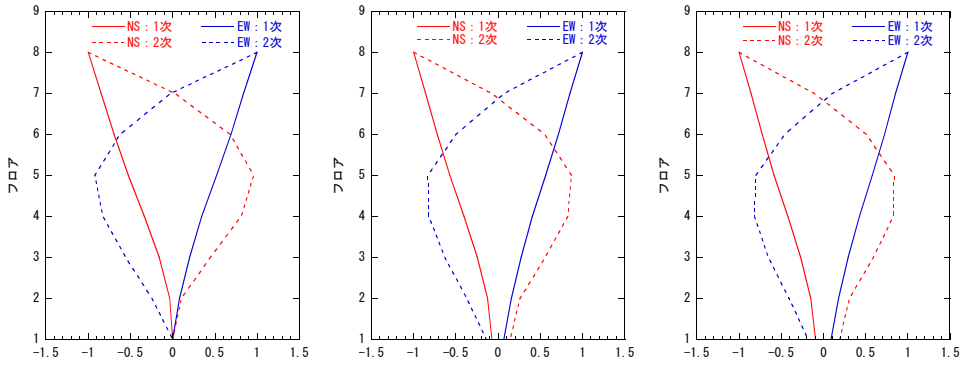
（点線：2011.03.09 前震、実線：2011.03.11 本震）

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



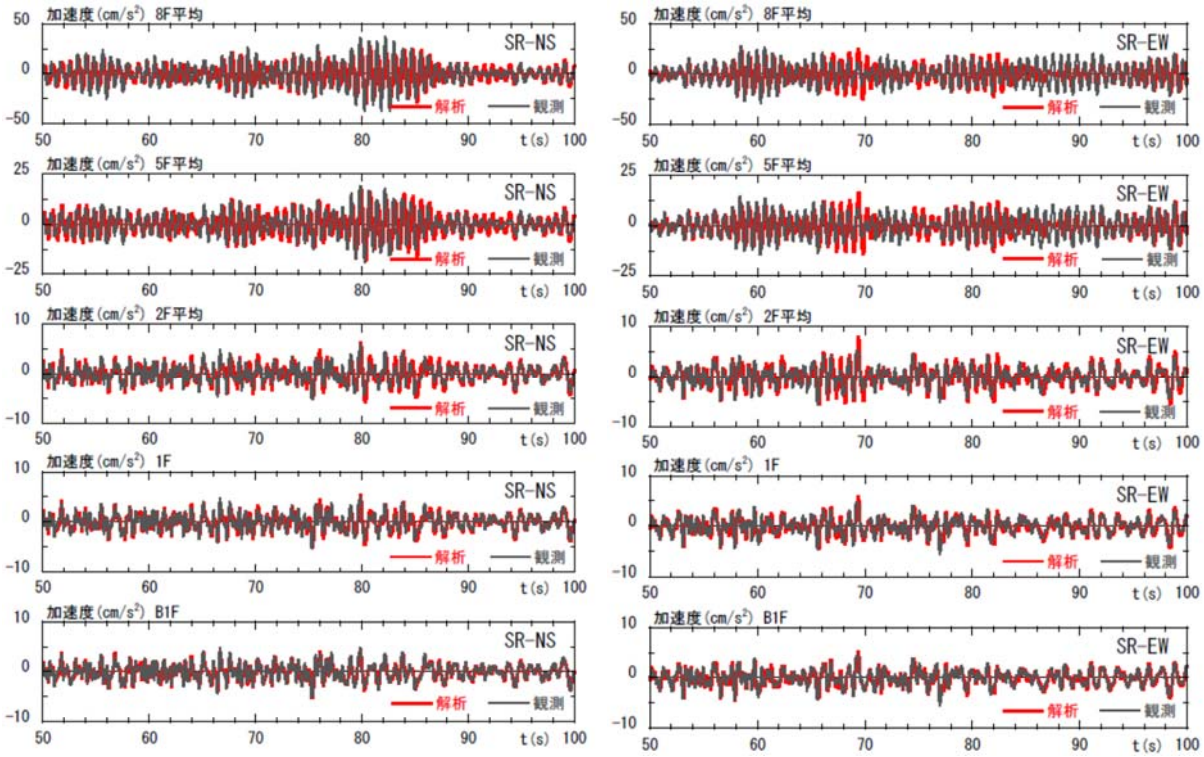
(基礎固定)　(SR モデル[3.09])　(SR モデル[3.11])

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

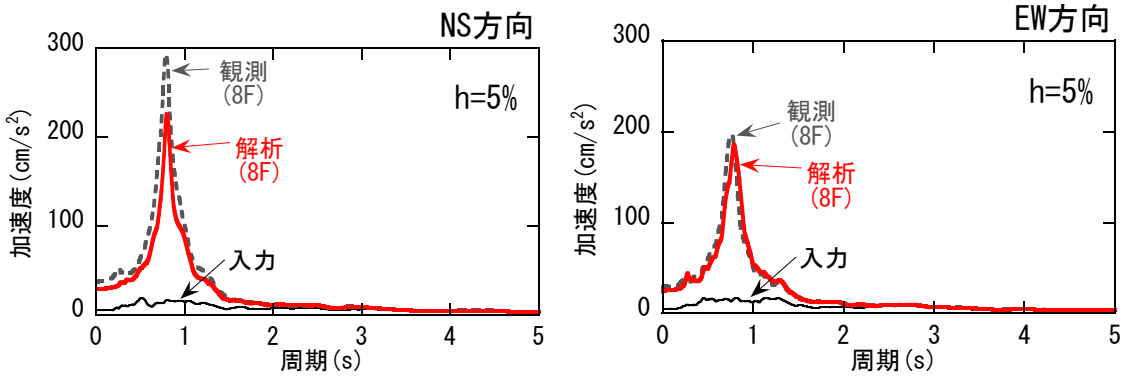
SR モデルの解析結果を以下に示す。

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。



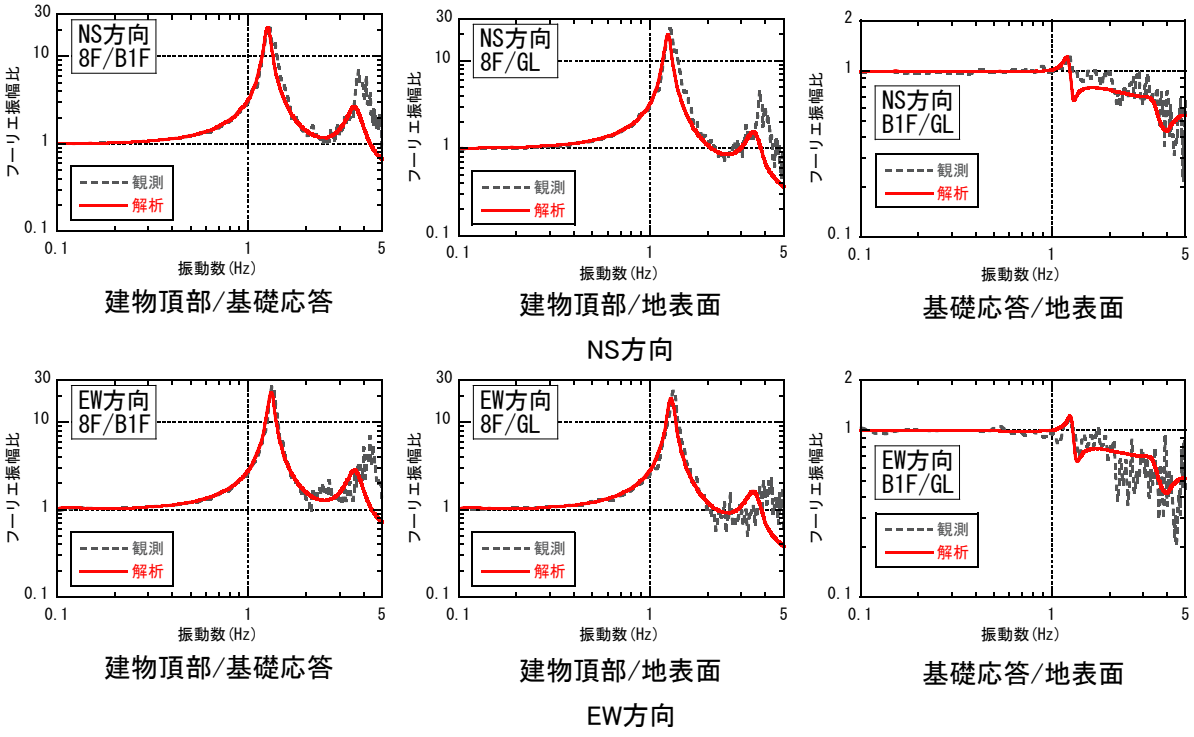
NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

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%)



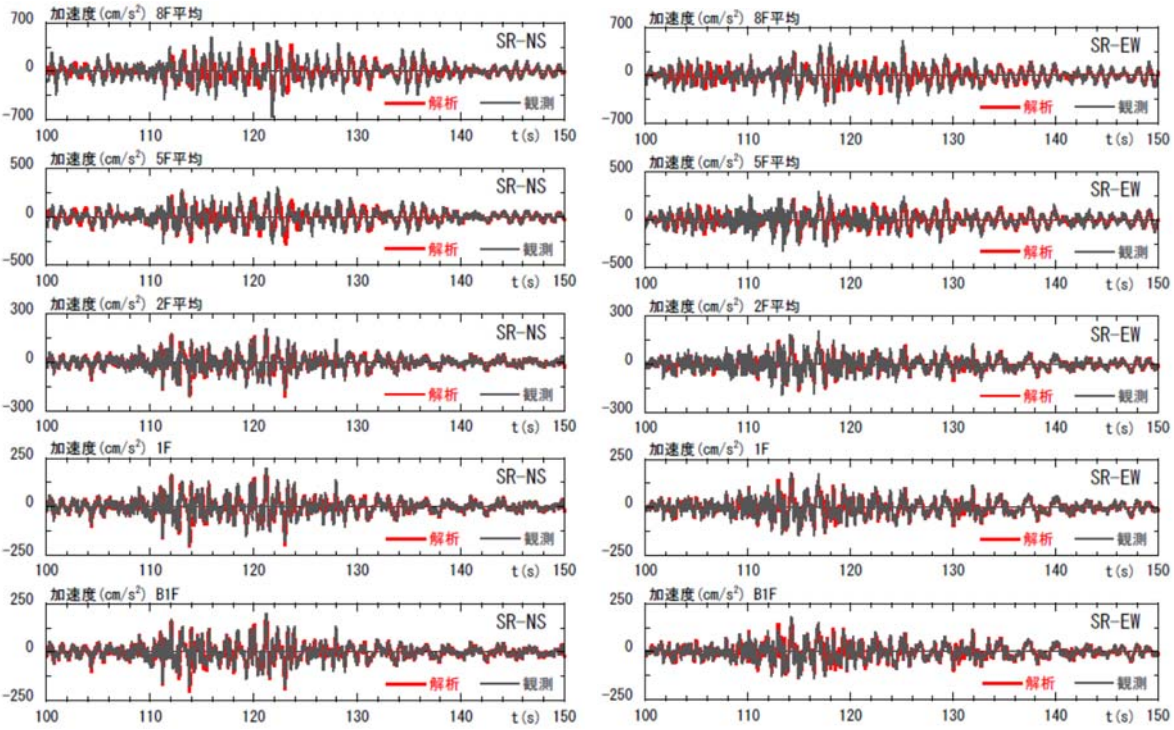
建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

NS方向

建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

EW方向

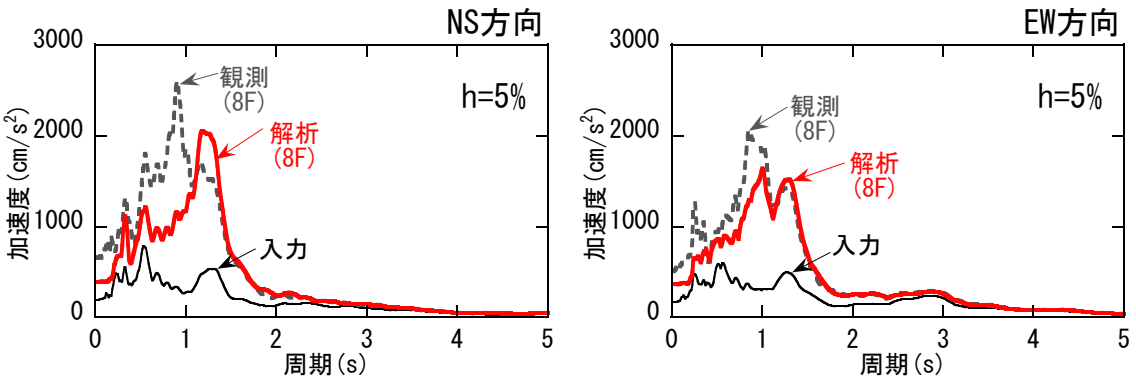
図 6-24 観測記録と解析結果(2011.03.09 前震)の伝達関数



NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

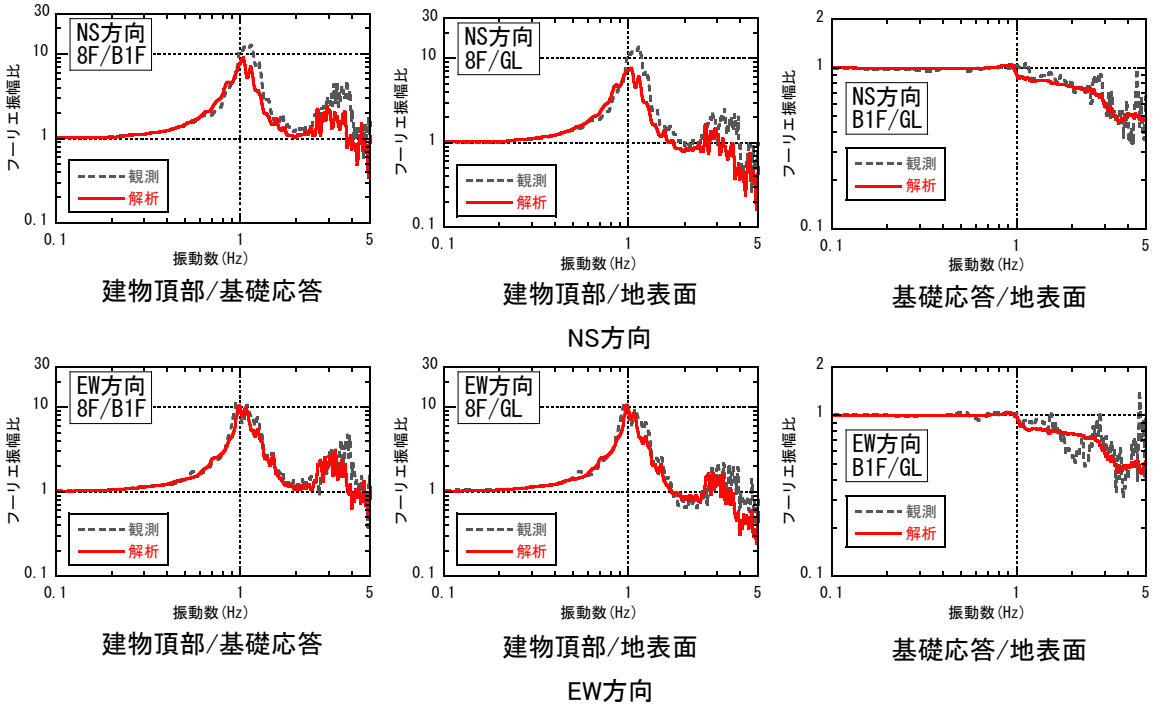
図 6-25 観測記録と解析結果(2011.03.11 本震)の加速度応答の比較

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変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。



NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

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%)



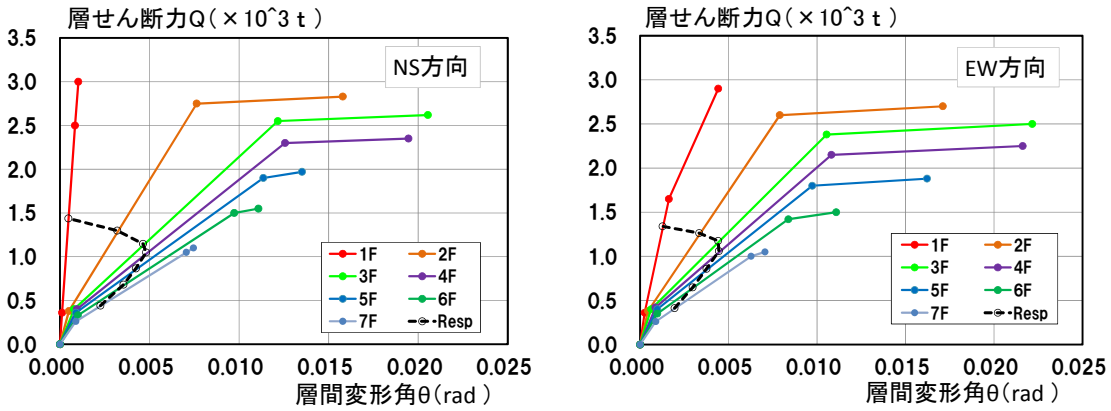
建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

NS方向

建物頂部/基礎応答　　建物頂部/地表面　　基礎応答/地表面

EW方向

図 6-27 観測記録と解析結果(2011.03.11 本震)の伝達関数



NS(長辺)方向　　EW(短辺)方向

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変化した。
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)

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(長辺)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

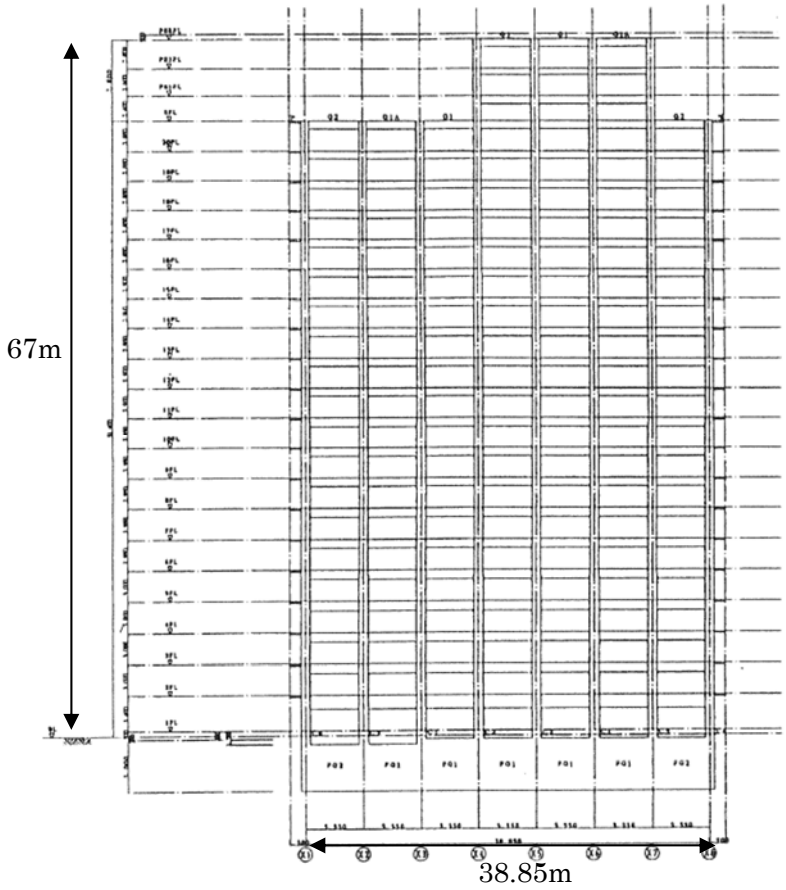


図 7-2 軸組図

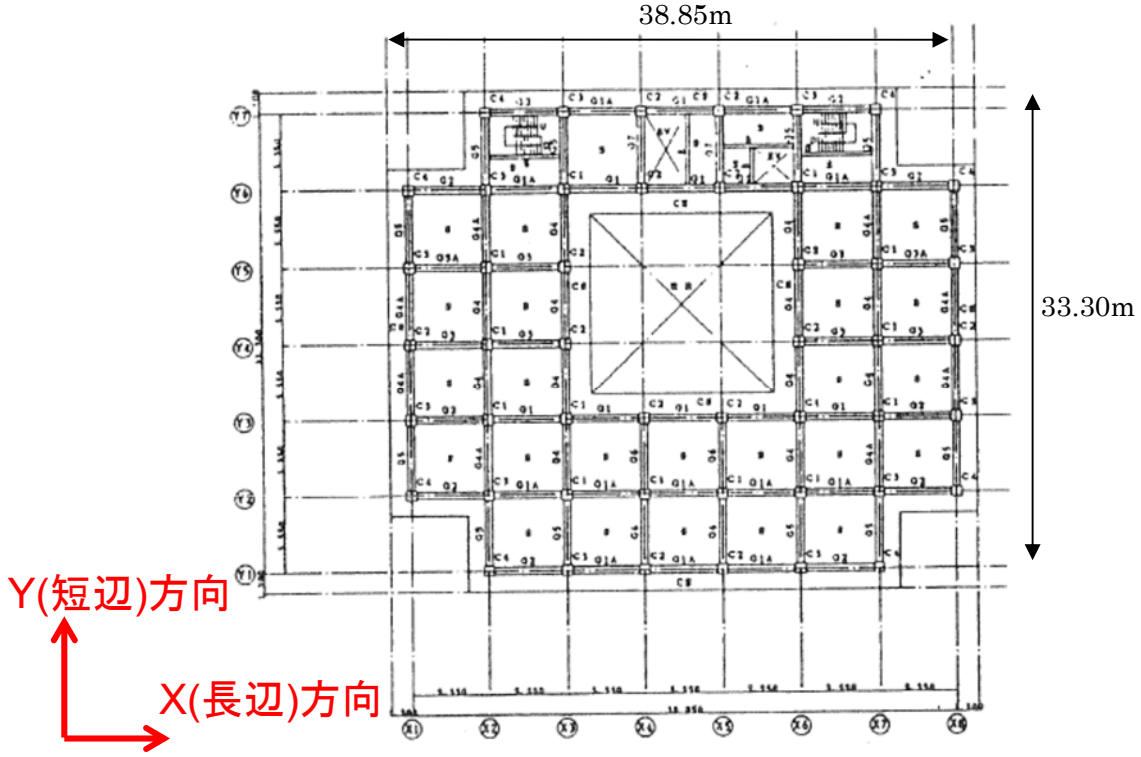


図 7-3 基準階の平面図

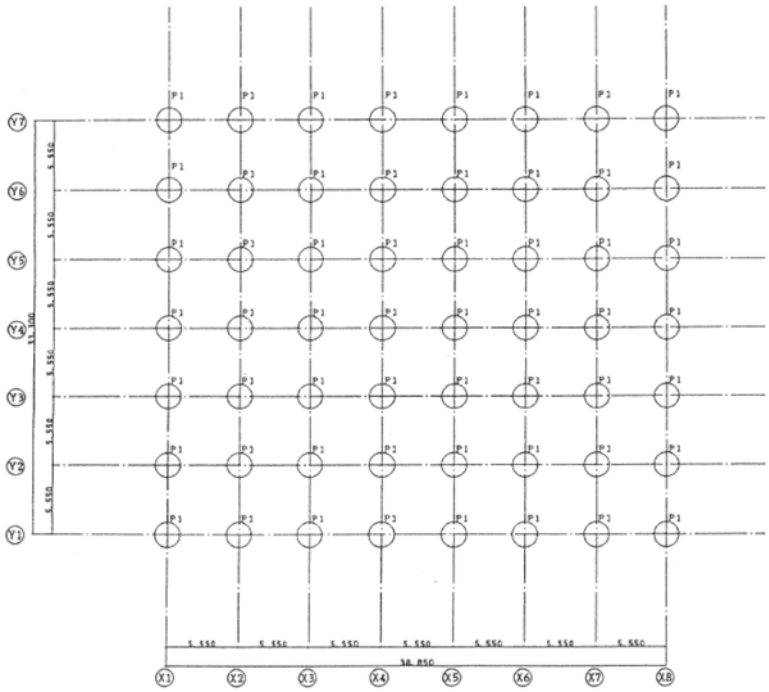


図 7-4　杭伏図

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。

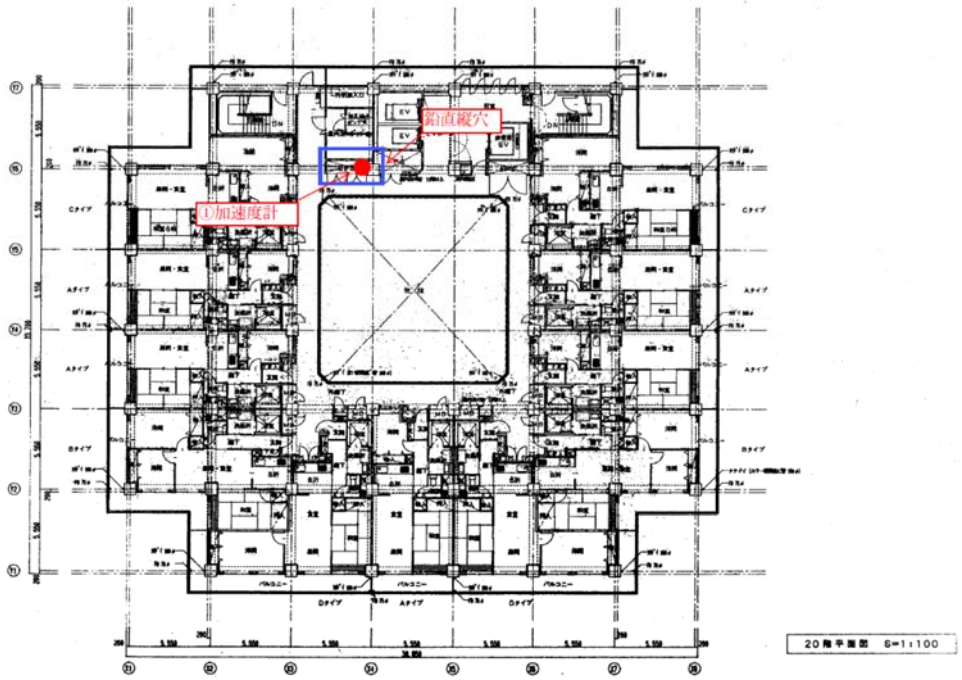


図 7-5　地震計配置図[20 階]

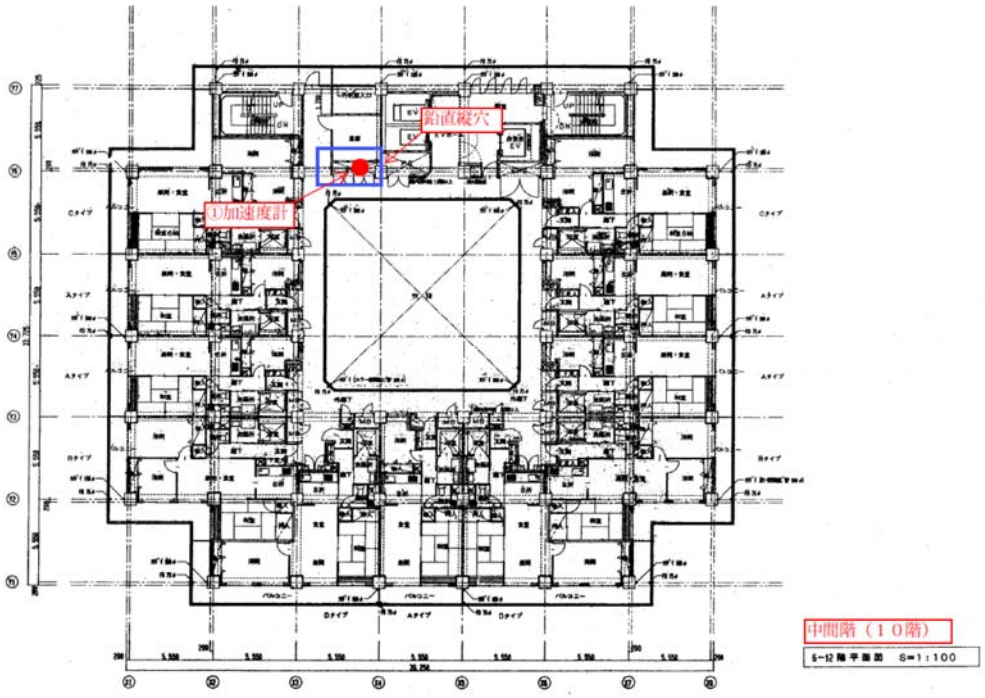


図 7-6　地震計配置図[10 階]

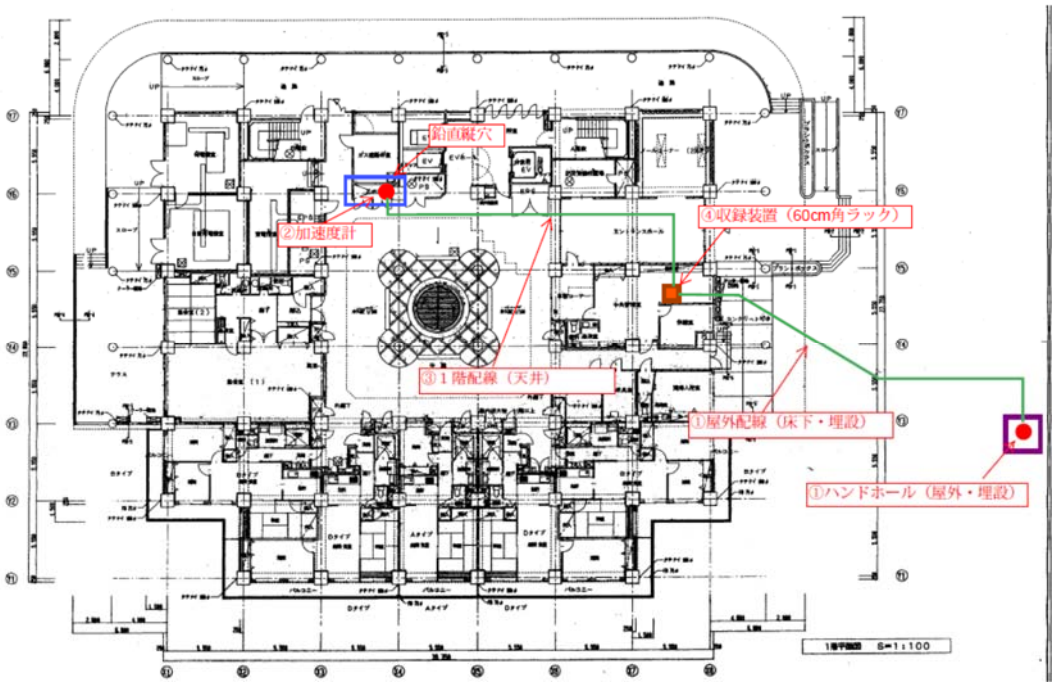


図-7-7　地震計配置図[1 階]

図 7-8,図 7-9 に 2012 年 5 月 18 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 9.8cm/s², Y(短辺)方向で 9.9cm/s² であった。建築物の最上階である 20 階では，X 方向で 6.1cm/s², Y 方向で 15.5cm/s² であった。なお，1 階の記録のみ 60 秒間の観測記録である。

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/s², Y(短辺)方向で 36.7cm/s² 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/s², Y(短辺)方向で 15.0cm/s² であった。

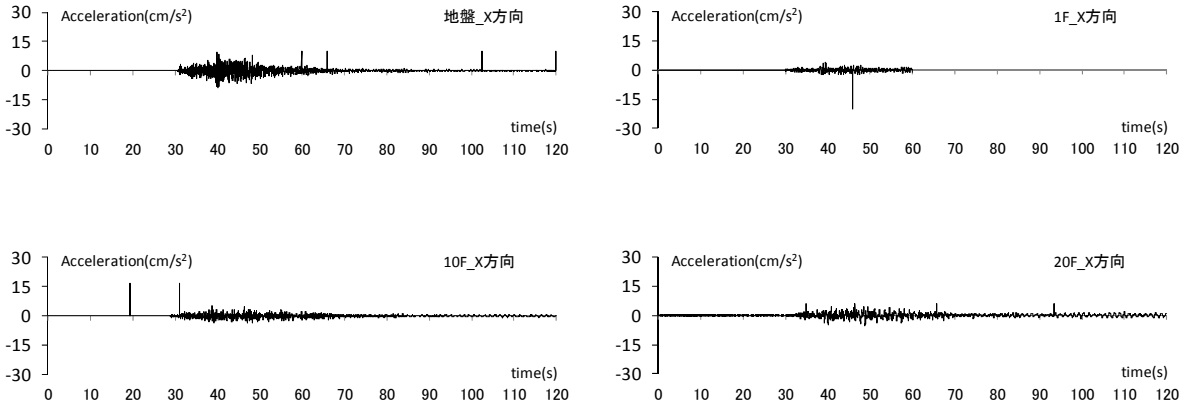


図 7-8　地震観測波形（X(長辺)方向　2012/05/18）

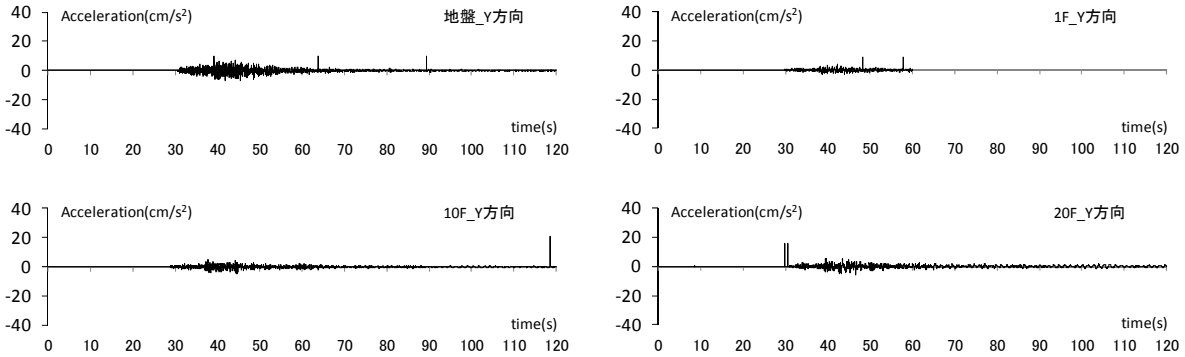


図 7-9　地震観測波形（Y(短辺)方向　2012/05/18）

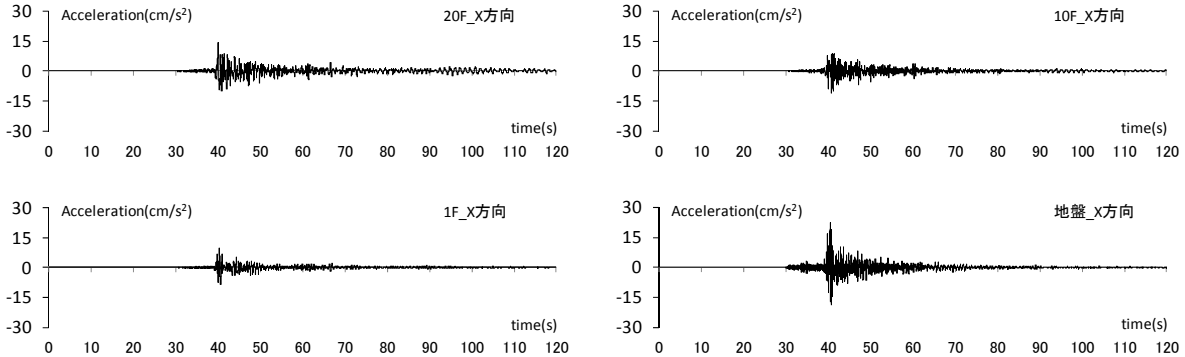


図 7-10　地震観測波形（X(長辺)方向　2012/11/24）

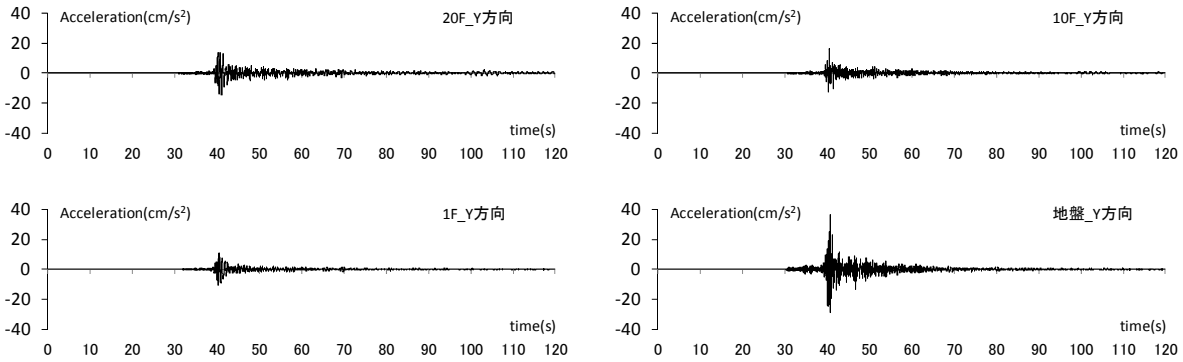
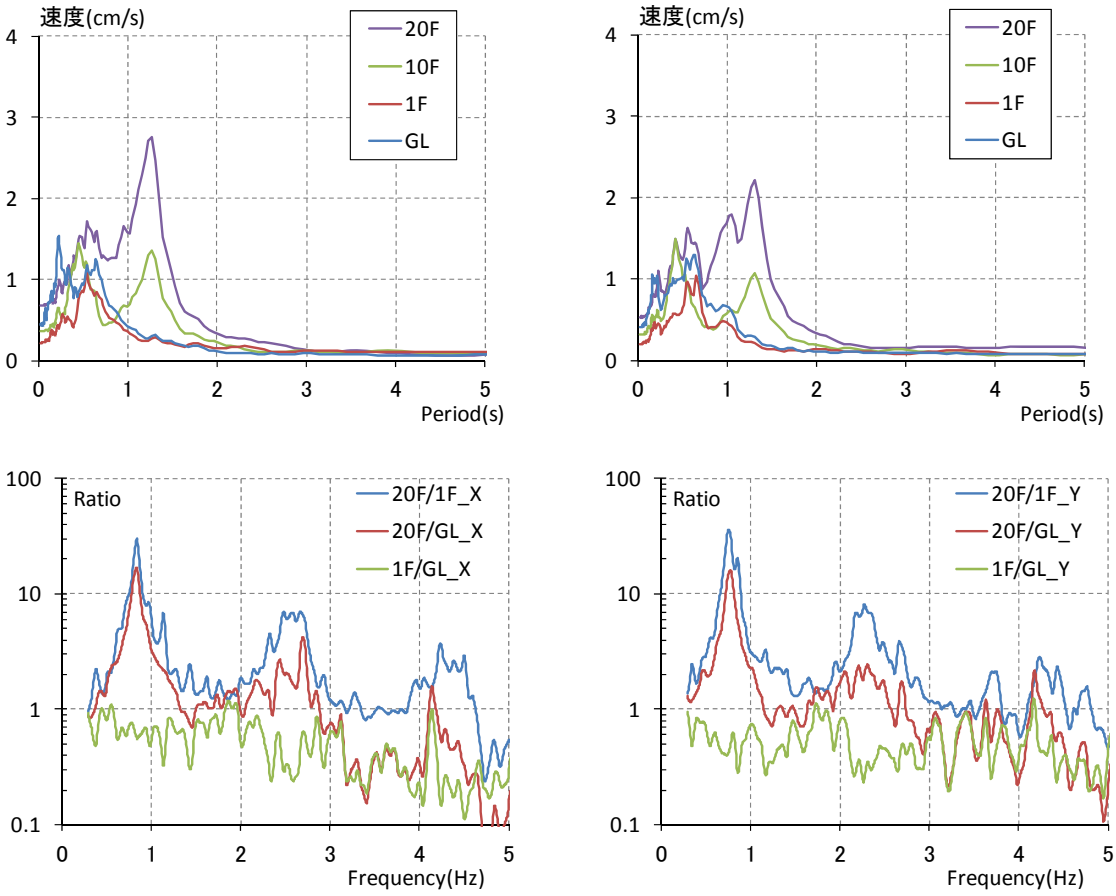


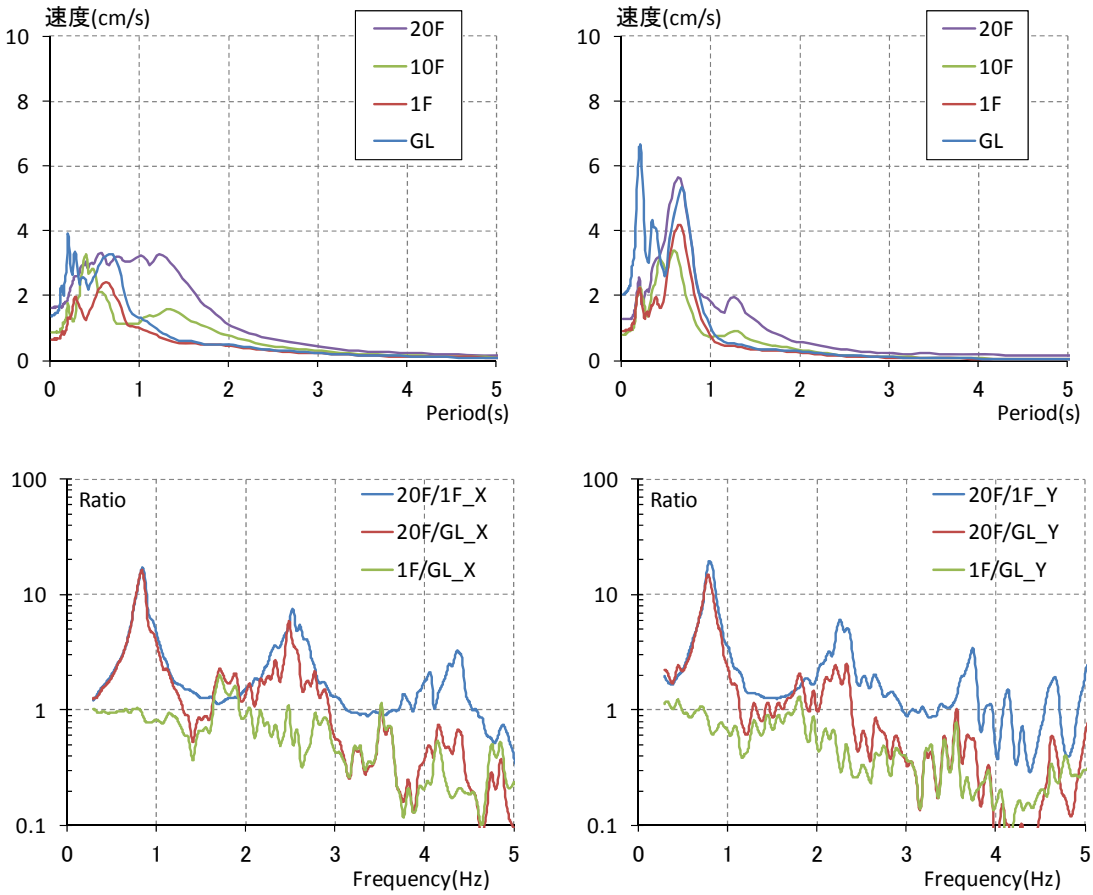
図 7-11　地震観測波形（Y(短辺)方向　2012/11/24）

図 7-12 に 2012 年 5 月 18 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。また，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。



X(長辺)方向　　Y(短辺)方向

図 7-12　速度応答スペクトル(h=5%)と伝達関数(2012/05/18)



X(長辺)方向　　Y(短辺)方向

図 7-13　速度応答スペクトル(h=5%)と伝達関数(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。

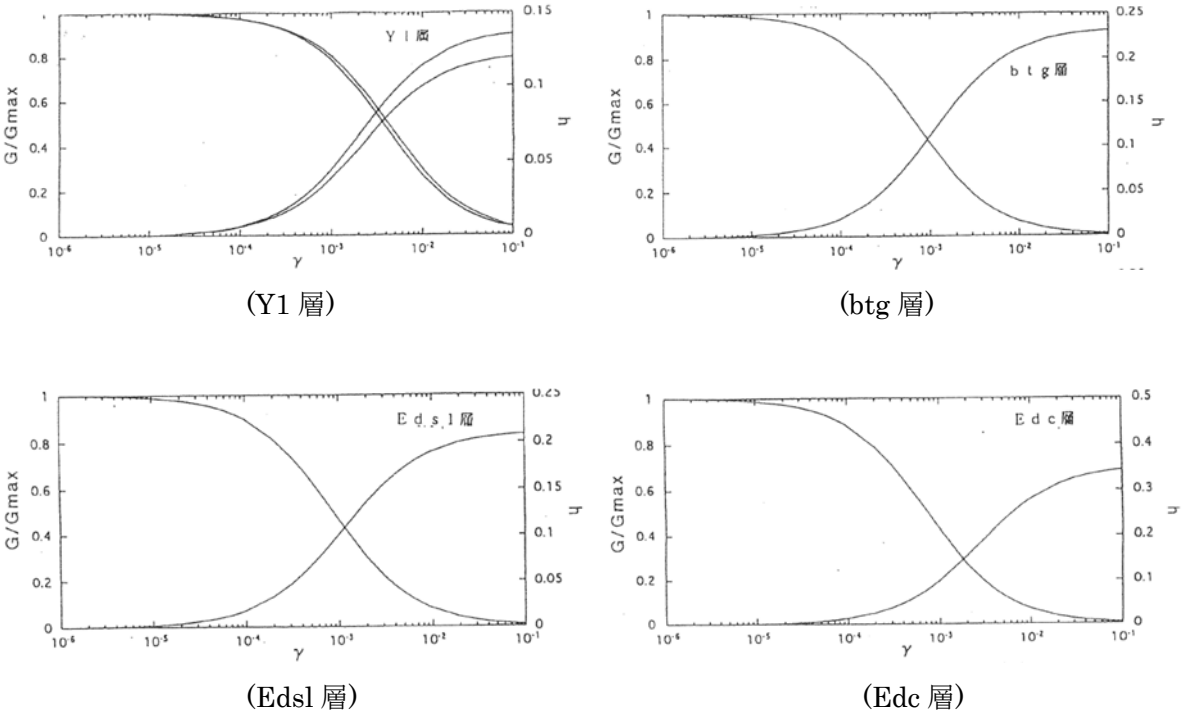
表 7-1 に地盤定数を示す。地盤の層序とせん断波速度は、構造計算書に示された原位置調査結果に基づいて設定し、工学的基盤は GL-40.0m とした。図 3.9.4-2 に、土の非線形モデルを示す。土の非線形モデルは、Yl 層，btg 層，Eds 層，Edc 層については原位置採取試料による動的変形試験結果が構造計算書に示されているので、これに基づいて設定した。動的変形試験の行われた層の周辺の層は，土質が同じ層は同一と仮定する。それ以外の層は文献 1)による一般値とした。

図 7-15 に地盤のせん断波速度の分布を示す。図では、表 7-1 に示されるせん断波速度を Case1 とし、これらを 0.85 倍した場合を Case2 としている。

表 7-1　地盤定数

層名/土質名			地層区分	層厚 (m)	密度 (t/m³)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	HDモデルの非線形特性	
								γ0.5(%)	hmax(%)
沖積層	盛土・埋土 後背湿地性堆積物		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	粘性土層上部	Yl	6.65	1.50	93	0.4954	0.4	14
		粘性土層下部		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	0.07	23
				2.80	2.00	420	0.4602		
		粘性土層	btg'	1.50	1.80	310	0.4761	0.07	34
		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



(Y1 層)　(btg 層)

(Edsl 層)　(Edc 層)

図 7-14　土の非線形モデル

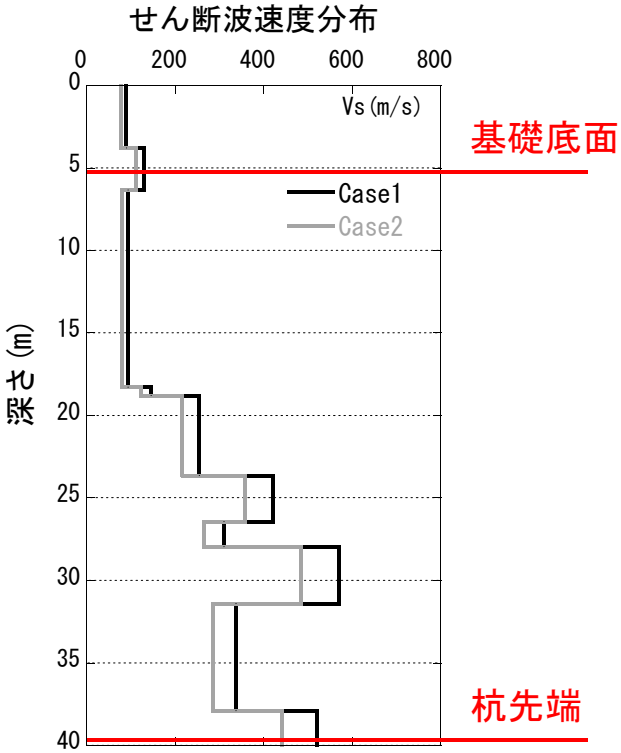
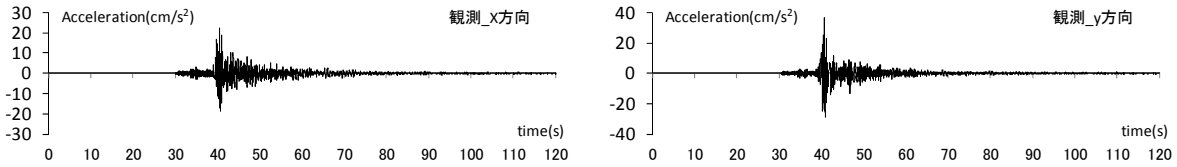


図 7-15　せん断波速度の分布

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, 7-20 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を解析と観測で比較したスペクトルを示す。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 Case1、Case2 共に良く対応していることが確認できる。



X(長辺)方向　　Y(短辺)

図 7-16　地盤の観測記録(2012/11/24)

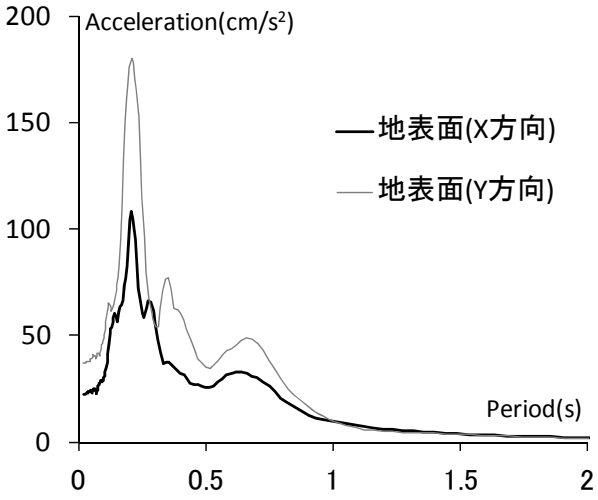
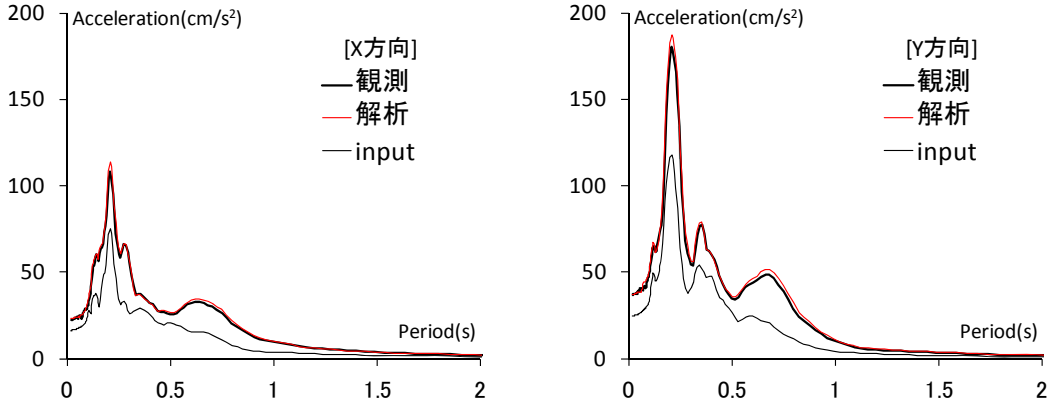
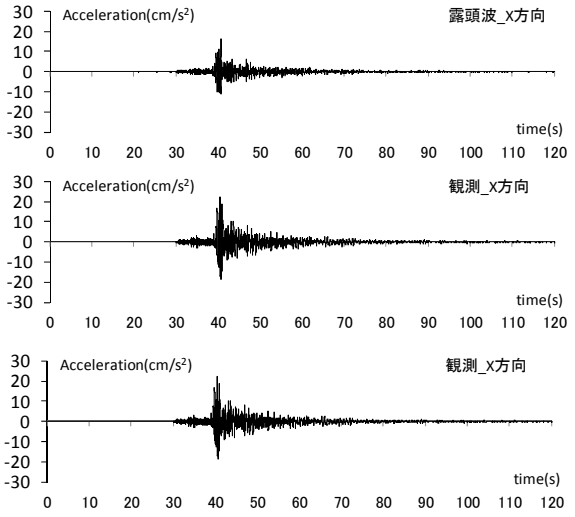


図 7-17　地盤の加速度応答スペクトル(h=5%, 2012/11/24)

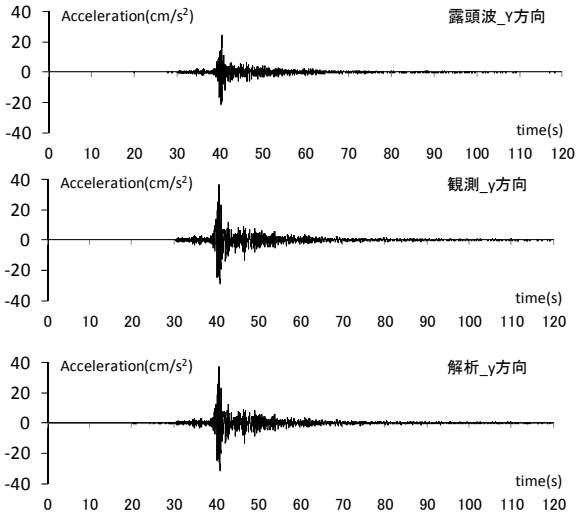


X(長辺)方向　　Y(短辺)方向

図 7-18　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%, Case1)

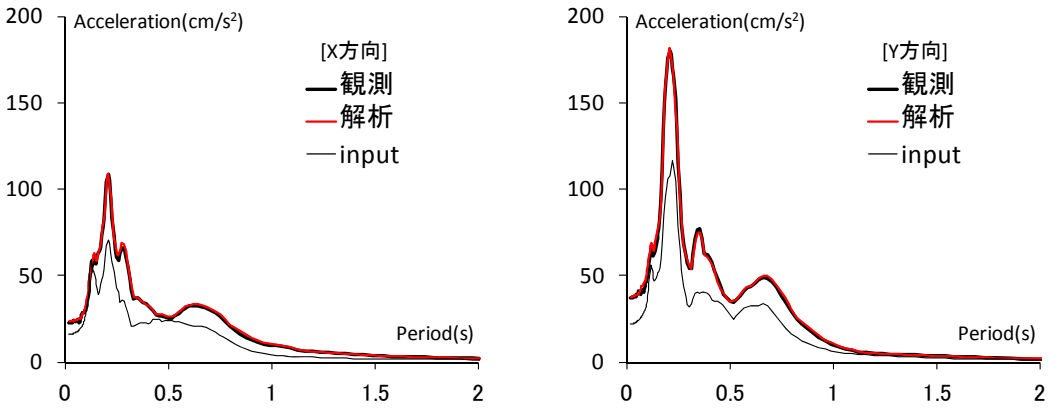


X(長辺)方向



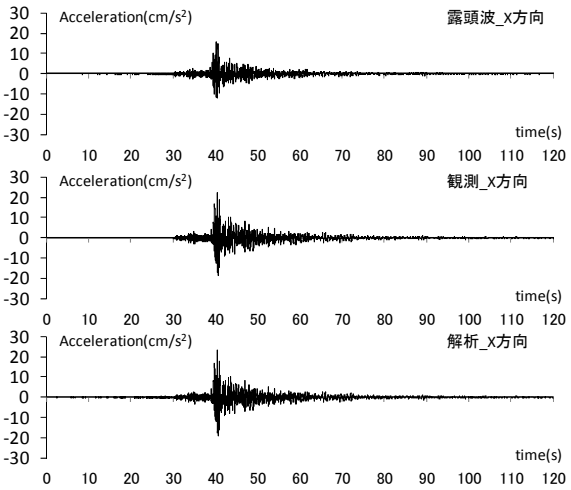
Y(短辺)方向

図 7-19　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[Case1]

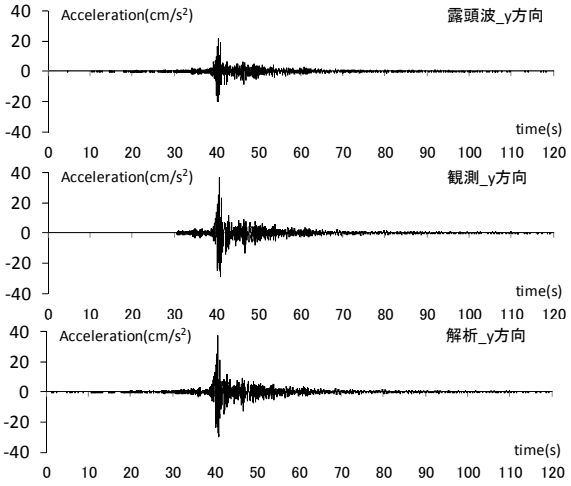


X(長辺)方向　　Y(短辺)方向

図 7-20　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%, Case2)



X(長辺)方向



Y(短辺)方向

図 7-21　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[Case2]

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も、大きな非線形には至っていないことがわかる。

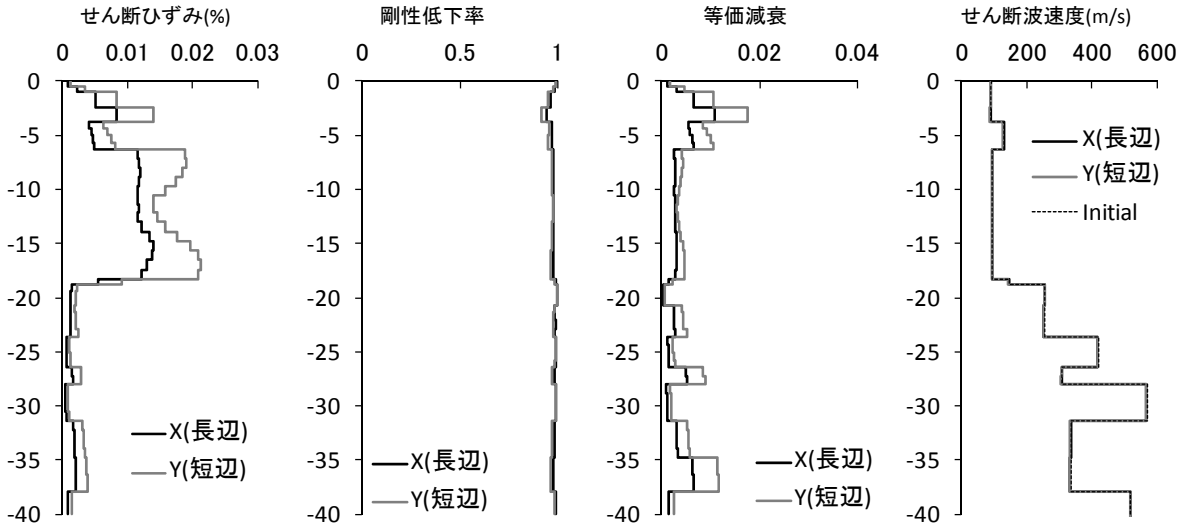


図 7-22　地盤の等価物性値[Case1]

（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）

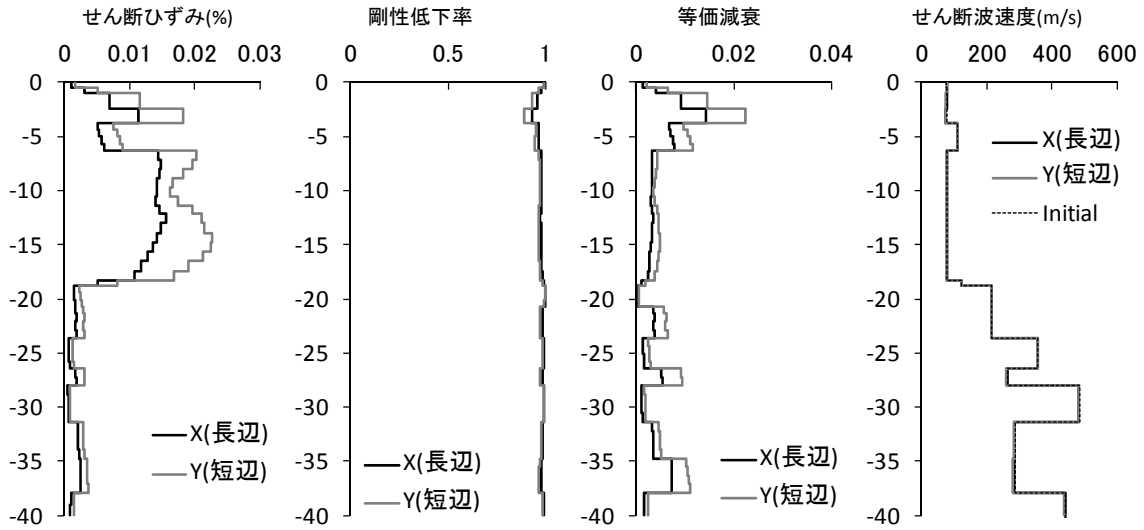


図 7-23　地盤の等価物性値[Case2]

（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）

図 7-24 に Case1 と Case2 の地盤の伝達関数を示す。Case1 では、地盤の一次卓越周波数はおよそ 1.2Hz、Case2 では Case1 に比べて剛性を小さくしているためおよそ 1.0Hz である。

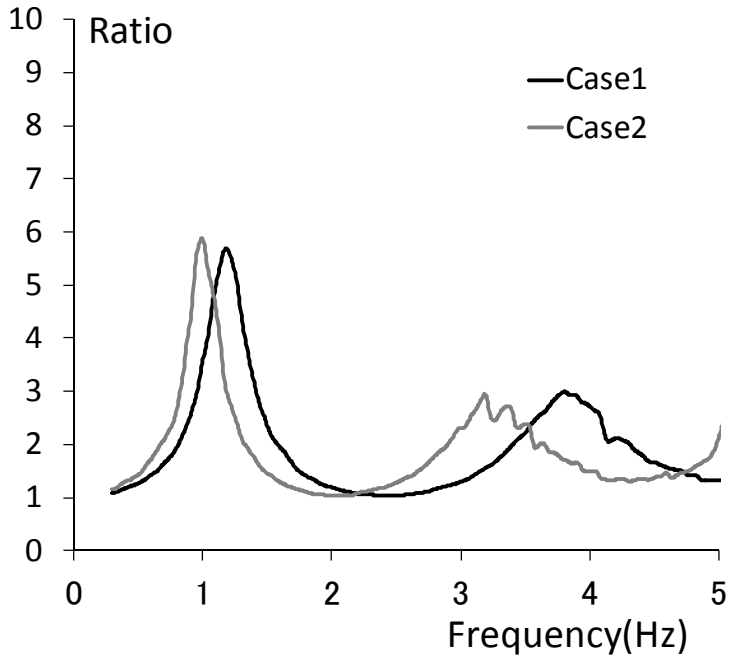


図 7-24　地盤の伝達関数

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 解析モデル概要

シミュレーション解析には、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 7-2 に解析ケースを示す。Case1，Case4 は室内試験により得られた地盤物性と PS 検層より得られたせん断波速度を用いる。Case2，Case3 は，せん断波速度を全体の 0.85 倍とした値を用いて同様の解析を行う。また，Case3 と Case4 は，建物の剛性を設計モデルから見直し，X(長辺)方向の剛性を 0.85 倍，Y(短辺)方向の剛性を 0.75 倍としたモデルを用いて動的解析を行う。動的解析の減衰は，建物の一次周期と二次周期にレーリー減衰で 3%を入力して解析を行った。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示す。

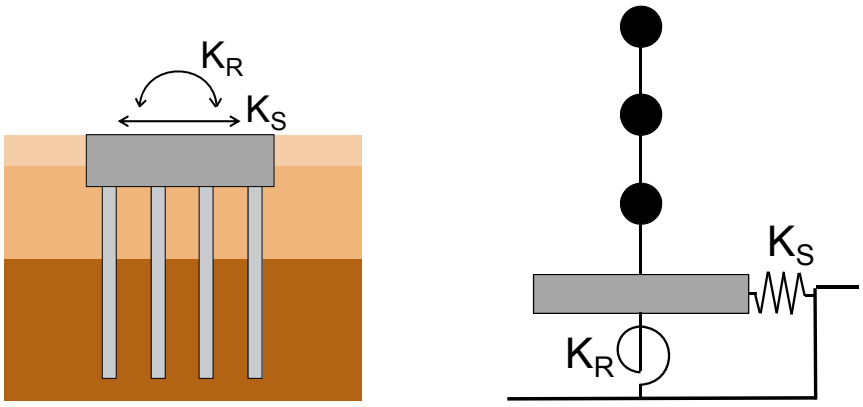


図 7-25　分離型のシミュレーション解析

表 7-2　解析ケース

	地盤物性 （せん断波速度）	建物物性
Case 1	PS 検層	設計モデル
Case 2	PS 検層より見直し (0.85 倍)	設計モデル
Case 3	PS 検層より見直し (0.85 倍)	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)
Case 4	PS 検層	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)

表 7-3 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

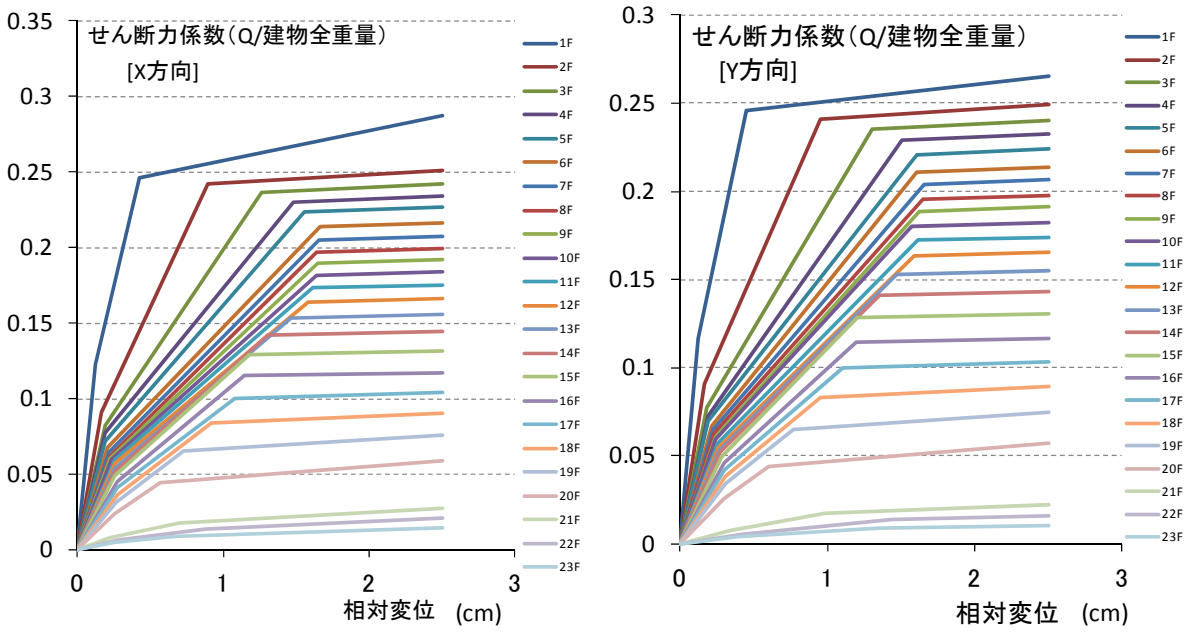


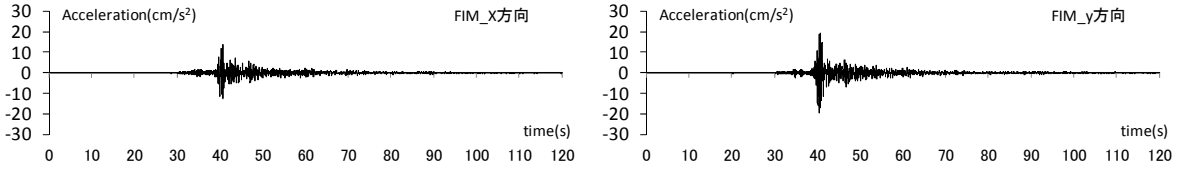
図 7-26　建物の復元力特性(X(長辺)方向，Y(短辺)方向)

2) 基礎入力動と地盤ばねの評価

図 7-27, 7-28 に 2012 年 11 月 24 日の露頭波から三次元薄層要素法を用いて算出した基礎入力動の時刻歴波形を示す。三次元薄層要素法に用いた地盤定数は，地震による地盤の非線形はあまり大きくないことから，初期のせん断波速度を用いた。図 7-27, 7-28 に示す基礎入力動を SR モデルに入力してシミュレーション解析を行う。

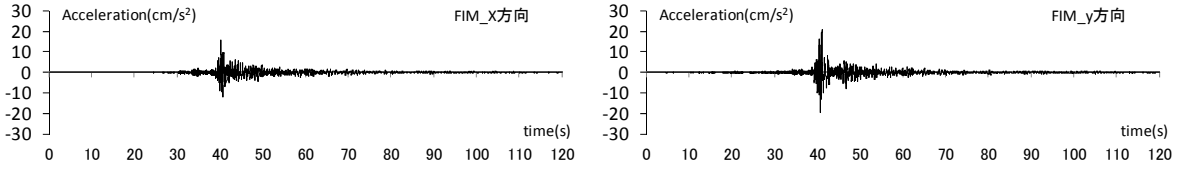
図 7-29, 7-30 に薄層要素法を用いて算出した杭基礎のインピーダンスを，表 7-5 に SR モデルに用いる地盤ばねの剛性と減衰の一覧を示す。Case2 は Case1 よりも地盤のせん断波速度が小さいため，地盤ばねの剛性も Case2 の方が Case1 よりも約 2 割小さくなっている。

図 7-31, 7-32 に薄層要素法により求めた基礎入力動と観測記録(1F/GL)を比較した図を示す。解析の Case1 と Case2 の比較では，地盤の一次卓越周波数の違いが，主に 1Hz あたりの谷および 2Hz あたりの山で表れている。次に，2012 年 5 月 18 日の記録と解析結果の比較では，1Hz の谷から 2Hz あたりの山までを，地盤のせん断波速度を見直した Case2 の方が比較的良好に再現できている。2012 年 11 月 24 日の記録と解析結果の比較では，Y(短辺)方向については先述と同様で Case2 の方が概ね対応しているが，X(長辺)方向については Case1，Case2 ともに 1Hz の谷が観測記録とは対応していない結果となった。



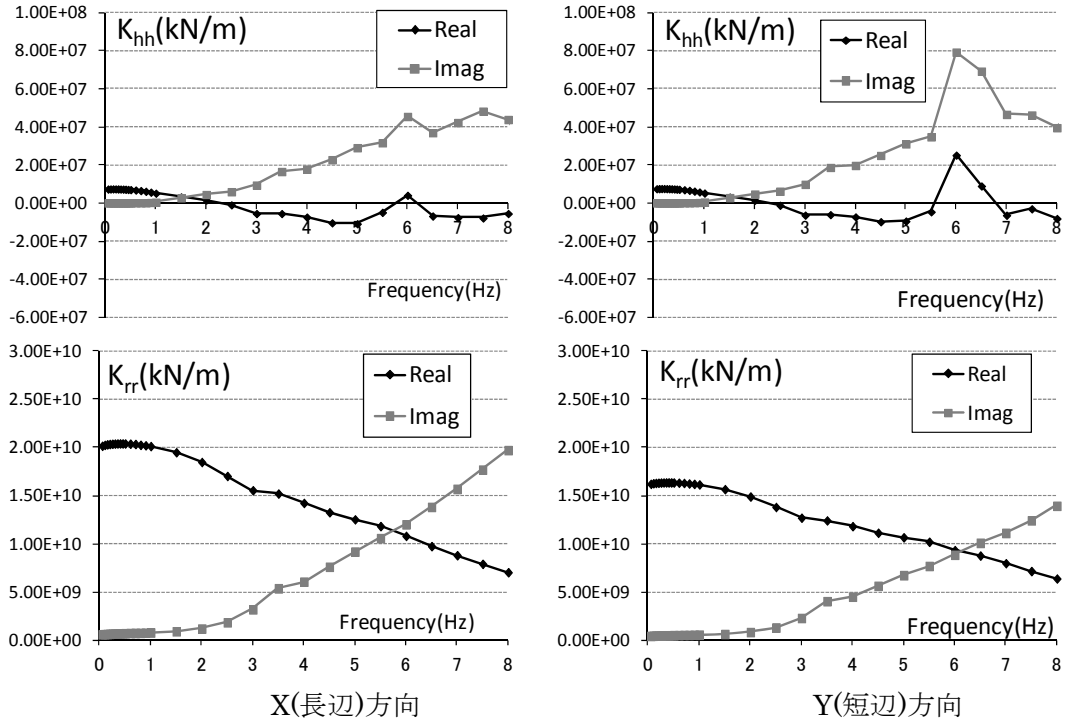
X(長辺)方向　　Y(短辺)方向

図 7-27　薄層要素法により得られた基礎入力動(Case1　2012/11/24)



X(長辺)方向　　Y(短辺)方向

図 7-28　薄層要素法により得られた基礎入力動(Case2　2012/11/24)



X(長辺)方向　　Y(短辺)方向

図 7-29　薄層要素法により得られた杭基礎のインピーダンス(Case1)

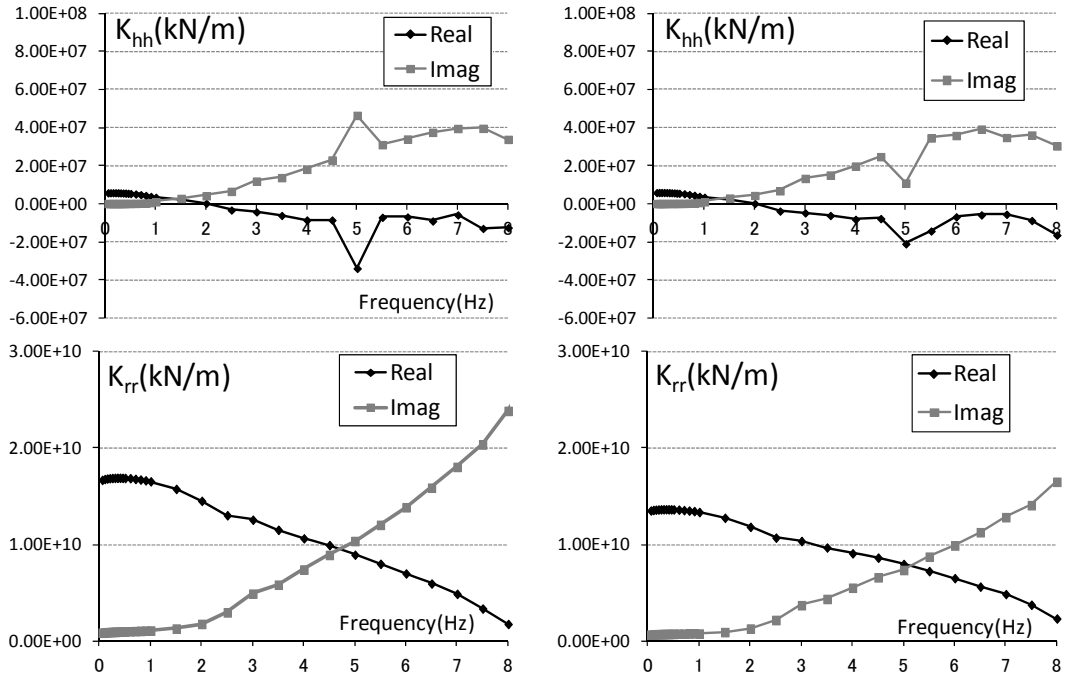
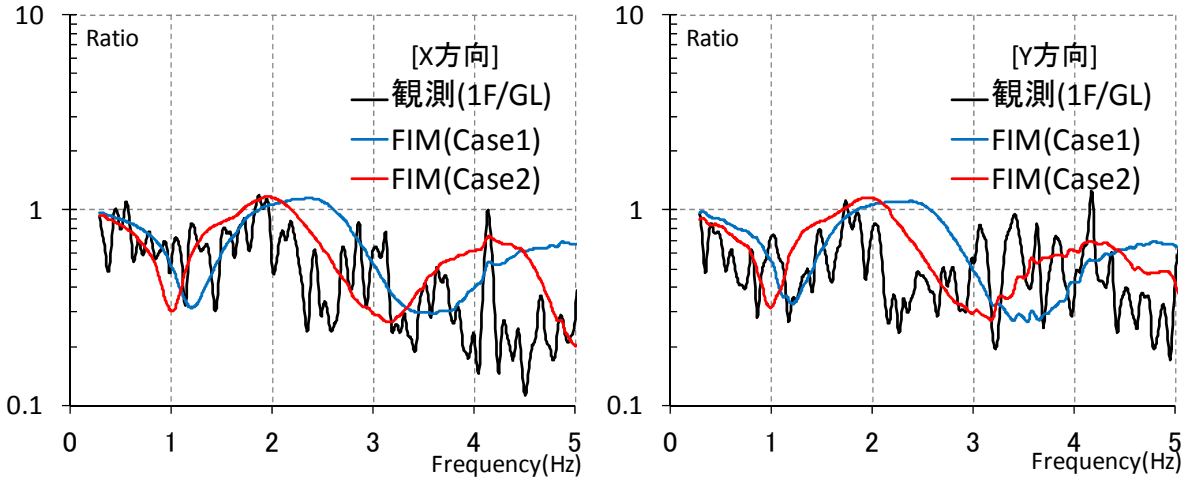


図 7-30　薄層要素法により得られた杭基礎のインピーダンス(Case2)

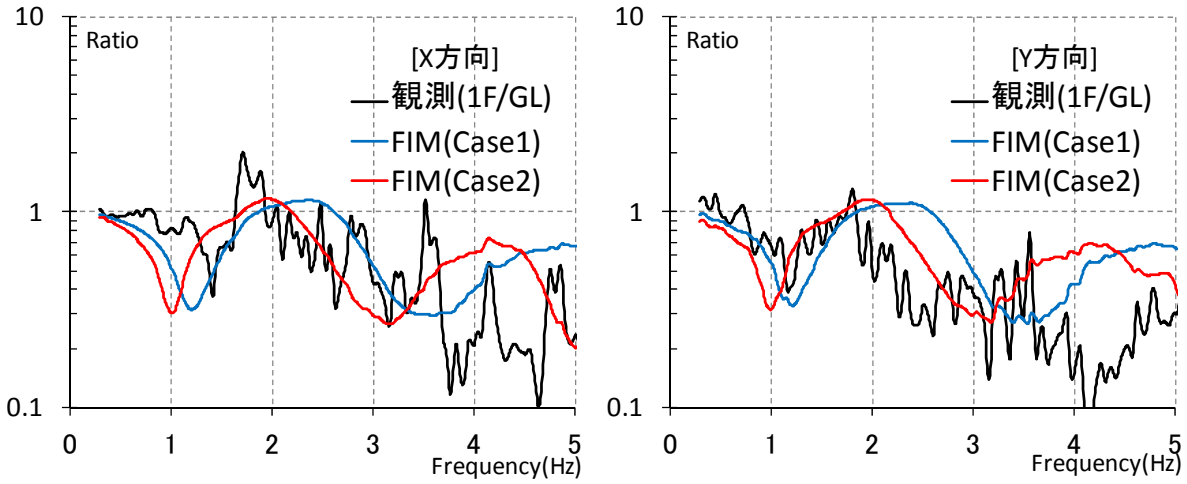
表 7-5　SR モデルの Sway ばねと Rocking ばね

			Case1		Case2	
			X(長辺)	Y(短辺)	X(長辺)	Y(短辺)
水平	地盤ばね	K(kN/m)	7.69E+06	7.86E+06	6.05E+06	6.18E+06
	減衰	C(kN.s/rad)	9.12E+04	9.30E+04	1.18E+05	1.21E+05
回転	地盤ばね	K(kN/m)	2.04E+10	1.64E+10	1.69E+10	1.37E+10
	減衰	C(kN.s/rad)	1.30E+08	9.32E+07	1.76E+08	1.26E+08



(UK　X(長辺),Y(短辺)方向　2012/05/18)

図 7-31　基礎入力動と観測記録(1F/GL)の比較



(UK　X(長辺),Y(短辺)方向　2012/11/24)

図 7-32　基礎入力動と観測記録(1F/GL)の比較

3) 解析結果

図 7-33～図 7-36 に 2012 年 11 月 24 日の Case1～Case4 のシミュレーション解析による時刻歴加速度を示す。また，図 7-37～図 7.40 に観測と解析の加速度応答スペクトルを示す。Case1 では，解析結果が観測記録よりもかなり大きいが，Case2 ではある程度小さくなり観測記録に近づいている。建物モデルの剛性を調整した Case3,Case4 でも，まだ解析結果が観測よりも大きい結果とはなっているものの，波形の位相やスペクトルは観測記録に近い形状となっている。

図 7-41～図 7-44 に，解析と観測の伝達関数の結果を示す。観測では，2012 年 5 月 18 日の記録と 2012 年 11 月 24 日の記録を合わせて示している。また，表 7-6 に伝達関数の卓越一次振動数の一覧を示す。Case1 の解析結果では，1F/GL について，2Hz 付近の山が観測記録とあまり対応していない。地盤の剛性を全体的に小さくした Case2 と Case3 では，Case1 に比べて 2Hz 付近の山は小さくなっている。しかし，1Hz 付近で急な谷が出現しており，対応しているとは言い難い。建屋の剛性のみを小さくした Case4 の結果では，1Hz 付近の谷から 2Hz 付近の山まで比較的対応している。建物の剛性を小さくしなければならない要因の一つとしては，2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震の本震により建物の剛性が変化したことが考えられる。

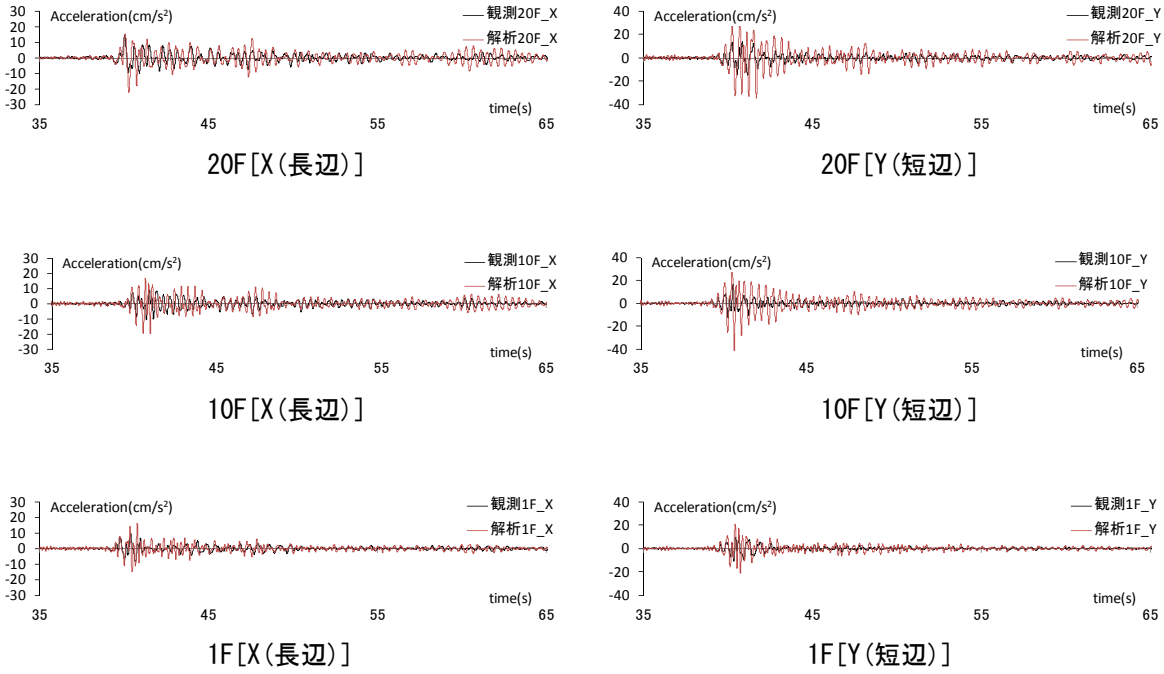


図 7-33　観測記録と解析結果(Case1)の時刻歴加速度の比較(2012/11/24)

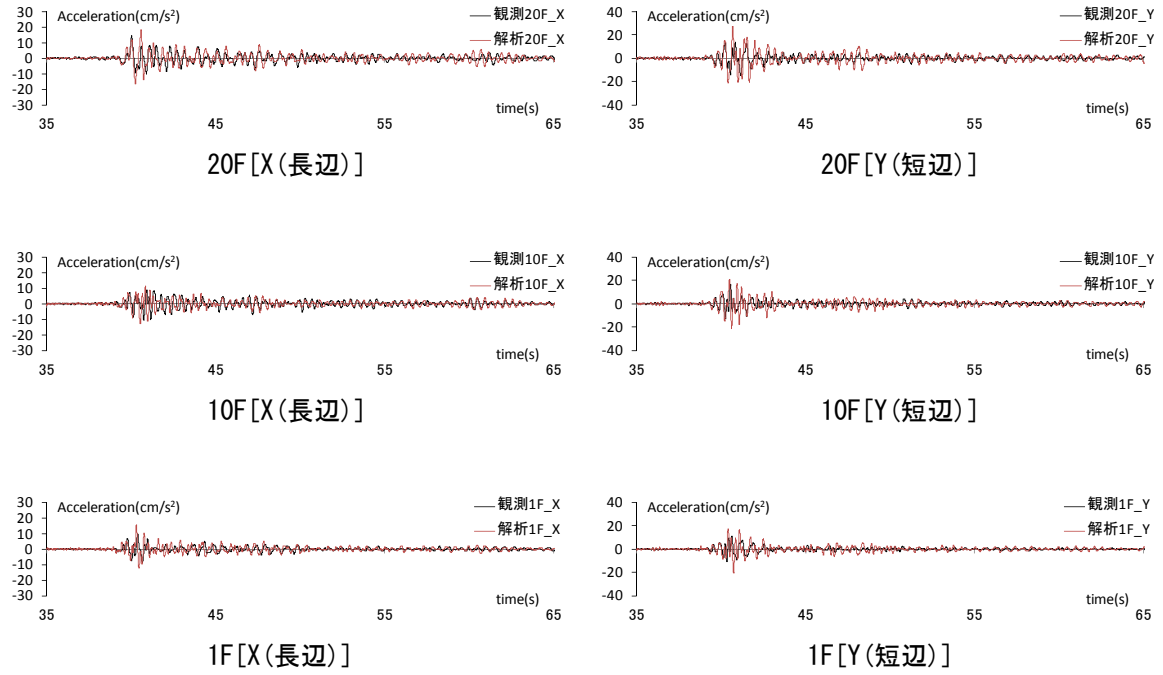


図 7-34　観測記録と解析結果(Case2)の時刻歴加速度の比較(2012/11/24)

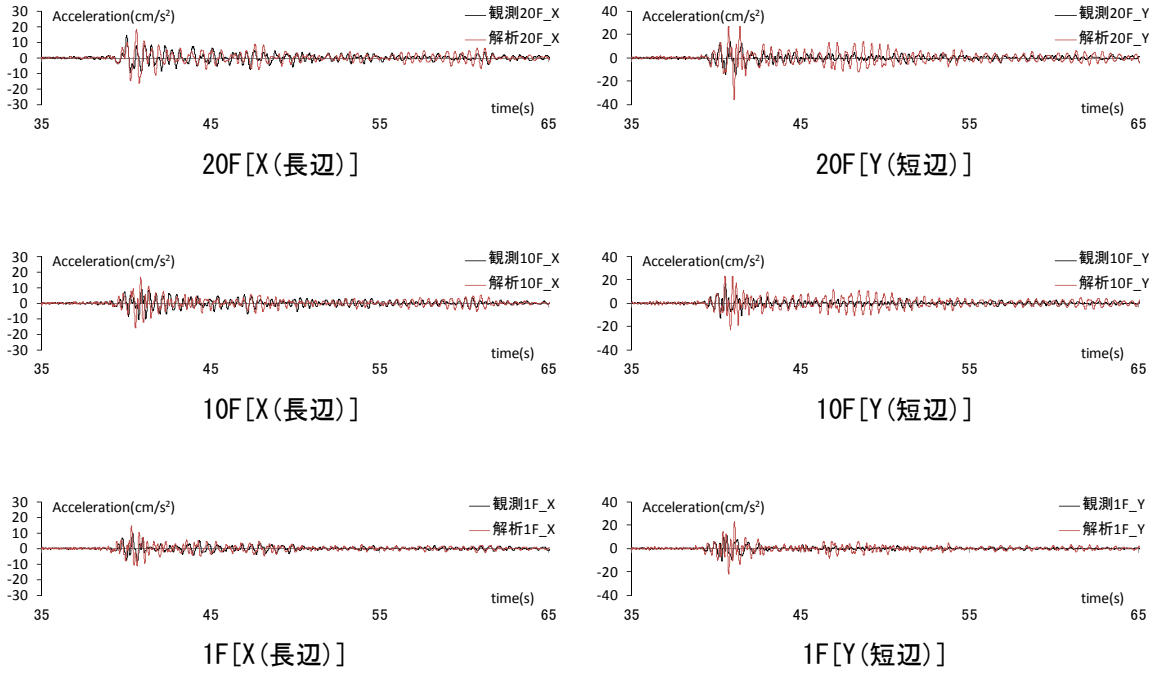


図 7-35　観測記録と解析結果(Case3)の時刻歴加速度の比較(2012/11/24)

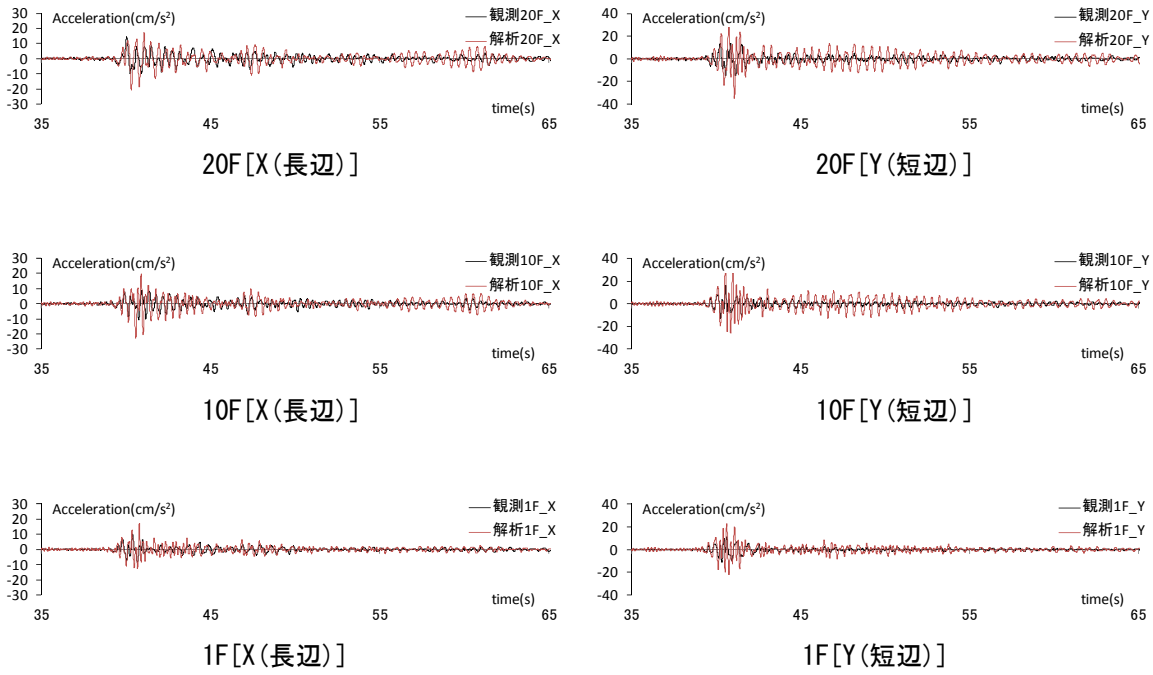


図 7-36　観測記録と解析結果(Case4)の時刻歴加速度の比較(2012/11/24)

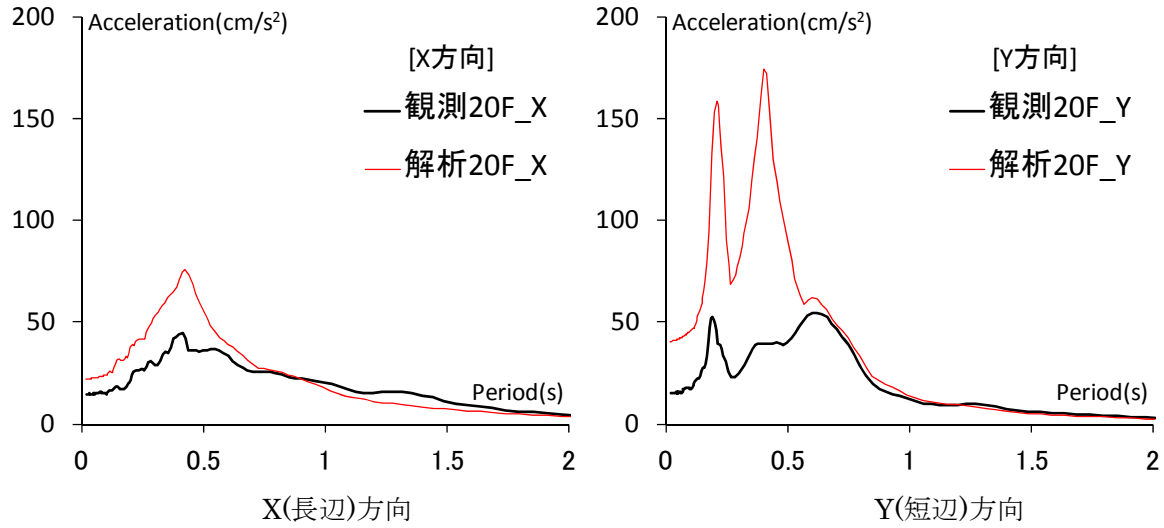


図 7-37　観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル(h=5%)の比較(Case1, 2012/11/24)

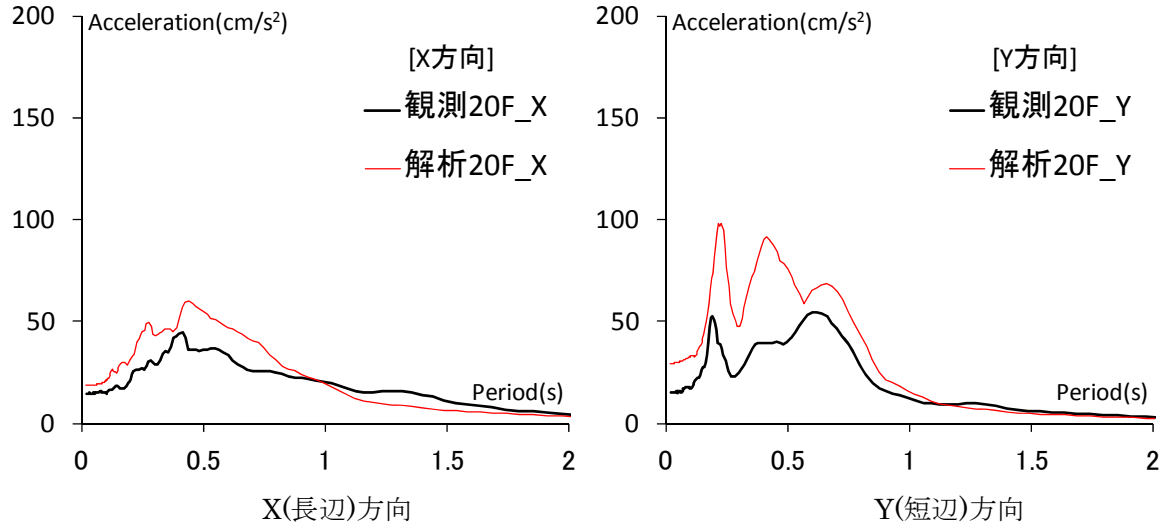


図 7-38　観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル(h=5%)の比較(Case2, 2012/11/24)

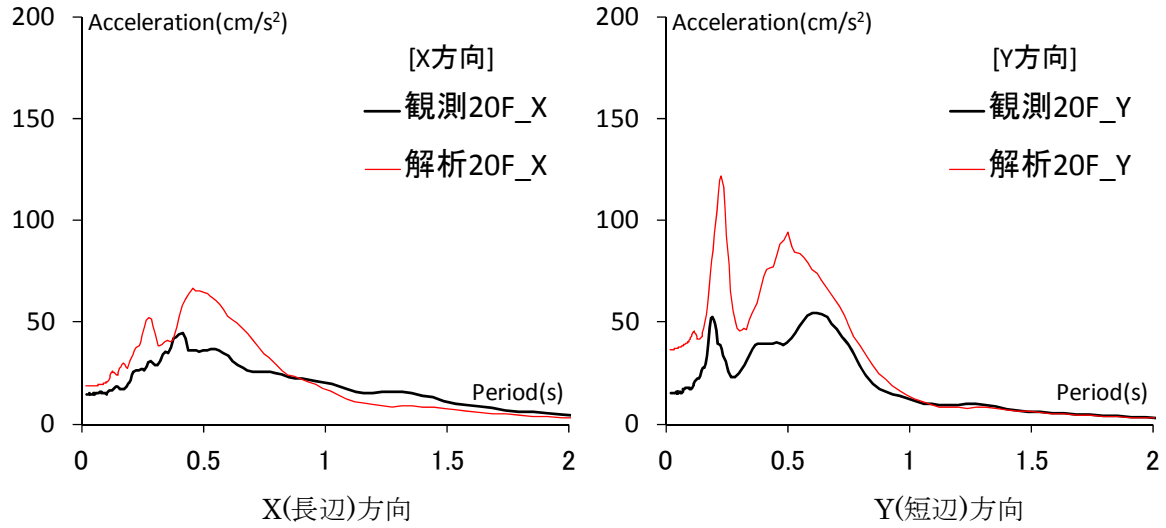


図 7-39　観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル(h=5%)の比較(Case3, 2012/11/24)

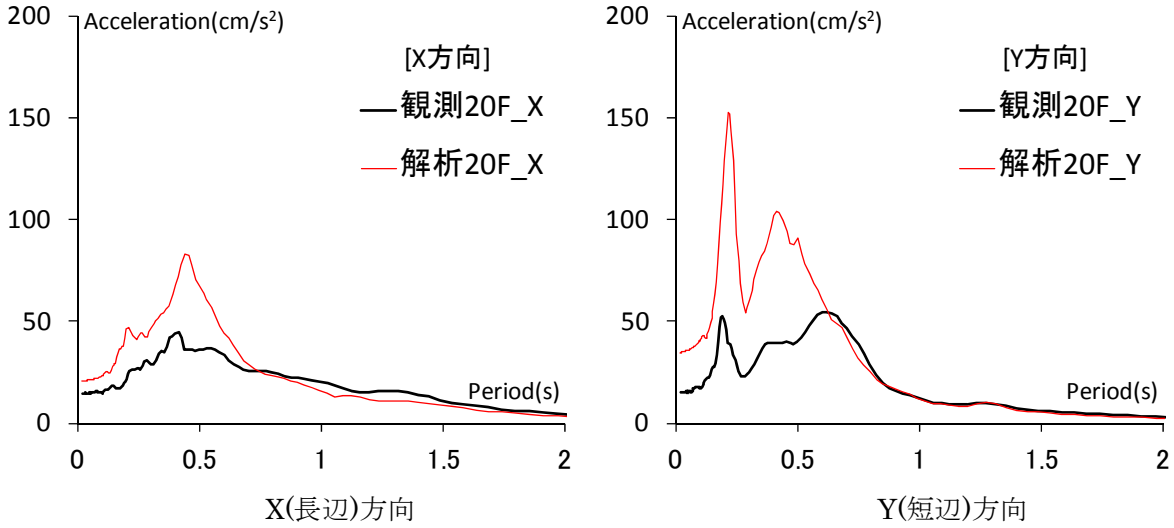


図 7-40　観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル(h=5%)の比較(Case4, 2012/11/24)

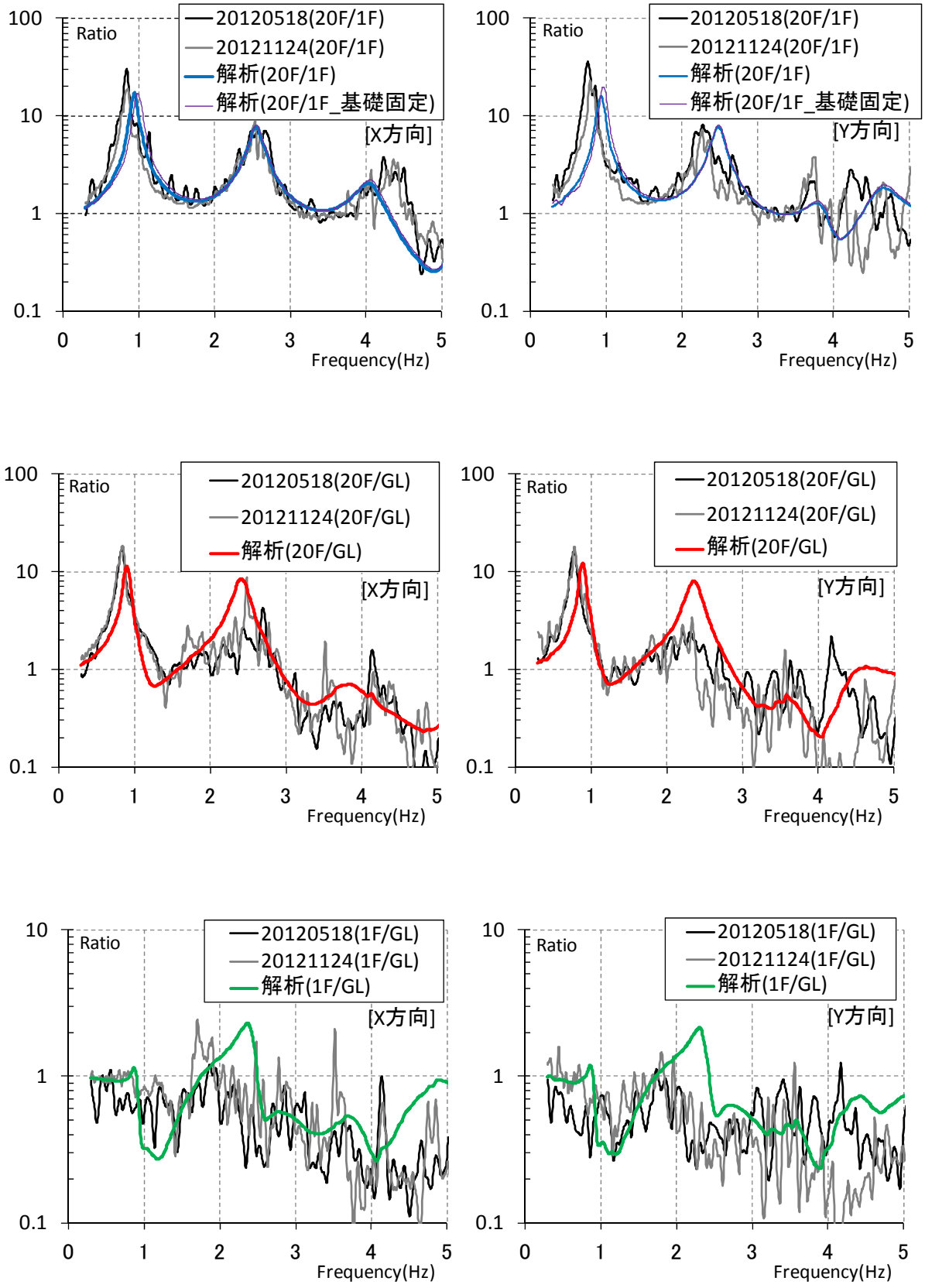


図 7-41　観測記録と解析結果(Case1)の伝達関数の比較

(X(長辺),Y(短辺))

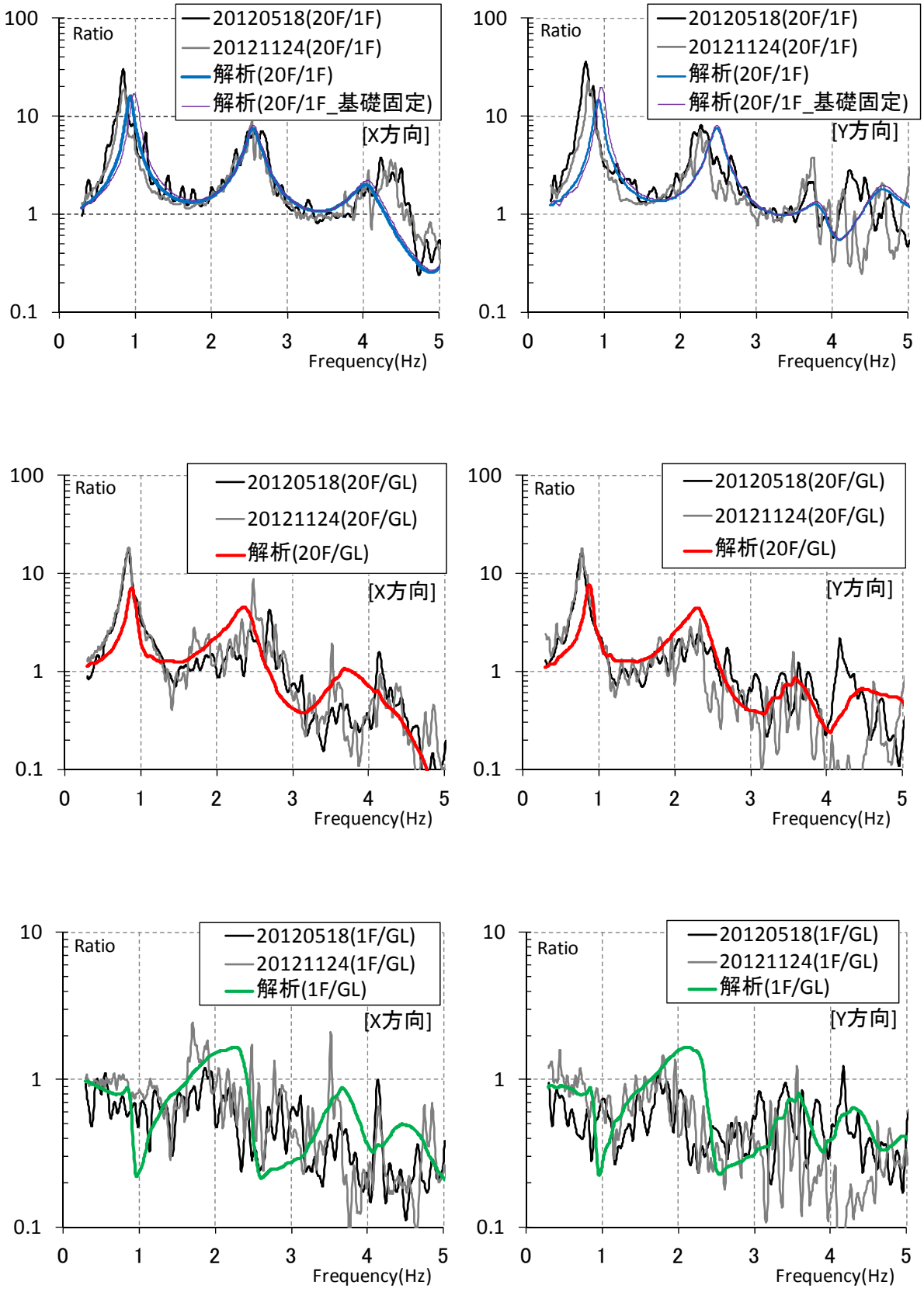


図 7-42　観測記録と解析結果(Case2)の伝達関数の比較

(X(長辺),Y(短辺))

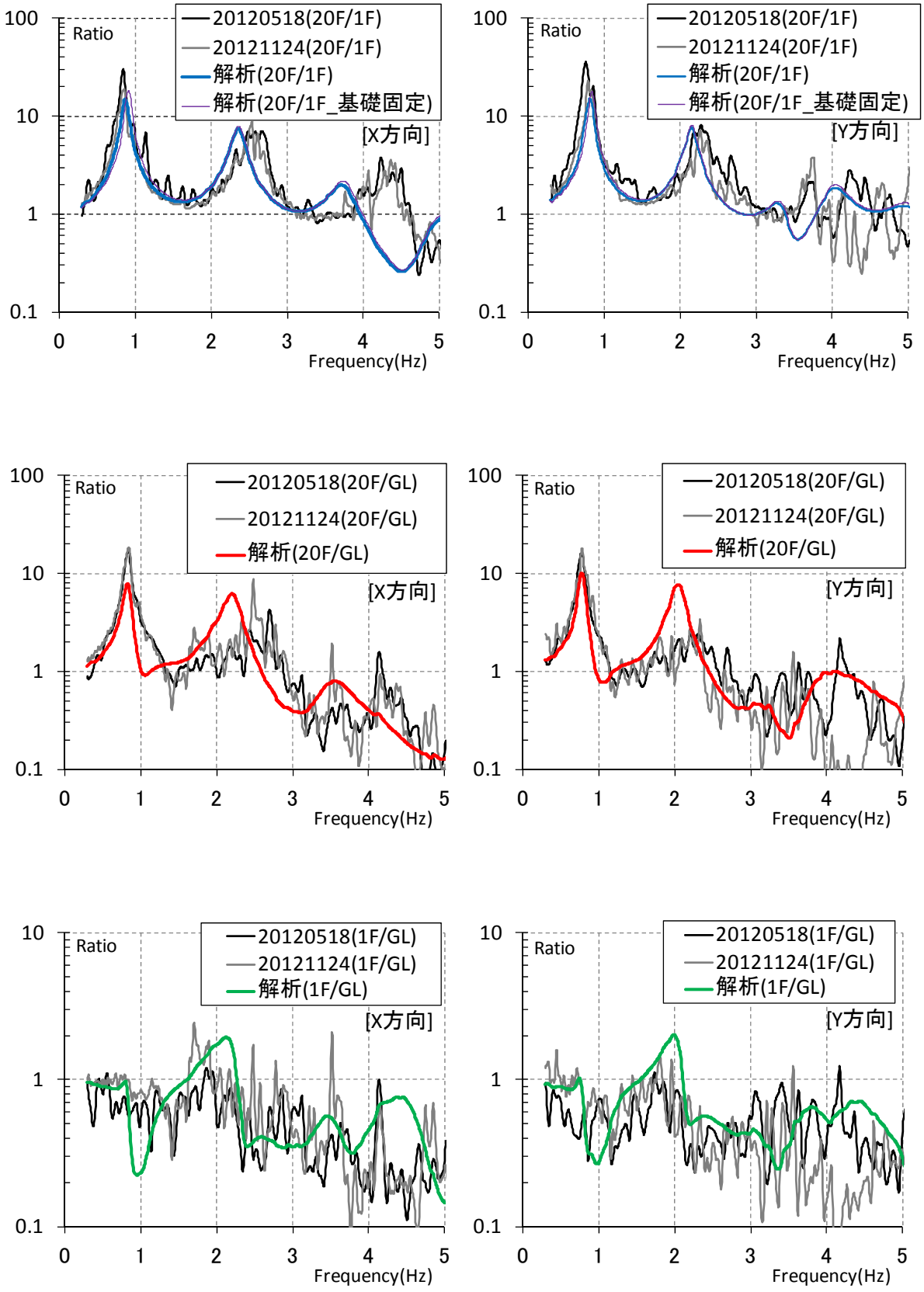


図 7-43　観測記録と解析結果(Case3)の伝達関数の比較

(X(長辺),Y(短辺))

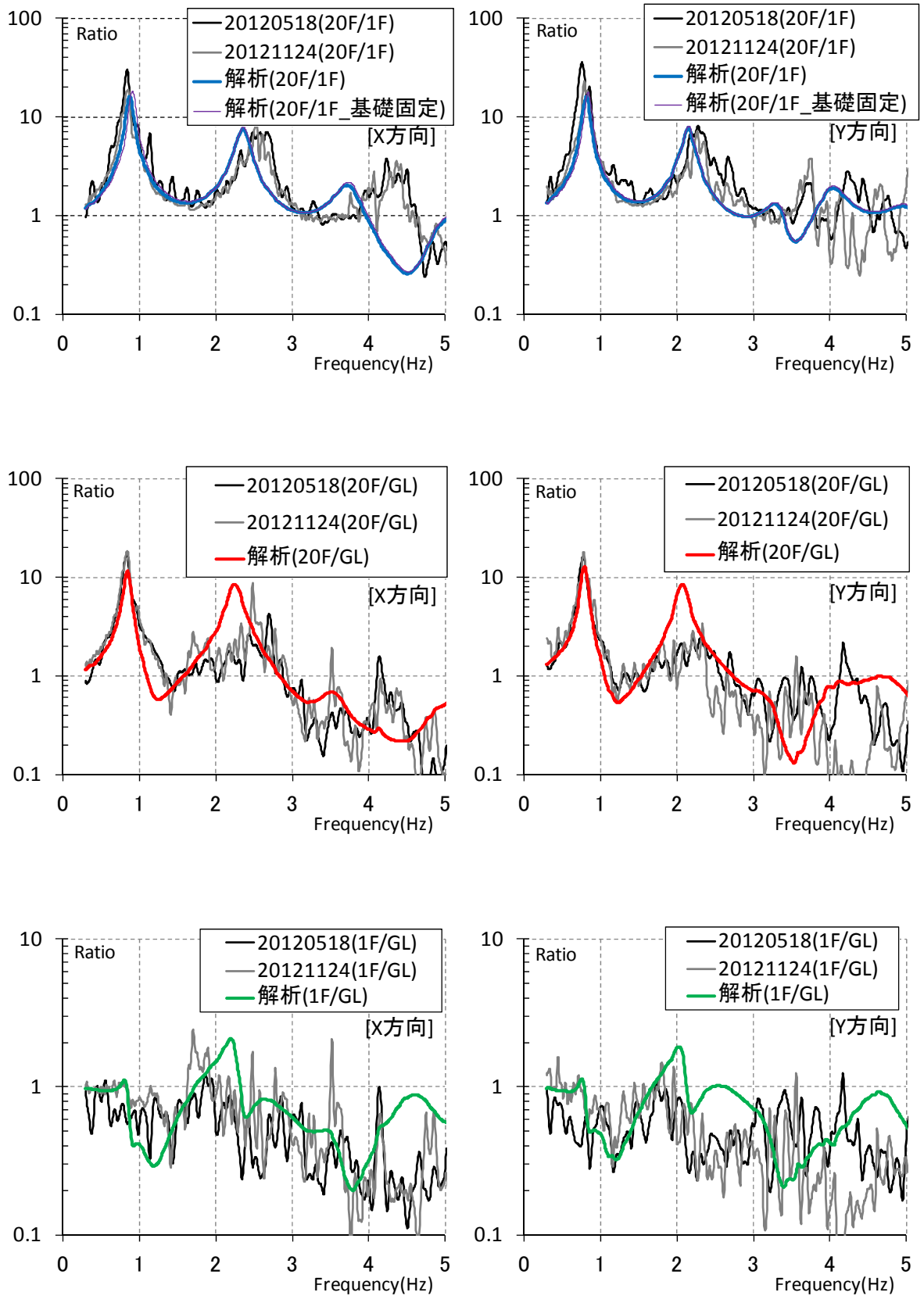


図 7-44　観測記録と解析結果(Case4)の伝達関数の比較

(X(長辺),Y(短辺))

表 7-6　伝達関数の卓越一次振動数の一覧

	20F/1F (X(長辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.85 Hz	0.85 Hz	0.85 Hz	0.85 Hz
解析(基礎固定)	0.98 Hz	0.98 Hz	0.91 Hz	0.91 Hz
解析(SR)	0.95 Hz	0.94 Hz	0.87 Hz	0.88 Hz

	20F/1F (Y(短辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.79 Hz	0.79 Hz	0.79 Hz	0.79 Hz
解析(基礎固定)	0.96 Hz	0.96 Hz	0.84 Hz	0.84 Hz
解析(SR)	0.94 Hz	0.93 Hz	0.82 Hz	0.82 Hz

	20F/GL (X(長辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.84 Hz	0.84 Hz	0.84 Hz	0.84 Hz
解析(SR)	0.90 Hz	0.88 Hz	0.82 Hz	0.84 Hz

	20F/GL (Y(短辺)方向)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
観測	0.78 Hz	0.78 Hz	0.78 Hz	0.78 Hz
解析(SR)	0.89 Hz	0.87 Hz	0.78 Hz	0.79 Hz

4) 地盤ばねをパラメータとした検討

1F/GL の伝達関数における 2.0Hz 付近の山について検討する。2.0Hz～3.0Hz 付近は，建物の 2 次モードとほぼ対応していることから，建物の 2 次モードの影響を受けていることが考えられる。そこで，前項の Case4 と，地盤ばねをインピーダンスから建物 2 次モード付近の 2.5Hz あたりの値で設定したケースで比較検討を行い，建物 2 次モードが与える影響について確認する。

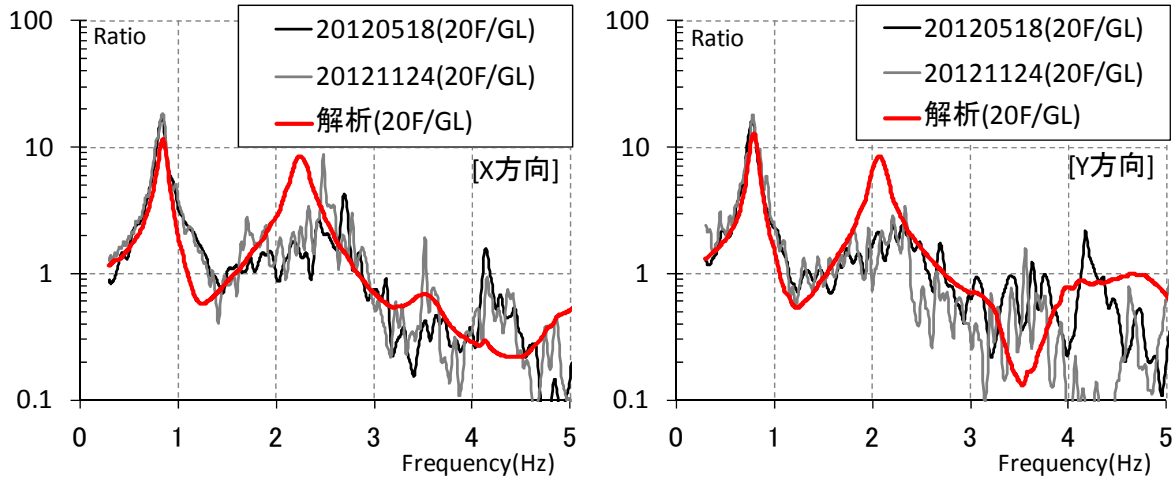
表 7-7 に解析ケース一覧を示す。表 7-8 に地盤ばね定数を示す。Case4-2 の水平地盤ばねの剛性は 2.5Hz 付近では負の数となるため，できるだけ 0 に近い値として 0Hz 近傍の剛性の 1/100 の値を用いた。水平方向の減衰は，2.5Hz 近傍の値を用いた。回転については Case4 と同じである。

表 7-7　解析ケース一覧

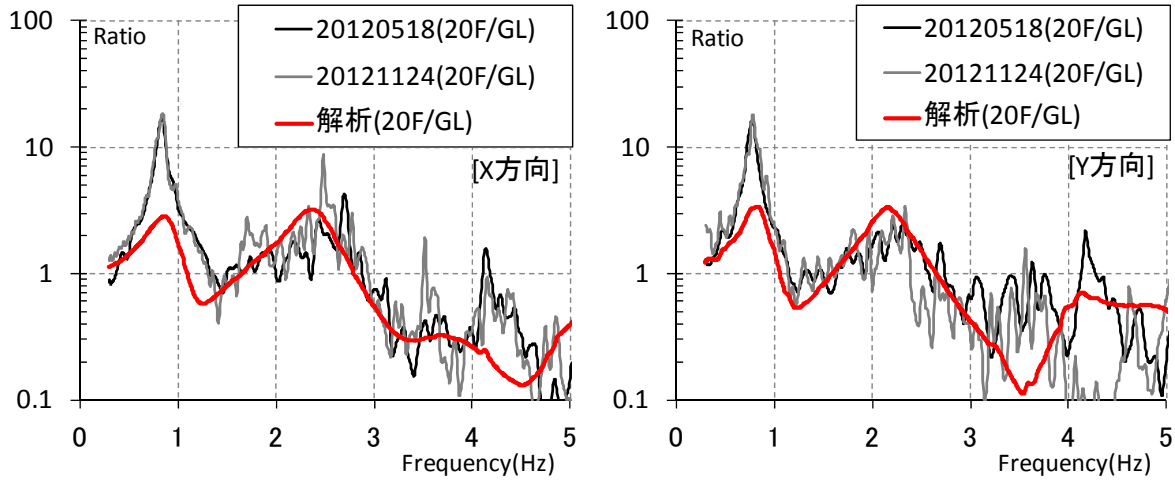
	地盤物性 (せん断波速度)	建物物性
Case4	PS 検層 (0Hz 近傍の地盤ばね)	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)
Case4-2	PS 検層 (2.5Hz 近傍の地盤ばね)	設計モデルより見直し (X 方向 0.85 倍, Y 方向 0.75 倍)

表 7-8　地盤ばね定数

			Case4		Case4-2	
			X方向	Y方向	X方向	Y方向
水平	地盤ばね	K(kN/m)	7.69E+06	7.86E+06	7.69E+04	7.86E+04
	減衰	C(kN.s/rad)	9.12E+04	9.30E+04	3.97E+05	4.12E+05
回転	地盤ばね	K(kN/m)	2.04E+10	1.64E+10	2.04E+10	1.64E+10
	減衰	C(kN.s/rad)	1.30E+08	9.32E+07	1.30E+08	9.32E+07



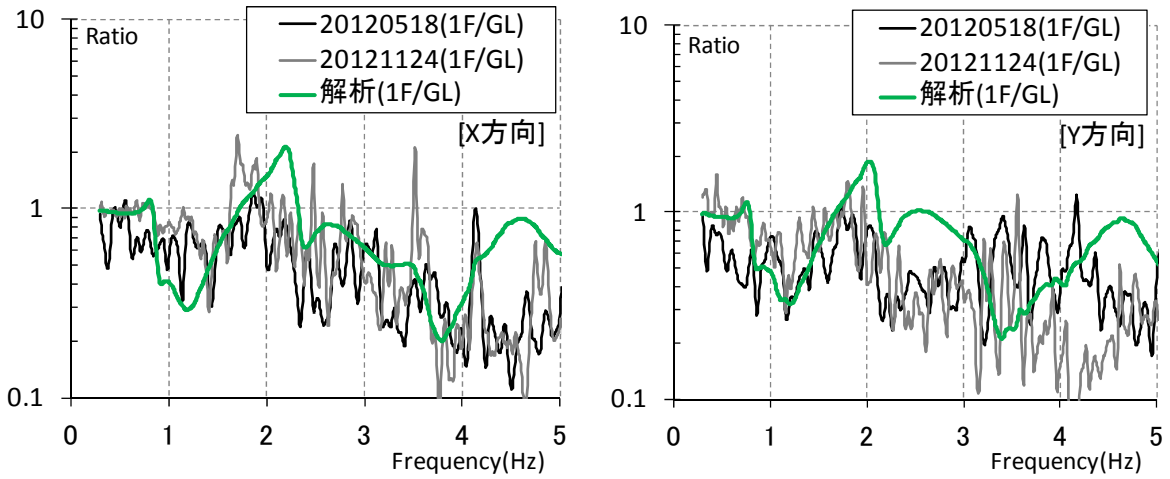
[Case4]



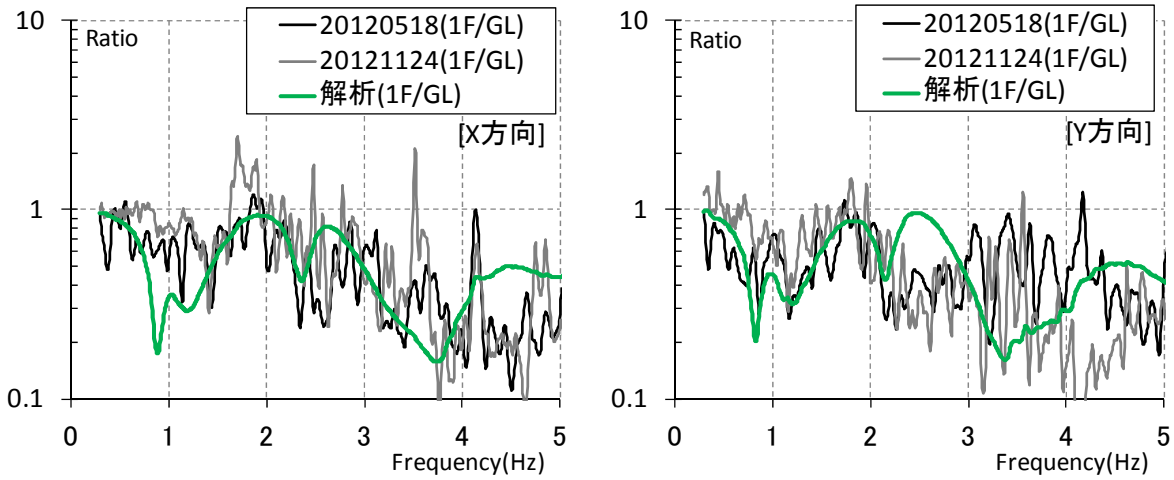
[Case4-2]

図 7-45　観測記録と解析結果(Case4, Case4-2)の伝達関数(20F/GL)の比較

(X(長辺), Y(短辺))



[Case4]



[Case4-2]

図 7-46　観測記録と解析結果(Case4, Case4-2)の伝達関数(1F/GL)の比較
(X(長辺), Y(短辺))

図 7-45 に 20F/GL の伝達関数の結果を示す。水平地盤ばねの減衰が Case4-2 では Case4 に比べて大きいため、一次ピークと二次ピークの振幅比が小さくなっていることがわかる。それにより、2.0Hz 付近の二次ピークでは Case4 よりも Case4-2 の方が観測記録と良好な対応を示している。図 7-46 に 1F/GL の伝達関数の結果を示す。1F/GL の伝達関数も、Case4 に比べて Case4-2 で 2.0Hz 付近の山が小さくなっていることが確認できる。そのため，2.0Hz～3.0Hz 付近の山や谷は建物の２次モードの影響を受けていることが考えられる。

(4) まとめ

建築物 UKM の観測記録を用いてシミュレーション解析および基礎入力動の推定を行った。その結果，PS 検層と設計モデルを基にした定数により概ね再現できた。ただし，建物の剛性を調整しなければならない要因としては，2011 年 3 月 11 日の本震で建物の剛性が変化したことが推察されるものの定かではない。

地盤ばねをパラメータとした検討から，1F/GL 伝達関数の 2.0Hz～3.0Hz では建物の 2 次モードの影響を受けていることが考えられる。

【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(φ2,400)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）

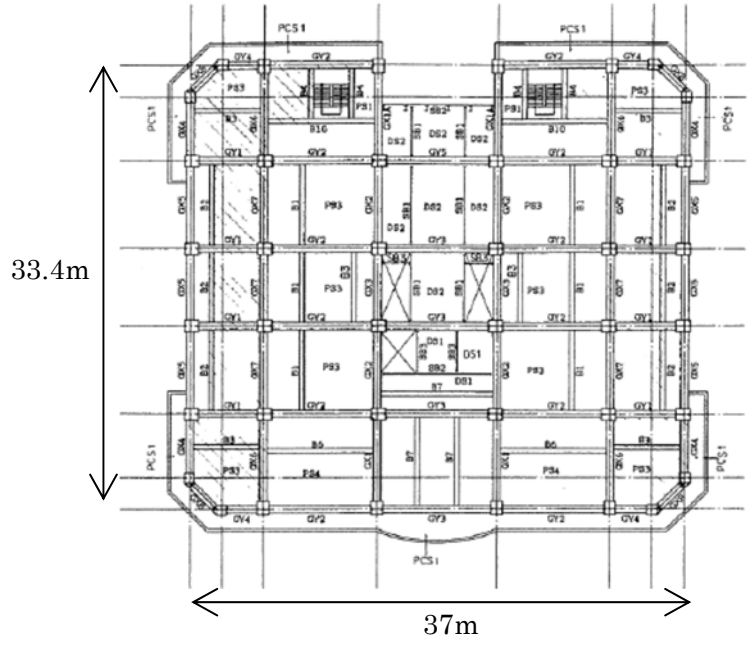


図 8-1 基準階平面図

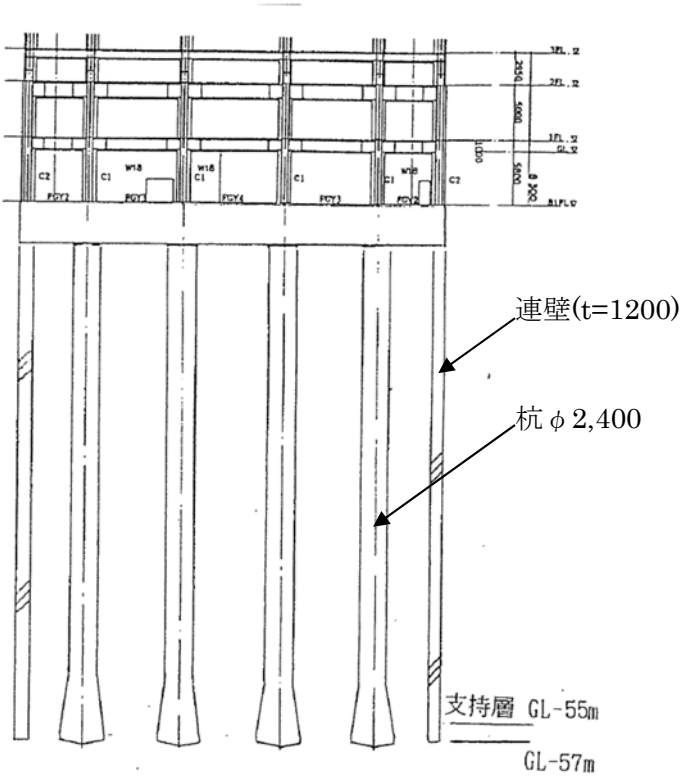


図 8-2 基礎の概要

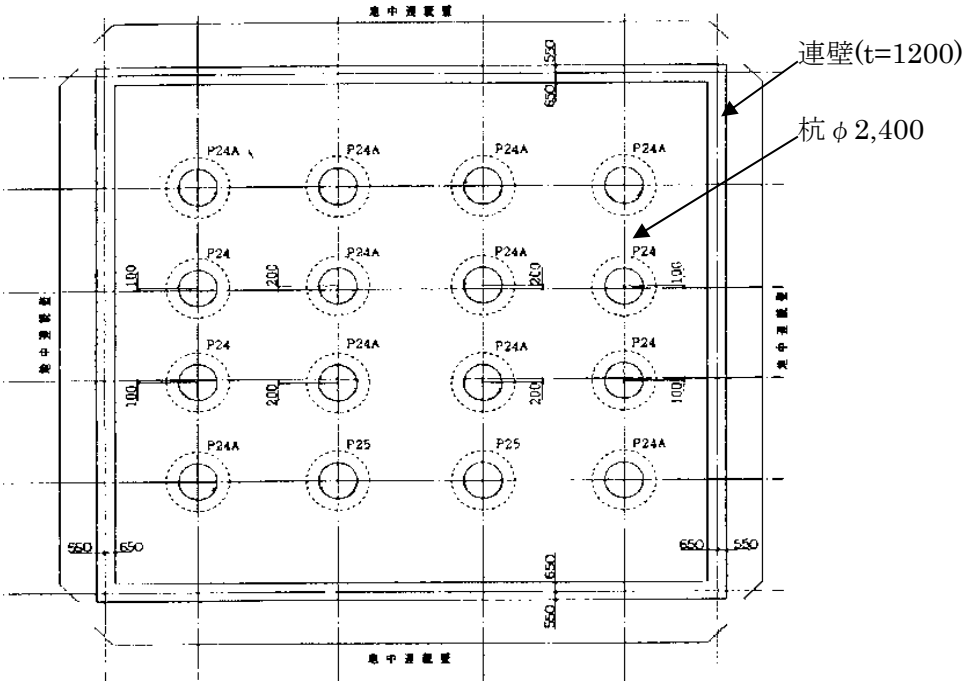


図 8-3 杭伏図

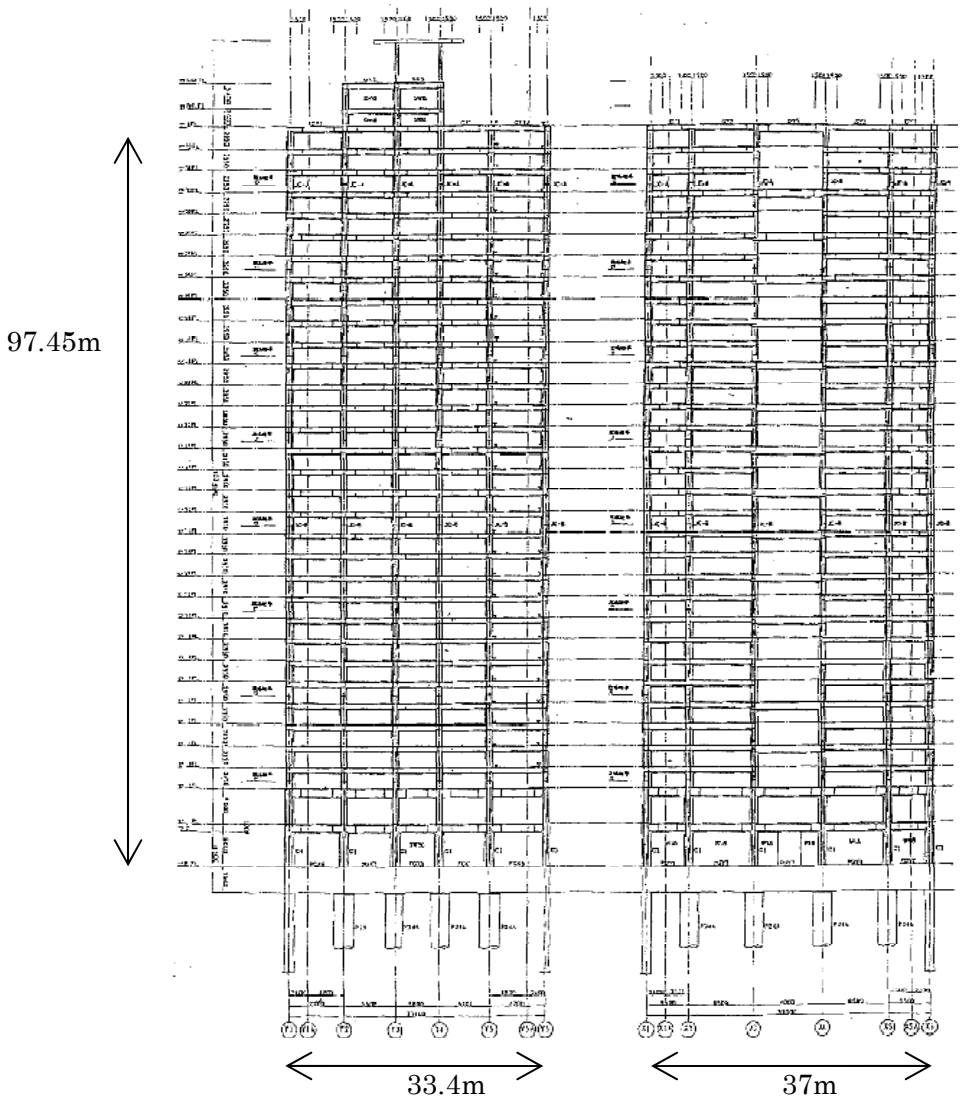


図 8-4 代表軸組図

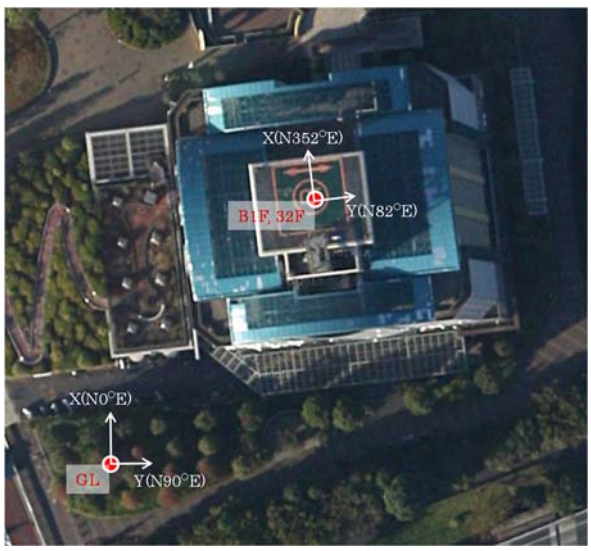


図 8-5 地震観測位置

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。

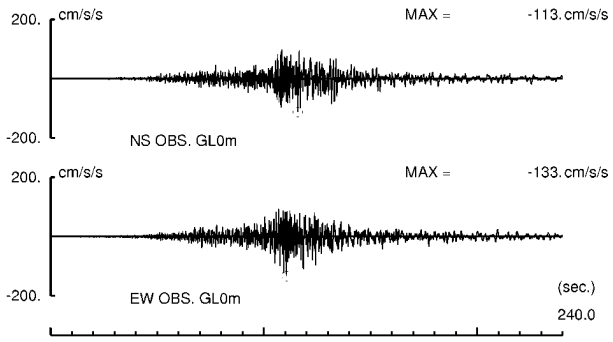


図 8-6 加速度波形(2011. 3. 11 地震)

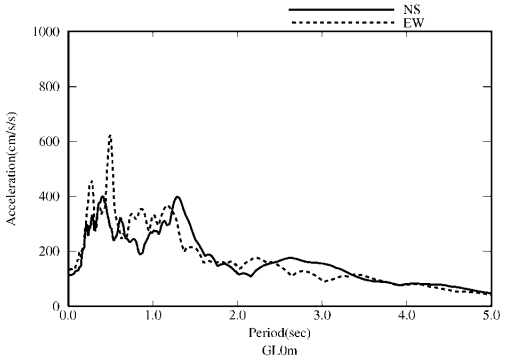


図 8-7 加速度応答スペクトル

(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	Yll	4	0.20	15	
37.45	1.67	190	0.493	Yll	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

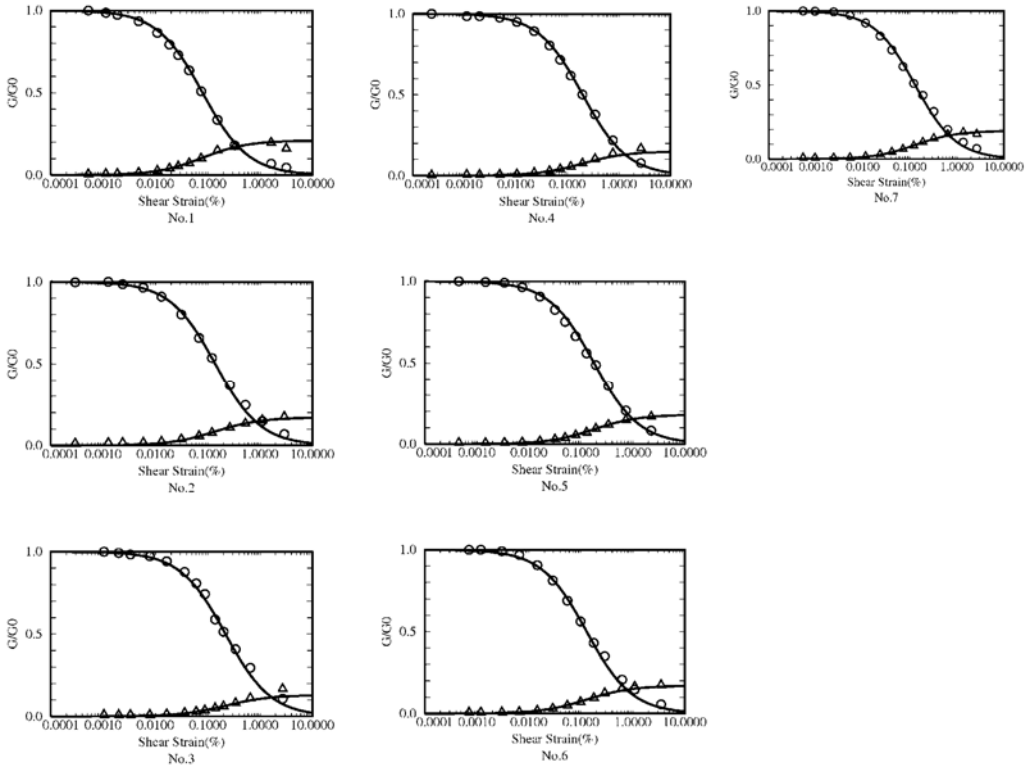
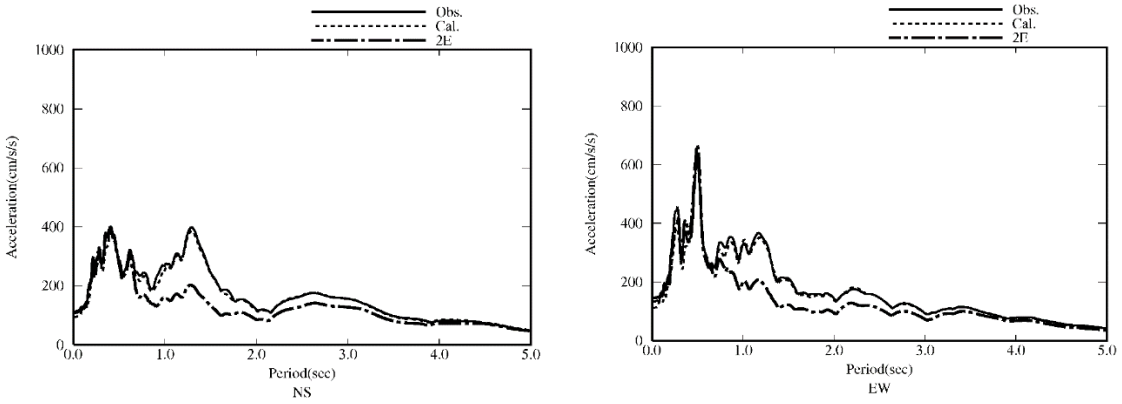
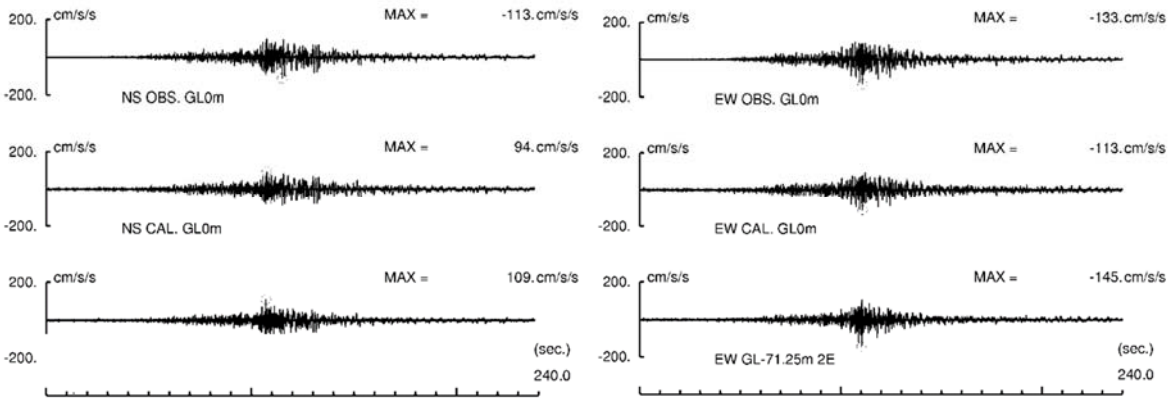


図 8-8 地盤の非線形モデル(表の非線形モデル番号に対応)



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

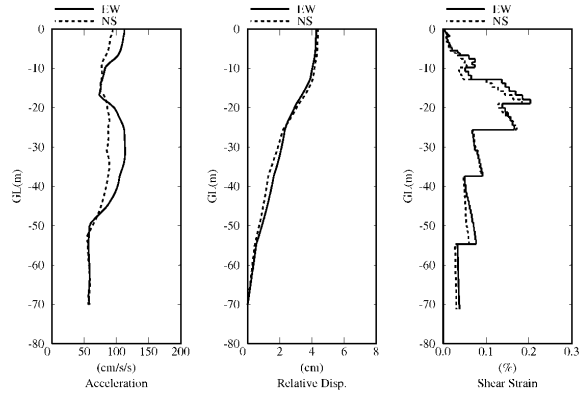


図 8-11 地盤の最大応答値

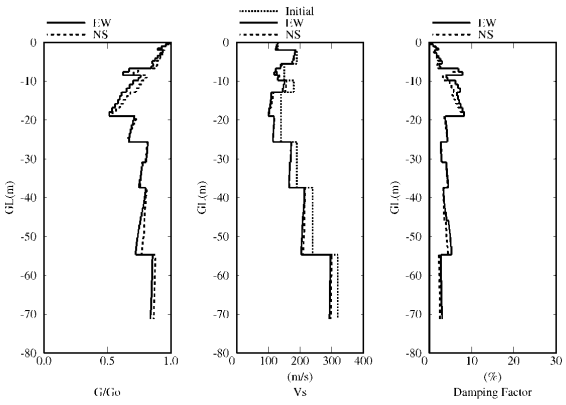
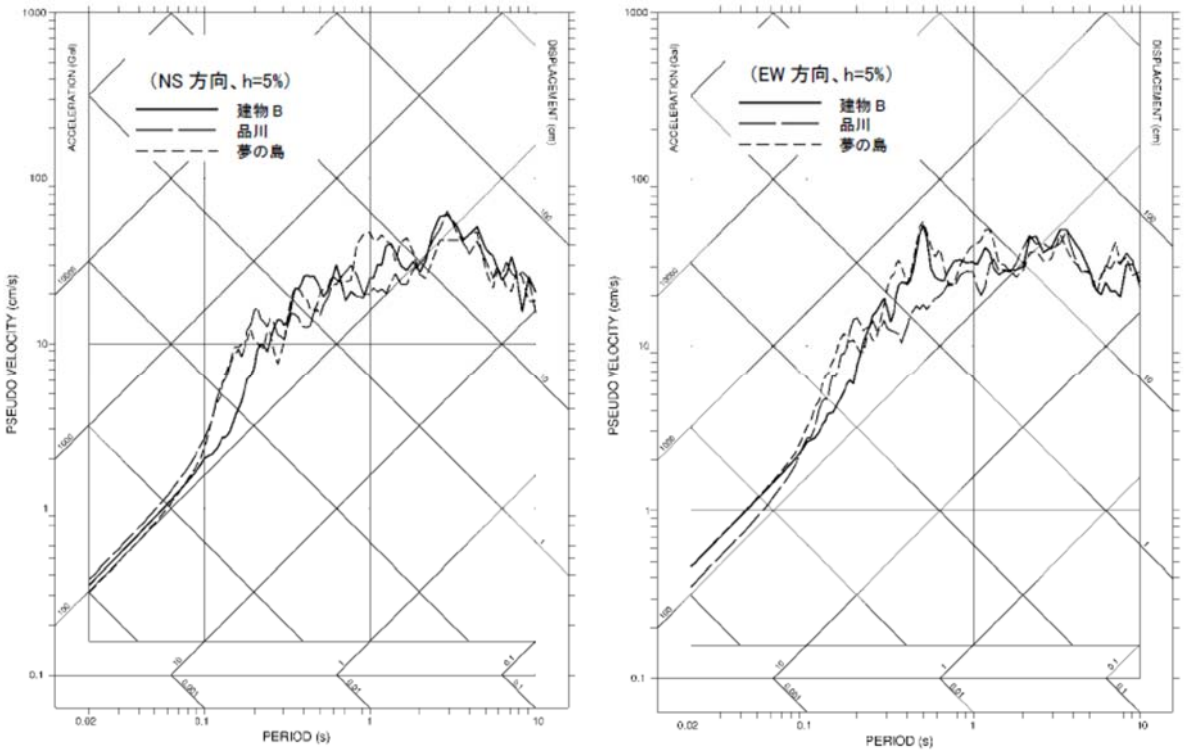


図 8-12 地盤の等価物性値



NS 方向　　EW 方向

図 8-13 露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較

有効応力解析は、第 1 項で述べたとおり、プログラム FLIP を用いて行うが、せん断歪みの増大と過剰間隙水圧の上昇に伴う土の非線形性を考慮した。地盤の層序と S 波速度、および土の非線形モデルは、前述と同じである。

液状化は、B 層と As 層および Yu 層について考慮した。図 8-14 に、各層の液状化強度曲線を示す。液状化パラメータは、解析モデルによる液状化強度曲線が、当該層での採取試料による液状化試験結果に適合するよう設定した。なお、地下水位は GL-2m 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。また入力地震動は、前述の地表の観測記録から評価した露頭波を用いた。

図 8-15 に、有効応力解析による地表加速度の応答スペクトル(減衰 5%)と時刻歴波形、および GL-8m での過剰間隙水圧比(初期有効応力に対する過剰間隙水圧の比率)の時刻歴波形を示す。最大加速度は、NS 方向が 96Gal、EW 方向が 114Gal であり、GL-8m での最大過剰間隙水圧比は約 10%である。

図 8-16 に、有効応力解析による地盤の最大応答値分布を示す。最大変位は約 4cm、最大せん断歪みは約 0.2%となっている。

図 8-17 に、観測記録と有効応力解析および全応力解析による地表での加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。三者はほぼ重なっており、過剰間隙水圧の上昇の影響は殆どないこと、また両解析結果は観測記録と良く対応していることが確認できる。

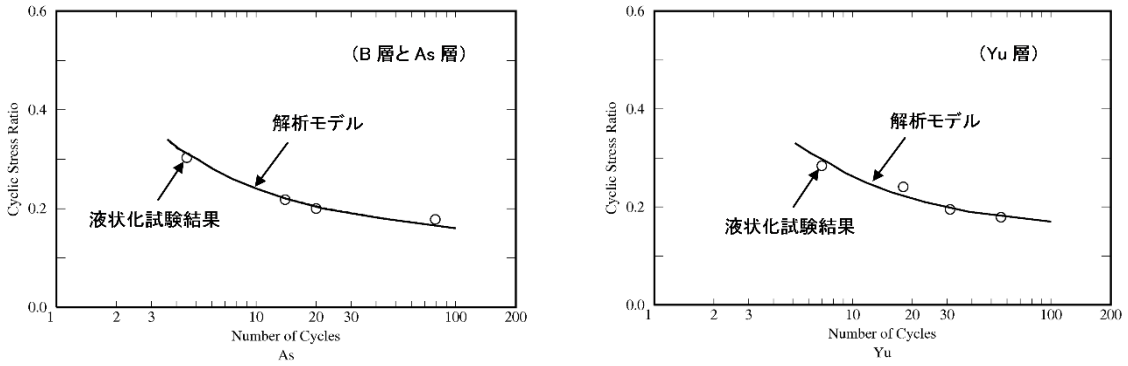


図 8-14 液状化強度曲線

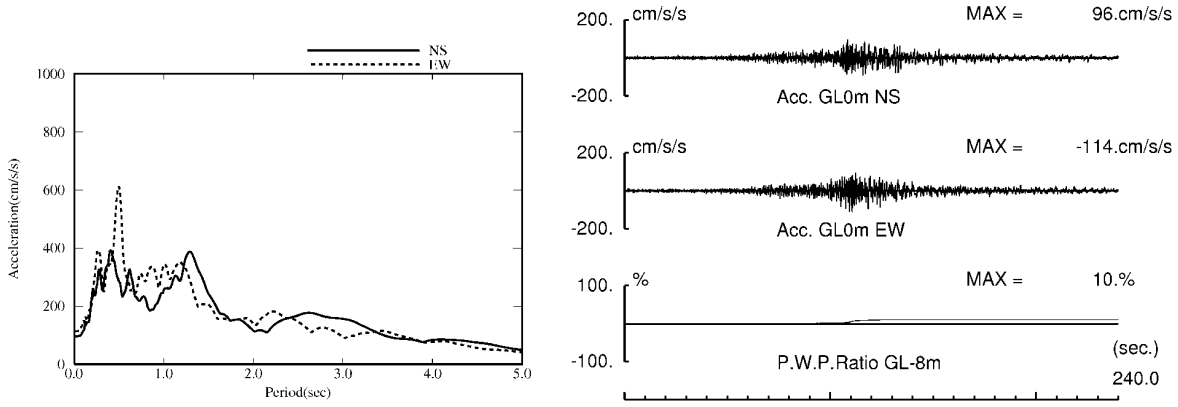


図 8-15 有効応力解析による地表での加速度応答スペクトル(減衰 5%)と
加速度波形および GL-8m での過剰間隙水圧比の時刻歴波形

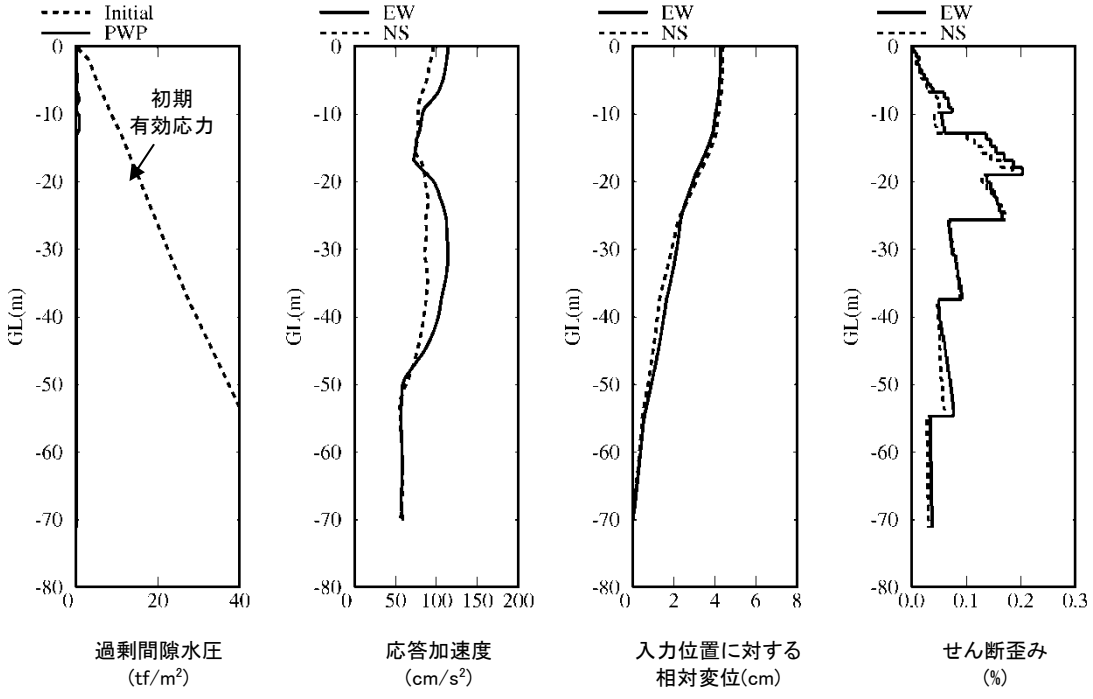
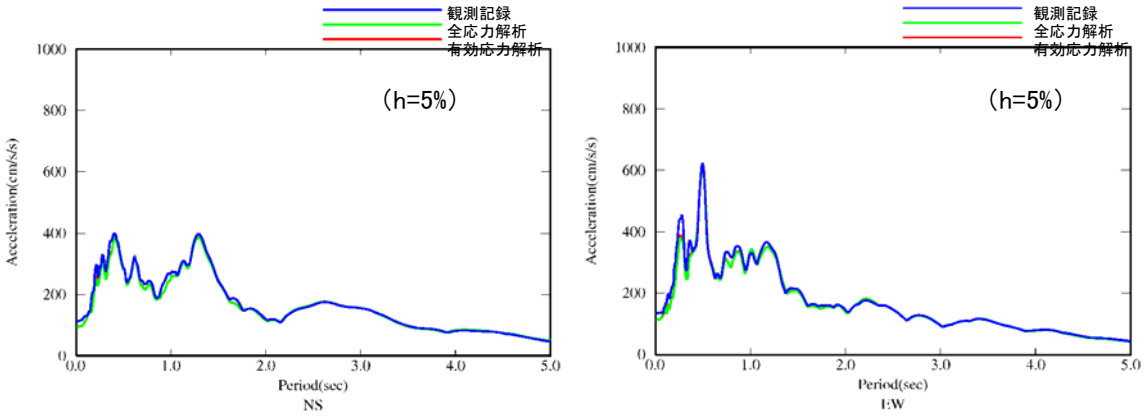


図 8-16 有効応力解析による地盤の最大応答値分布



NS　　EW

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。

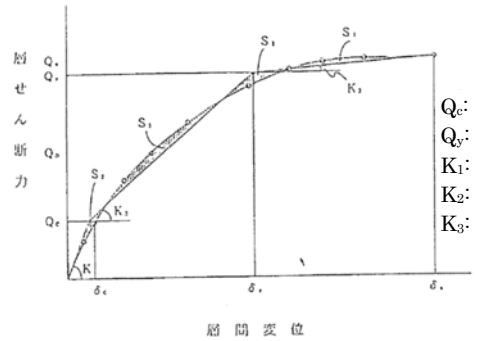
表 8-5, 図 8-18 に解析ケースを示す。基礎固定モデルでは、武藤モデルと武田モデルについて検討する。当該建物の設計図書では武田モデルを用いているため、その影響を把握する。

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)

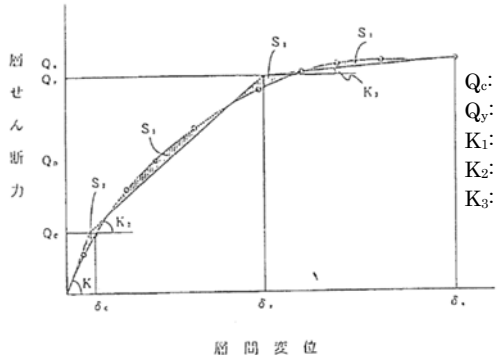
階	階高	重量	第1剛性	第2剛性	第3剛性	Qc	Qy	K2/K1	K3/K1
	(m)	(ton)	(t/cm)	(t/cm)	(t/cm)	(t)	(t)		
PR	3.40	239.5	622.0	622.0	622.0	44.8	341.2	1.000	1.000
P1	2.60	206.9	1443.8	1443.8	1443.8	83.9	639.7	1.000	1.000
R	2.95	967.1	1678.3	1183.9	1005.1	130.6	568.7	0.705	0.599
32	2.95	1285.6	2030.3	1252.6	859.4	177.2	1130.5	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



Q_c: ひび割れ層せん断力
Q_y: 降伏層せん断力
K_1: 初期剛性
K_2: 第 2 剛性
K_3: 第 3 剛性

表 8-4 重量および復元力特性(Y 通り=EW 方向)

階	階高	重量	第1剛性	第2剛性	第3剛性	Qc	Qy	K2/K1	K3/K1
	(m)	(ton)	(t/cm)	(t/cm)	(t/cm)	(t)	(t)		
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



Q_c: ひび割れ層せん断力
Q_y: 降伏層せん断力
K_1: 初期剛性
K_2: 第 2 剛性
K_3: 第 3 剛性

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

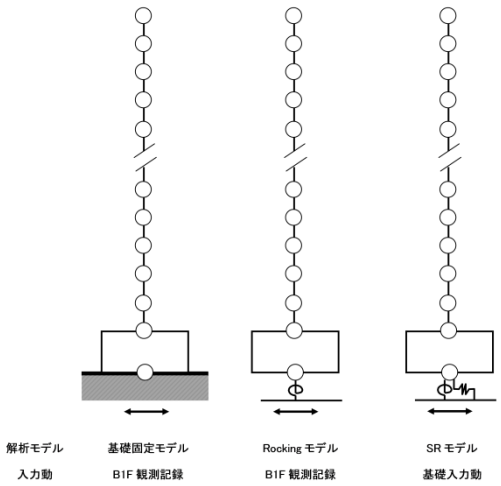


図 8-18 解析モデル

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）

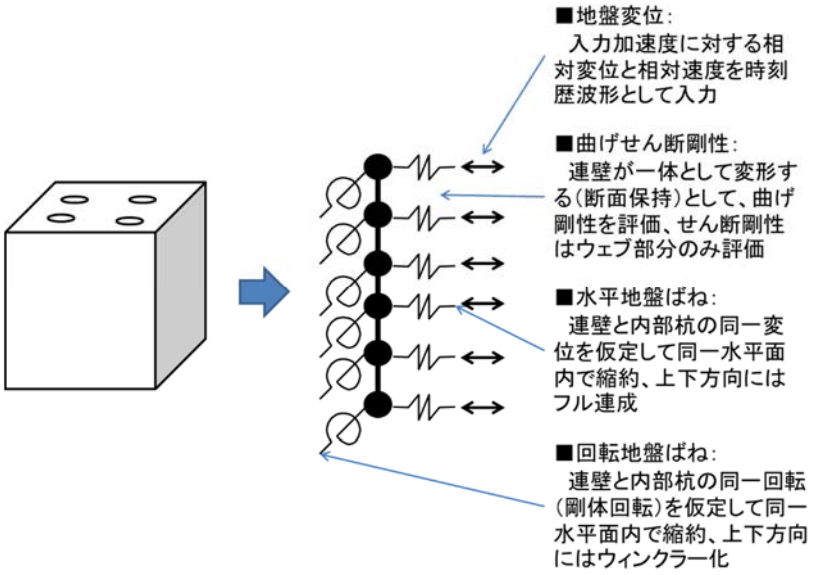


図 8-19 杭と連壁の解析モデル

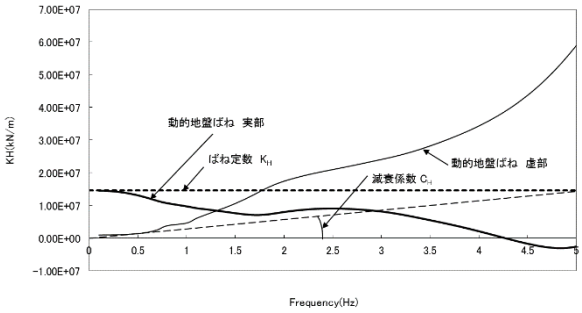
3.11 本震時について基礎底面位置に集約した水平(Sway)と回転(Rocking)ばねを図 8.20 と図 8.21 に、ばね値一覧を表 8.6 に示す。減衰係数 C は最小値（虚部の接線勾配）として評価している。

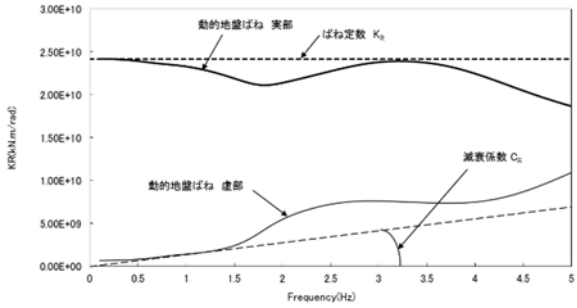
3.11 本震時の GL に対する基礎入力動（FIM）の伝達関数を図 8.22 及び図 8.23 に示す。観測についても定義が異なるが B1F（FR）の伝達関数を比較として示す。解析の伝達関数は、観測に比べやや低い振動数から入力損失がみられ、その低減効果もやや大きい。

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）

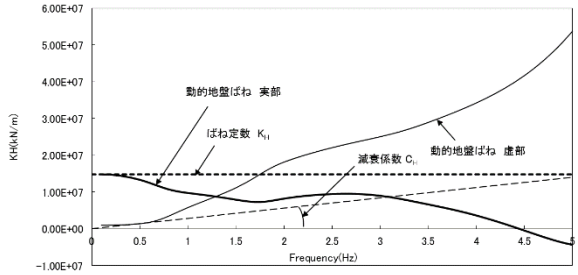
	水平ばね		回転ばね	
	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN・m/rad)	減衰係数 (kN・m・s/rad)
X 通り方向 (NS 方向)	1.45×10^{7}	4.55×10^{5}	2.42×10^{9}	2.24×10^{8}
Y 通り方向 (EW 方向)	1.48×10^{7}	4.45×10^{5}	2.75×10^{10}	2.60×10^{8}

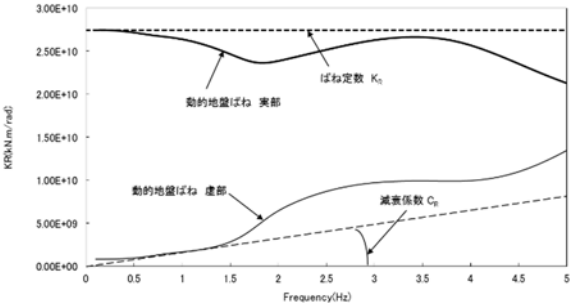




水平方向　　回転方向

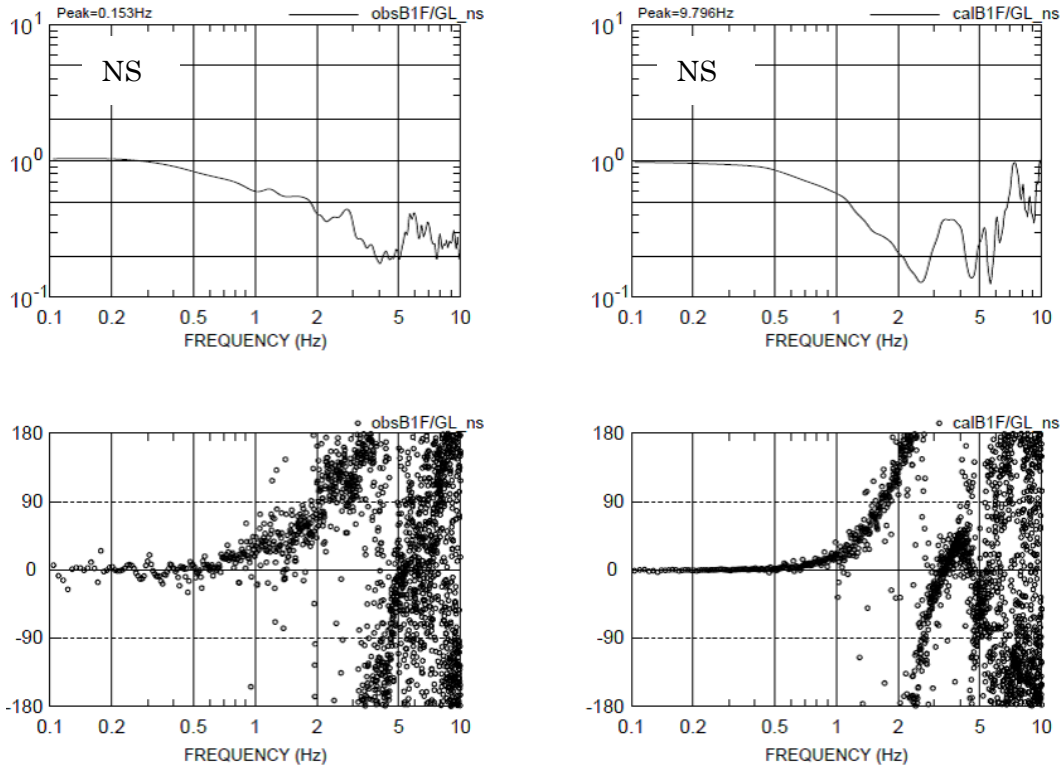
図 8-20 X 通り方向（NS 方向）の地盤ばね（3.11 本震時）





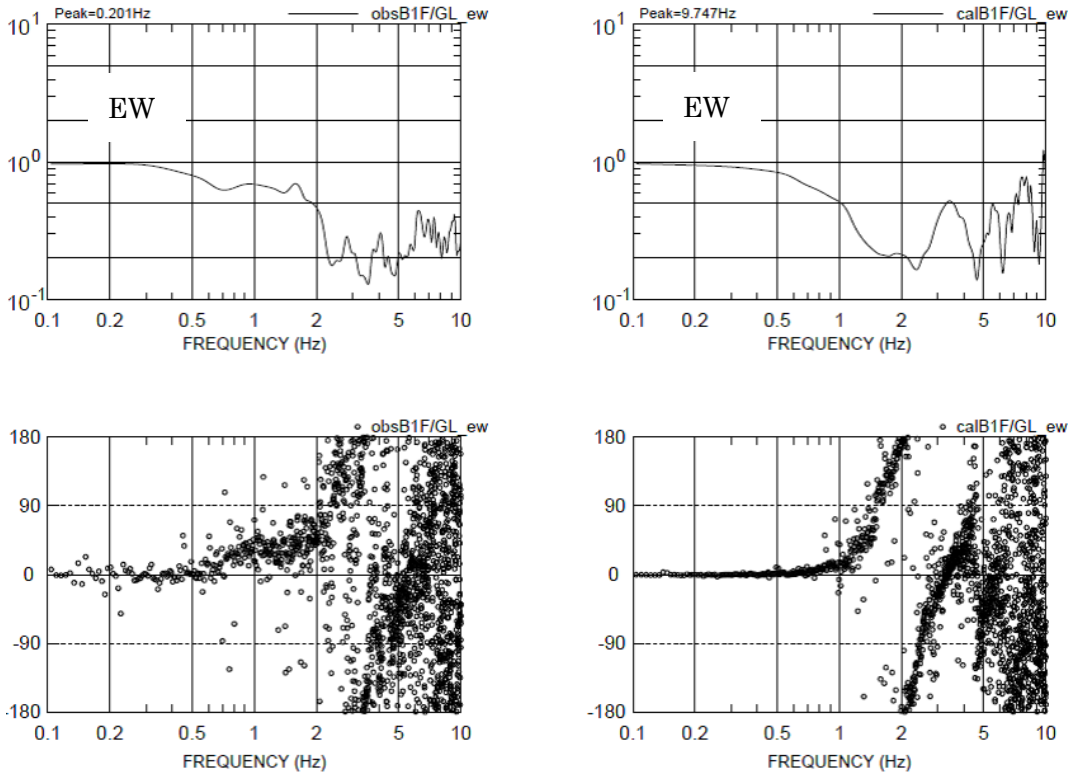
水平方向　　回転方向

図 8-21 Y 通り方向（EW 方向）の地盤ばね（3.11 本震時）



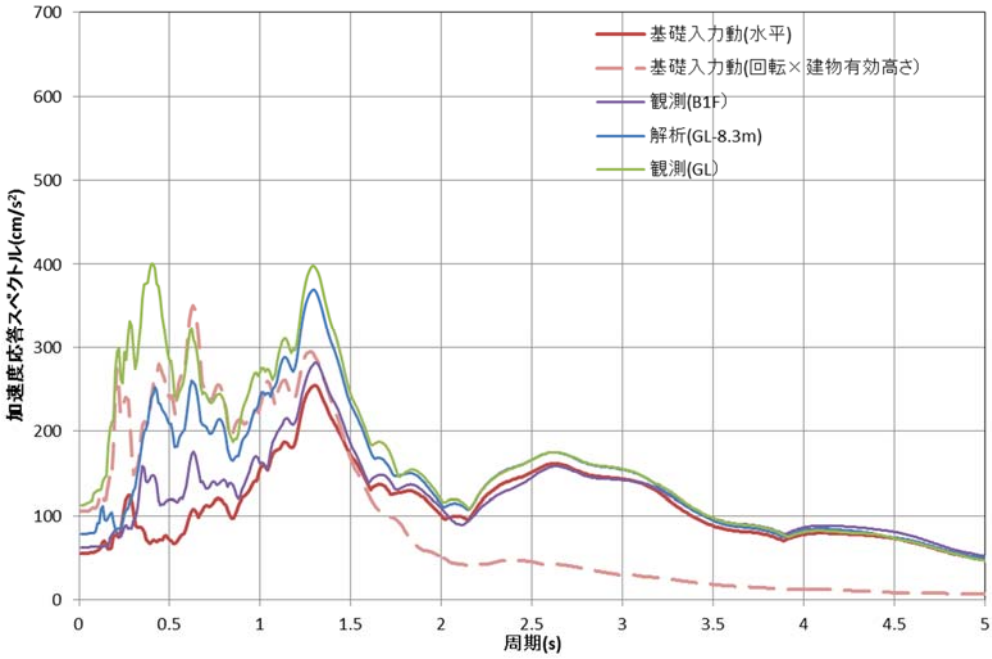
観測　　解析

図 8-22 基礎入力動の伝達関数（基礎／GL、3.11 本震、NS 方向）



観測　　解析

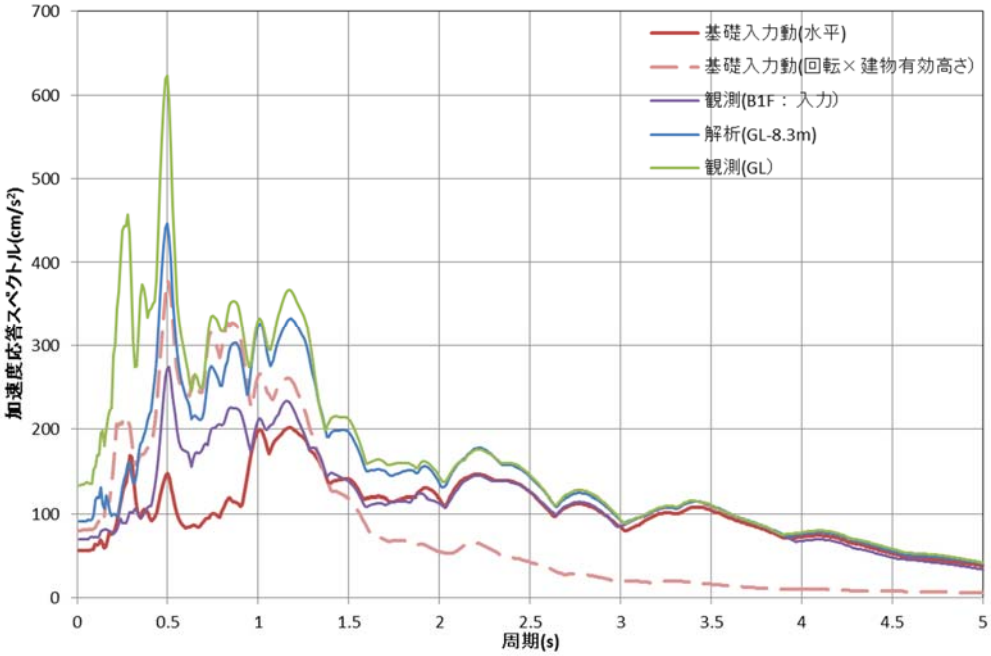
図 8-23 基礎入力動の伝達関数（基礎／GL、3.11 本震、EW 方向）



X 方向通り（NS 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

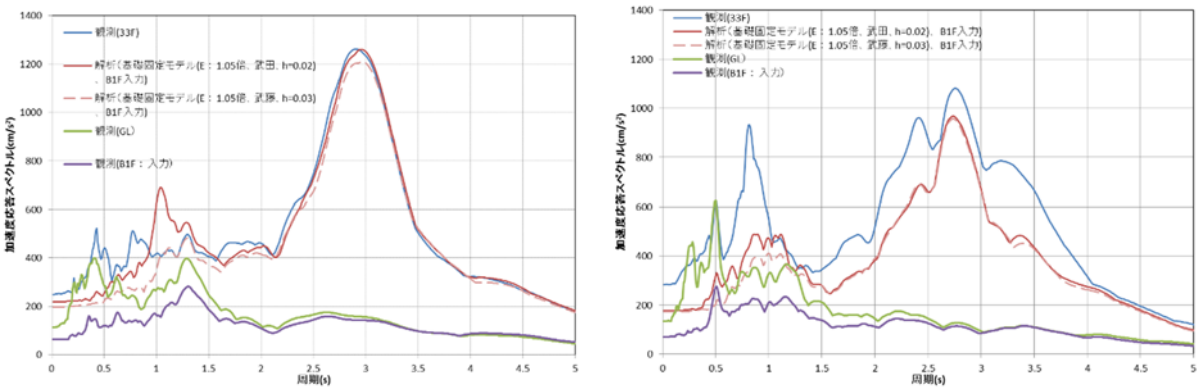
1)-4 建物応答と相互作用の影響検討

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、対応がよくない。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。

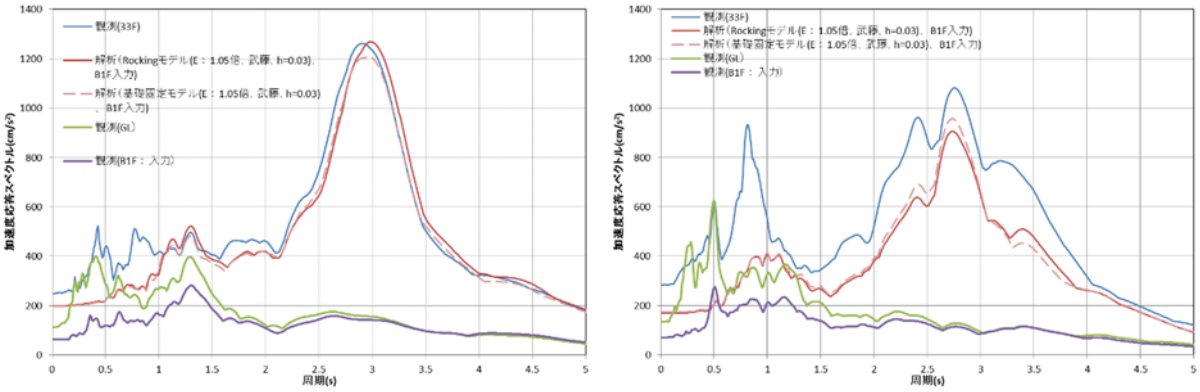
Rocking モデルの応答結果を図 8-27（3.11 本震）に示す。入力動には B1F の観測記録を用いる。Rocking モデルは、基礎固定モデルと比較すると観測との対応が改善している。EW 方向では観測に比べ小さめの応答となっているが、NS 方向では観測とほぼ対応している。

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。回転動の有無を比較すると、回転動の影響により 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。



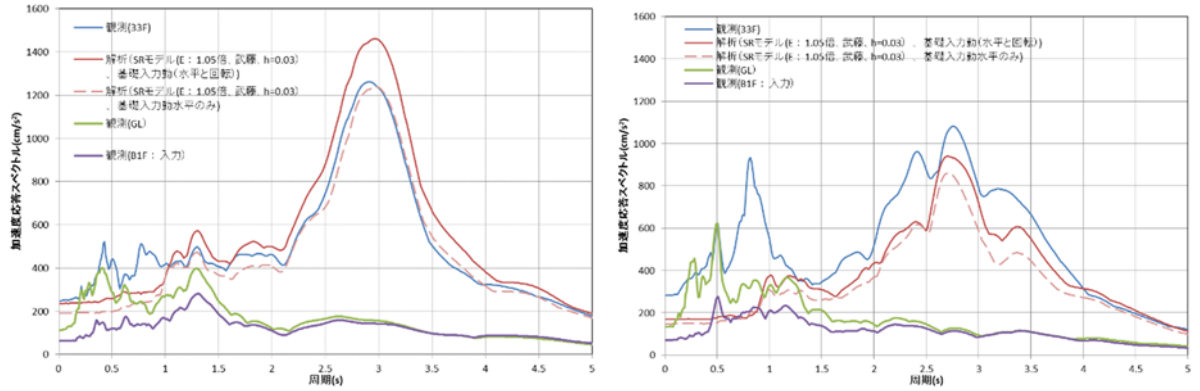
X 方向通り（NS 方向）　　Y 方向通り（EW 方向）

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）



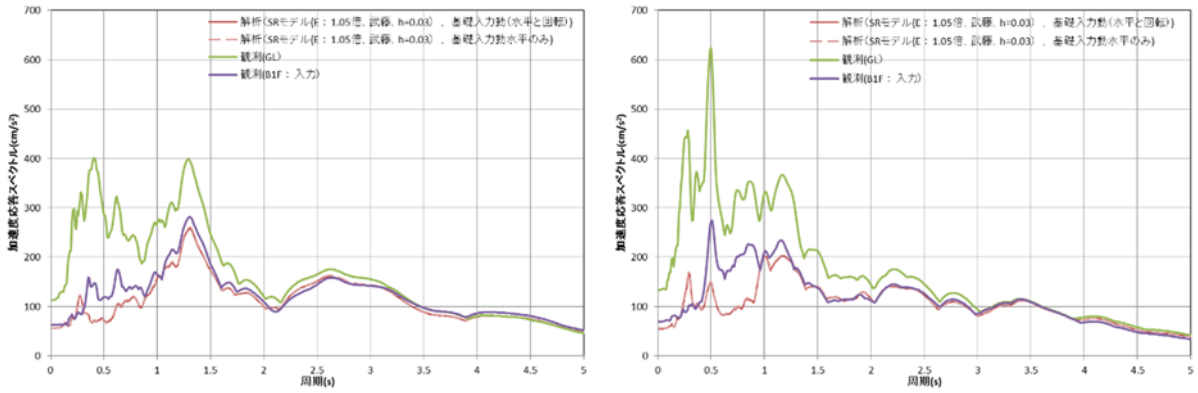
X 方向通り（NS 方向）　　Y 方向通り（EW 方向）

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）



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 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）

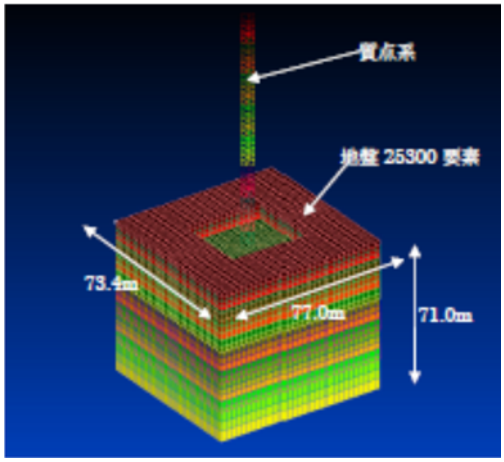
2）一体型モデルによるシミュレーション

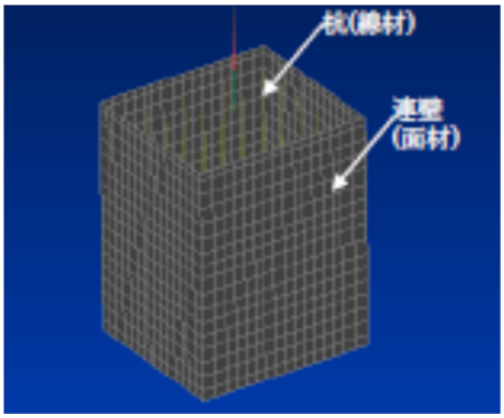
2)-1 モデル化の概要

一体型モデルの概要を図 8-29 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 77.0×73.4×77.0m 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(φ2400)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=0.2sec, 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, 0.2sec に対して）
6) 入力地震動：　2011.3.10 前震、2011.3.11 本震





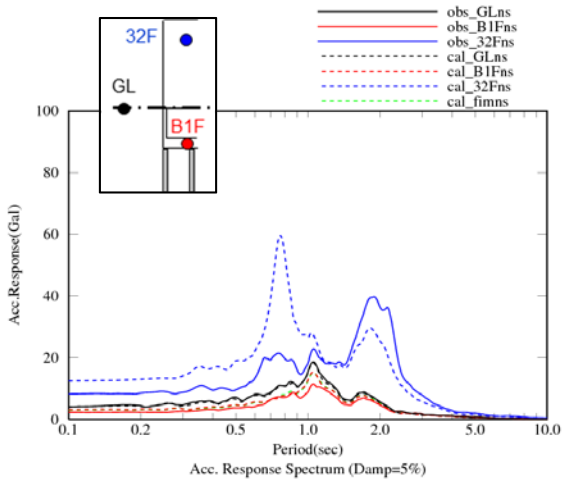
モデル全体　　[連壁+杭]部分(地盤を取去り抜粋して拡大)

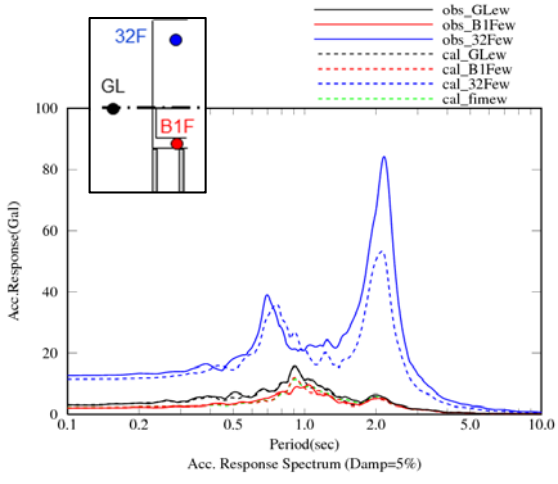
図 8-29 3 次元 FEM モデル

2)-2 解析結果(前震について)

図 8-30 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。

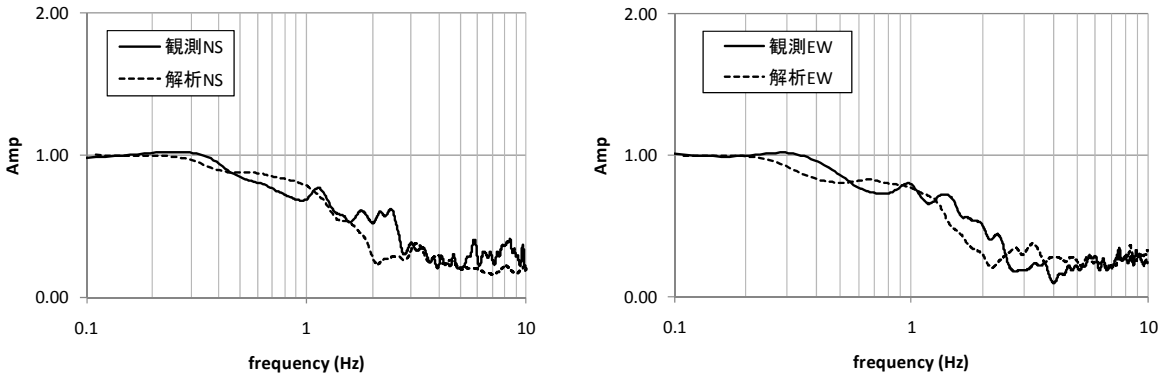
図 8-31 に観測と解析の伝達関数(B1F/GL)を比較して示す。観測に比較して、2Hz 前後の振動数において解析の入力損失がやや過大となっている誤差もみられるが、高振動数ほど入力損失が大きくなる全体的な傾向は概ね一致していると考える。





X 方向通り (NS 方向)　　Y 方向通り (EW 方向)

図 8-30　加速度応答スペクトル, 前震, 減衰 5%

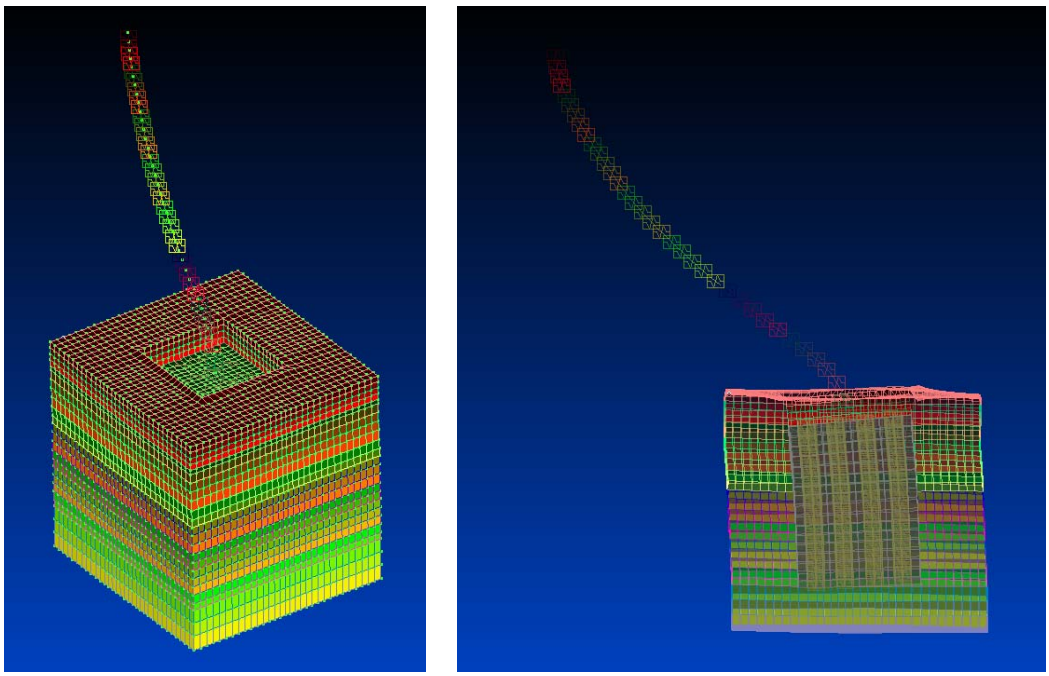


X 方向通り（NS 方向）　　Y 方向通り（EW 方向）

図 8-31　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 8-32 に本震時の時刻 t=120sec 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。



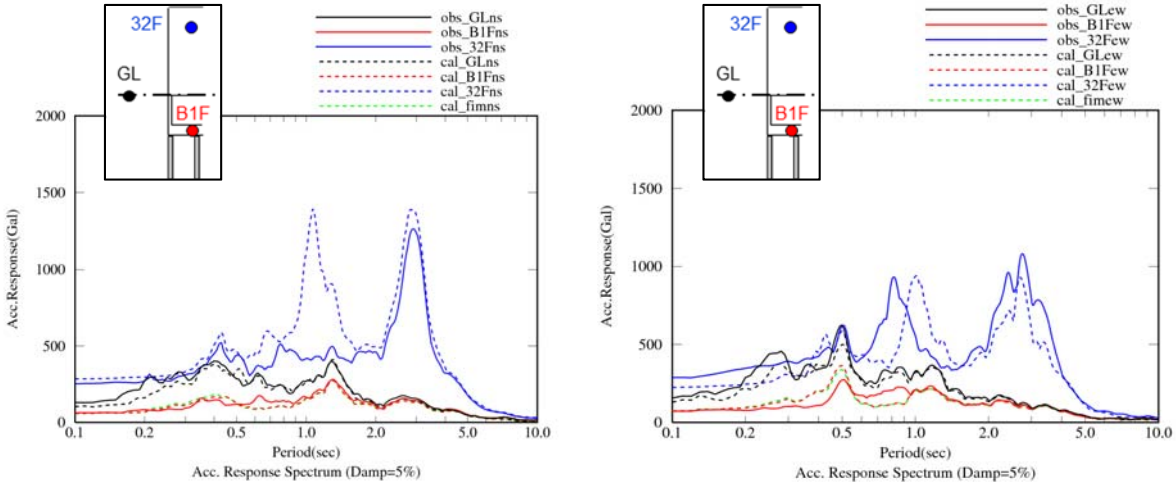
(全体図)　　(側面)

図 8-32 変形図，本震，時刻 120sec

図 8-33 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。

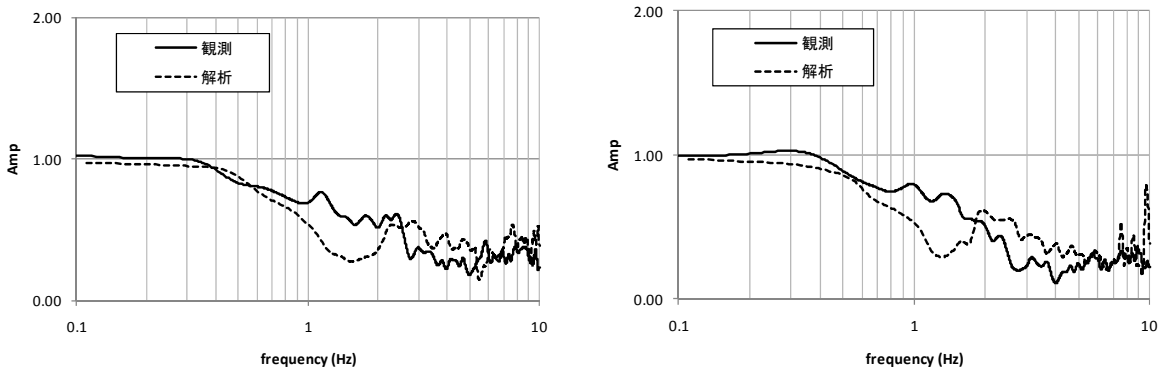
図 8-34 に観測と解析の伝達関数(B1F/GL)を比較して示す。計算では 1.0～1.5Hz において、観測に比較して過小となる落ち込みがみられる。これは、当該振動数などから地盤・連壁の振動が

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。



X 方向通り（NS 方向）　　Y 方向通り（EW 方向）

図 8-33　加速度応答スペクトル, 本震, 減衰 5%



X 方向通り（NS 方向）　　Y 方向通り（EW 方向）

図 8-34　伝達関数(基礎入力動/GL), 本震, Parzen Window 0.3Hz

図 8-35 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 8-36 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 8-37 に連壁のせん断ひずみ、図 8-38 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。

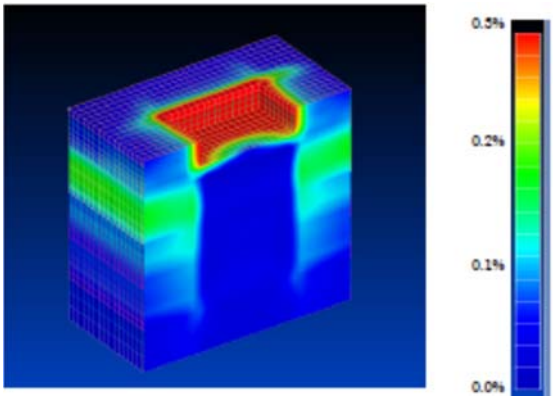


図 8-35 最大せん断ひずみ図, 本震図

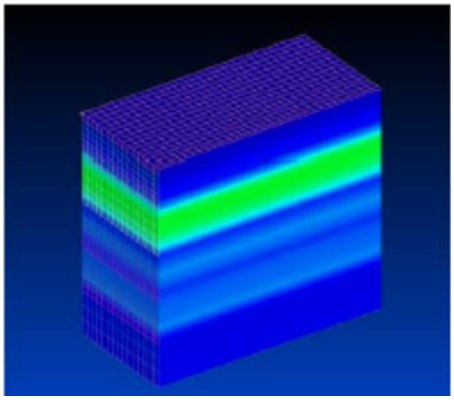


図 8-36 自由地盤の最大せん断ひずみ図, 本震

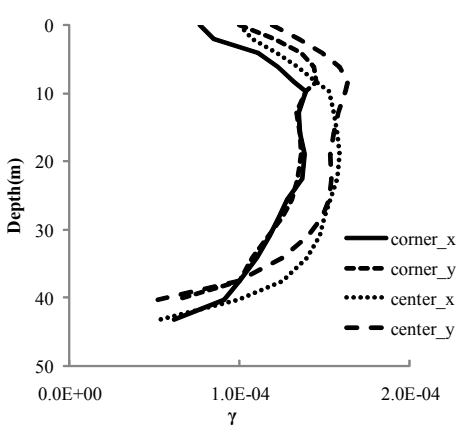


図 8-37 連壁のせん断ひずみ分布, 本震

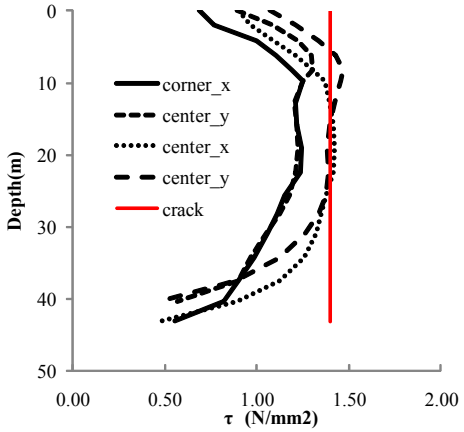


図 8-38 連壁のせん断応力度分布, 本震

(4) まとめ

建築物 SN2 を対象として、分離型モデル及び一体型モデルを用いて本震のシミュレーションと基礎入力動の評価を行い、以下の結果および知見を得た。

①分離型モデルによる観測記録のシミュレーション

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、このことからも、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) 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。
3) 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。

②一体型モデルのシミュレーション

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。

９．建築物 TRZ（33F+B4F，直接基礎）について

本章では、建築物 TRZ 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) 建築物概要など

1) 建築物概要

建築物 TRZ は、東京都中央区に位置する地上 33 階の鉄骨ラーメン構造の事務所建築である。

敷地全体図(断面)を図 9-1 に示す。建築物 TRZ は敷地内における 3 棟の高層事務所棟のうちの一つであり、敷地全体は、建築物 TRZ の他、高層の事務所 2 棟(44 階、39 階建)および低層の商業施設からなる。図 9-2 に B4F 平面図を示す。基礎形式は、基礎底 GL-30.5m の直接基礎である。図 9-3 に基準階梁伏図を、図 9-4 に代表軸組図をそれぞれ示す。 3 階以上の外周架構には、エネルギー吸収部材を目的として、平鋼を鋼管および充填モルタルにより座屈補剛した鉄骨ブレース部材が、ひし型に配置されている。

用途	:	高層棟: 事務所　低層部：商業施設
階数	:	33 階(TRZ)、地下 4 階
基礎底深さ	:	GL-30.5m
主体構造	:	S 造（ラーメン構造）
主要材料	:	鉄骨 SN490B, TMCP325, エネルギー吸収部材 SN400C,SN490C
基礎構造	:	直接基礎

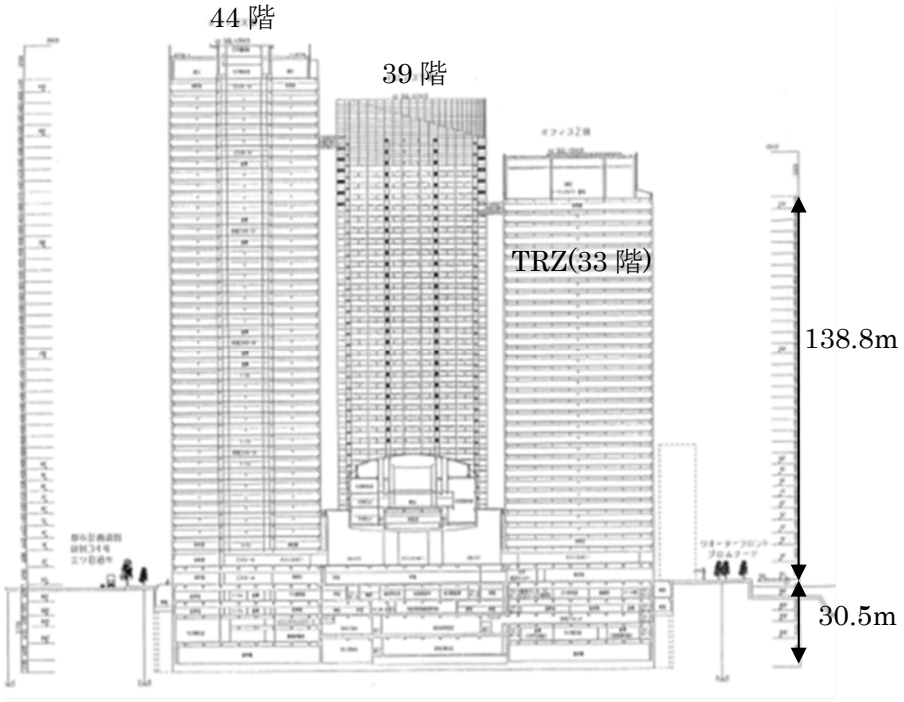


図 9-1 敷地建物全体図(断面)

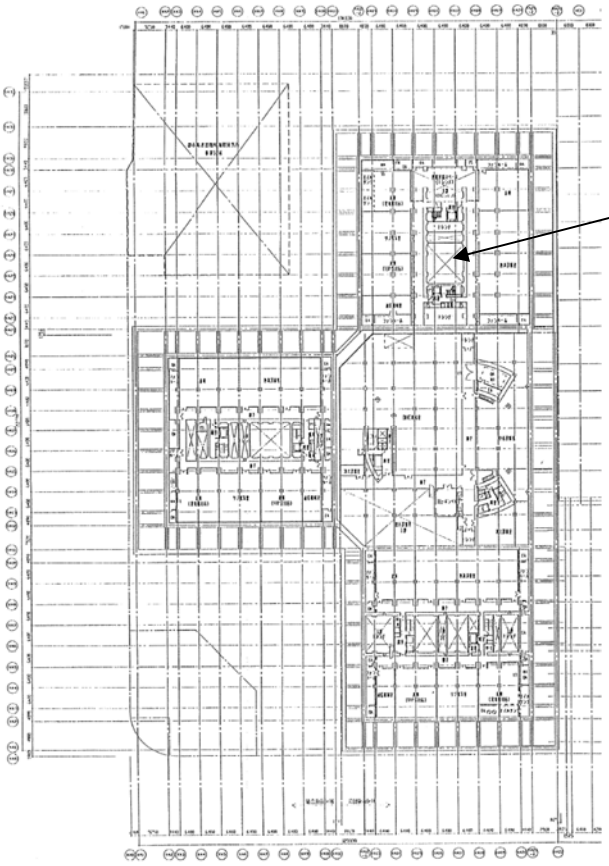


図 9-2　B4F 平面図(3 棟)

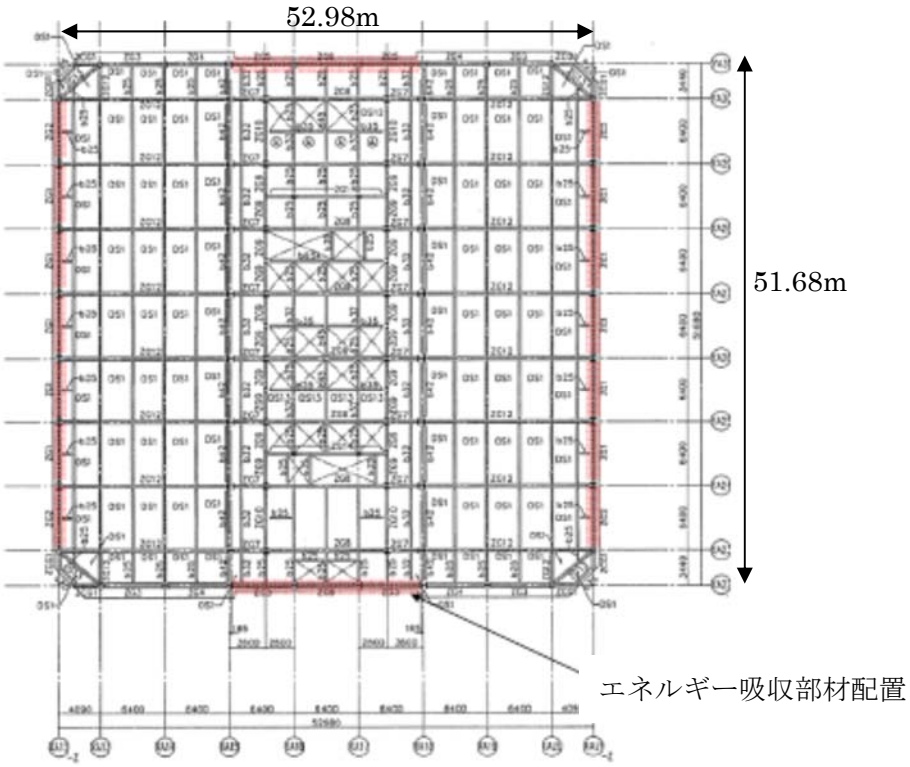


図 9-3 TRZ 基準階平面図

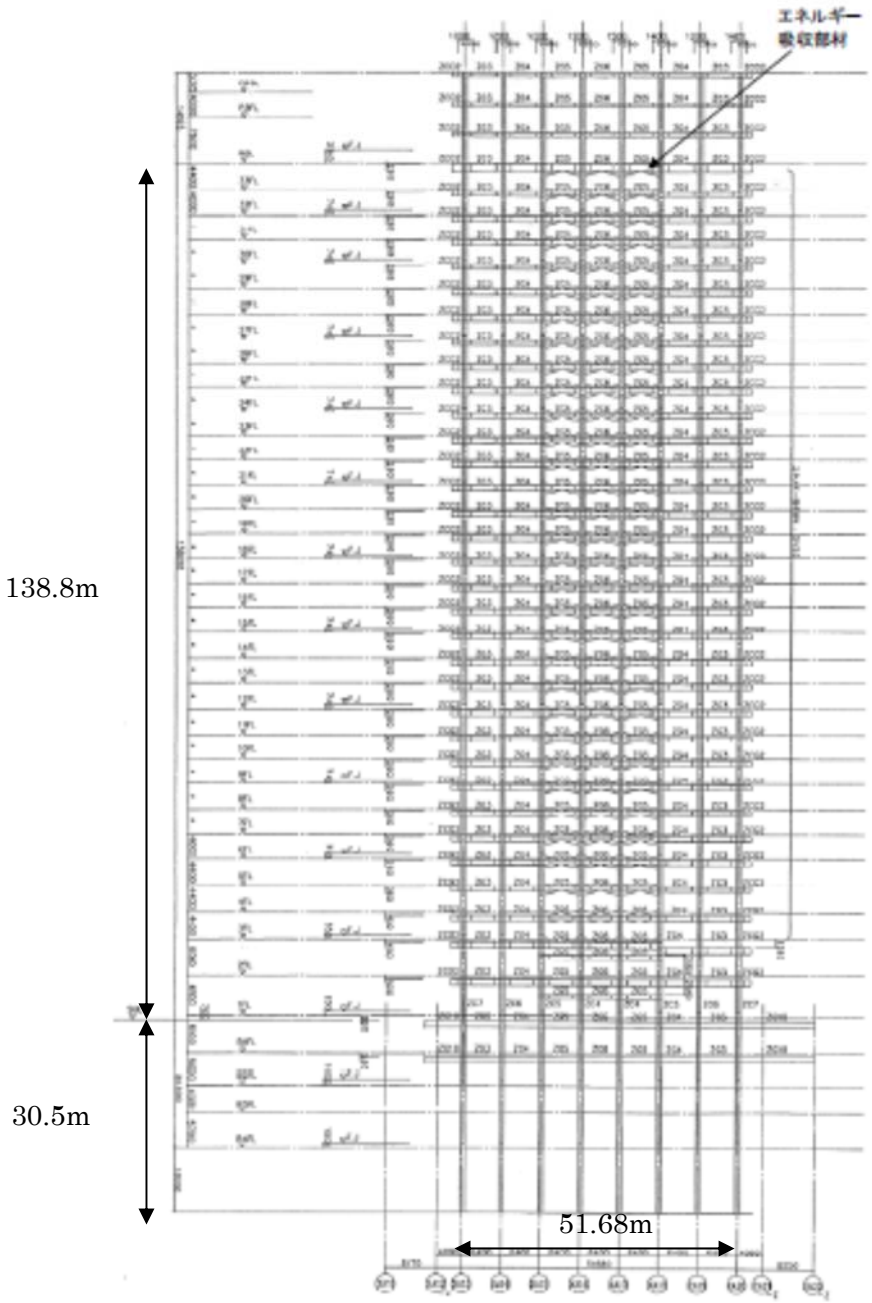


図 9-4 TRZ 基準階立面図

2) 微動観測

敷地内複数点で常時微動観測を行い、H/V スペクトル比(以下、H/V)を評価した。これは、図 9-5 に示すように、地表での観測記録の卓越周期(約 0.5 秒)が、建設地点の PS 検層結果から推定した地盤の 1 次卓越周期(約 1 秒)と大きく異なり、この要因が地盤特性の違いに基づくものと考えられるため実施するものである。

図 9-6 に微動観測点を示す。観測は、2012 年 1 月 11 日 13:00～17:30 に実施した。観測は、建築物外構の 7 地点(A-1～3, B-1,2, C-1,2)と建築物入口(Z-1)の計 8 地点で実施した。微動データは、地点ごとに約 20 分間継続して収録した。なお、B-1 が地表での地震計設置点である。

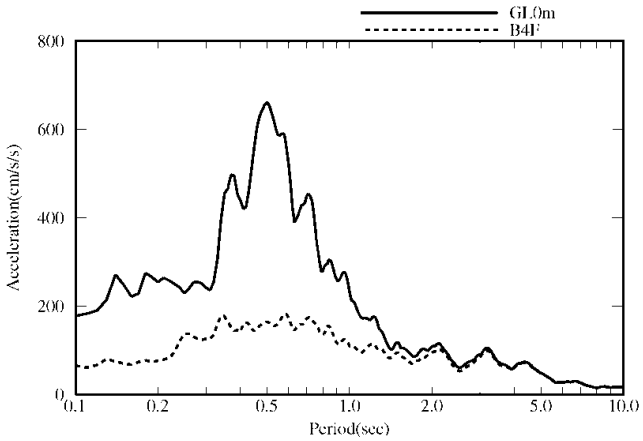


図 9-5　地表と B4F (GL-30m) での観測記録の加速度応答スペクトル(減衰 5%、Y 方向)

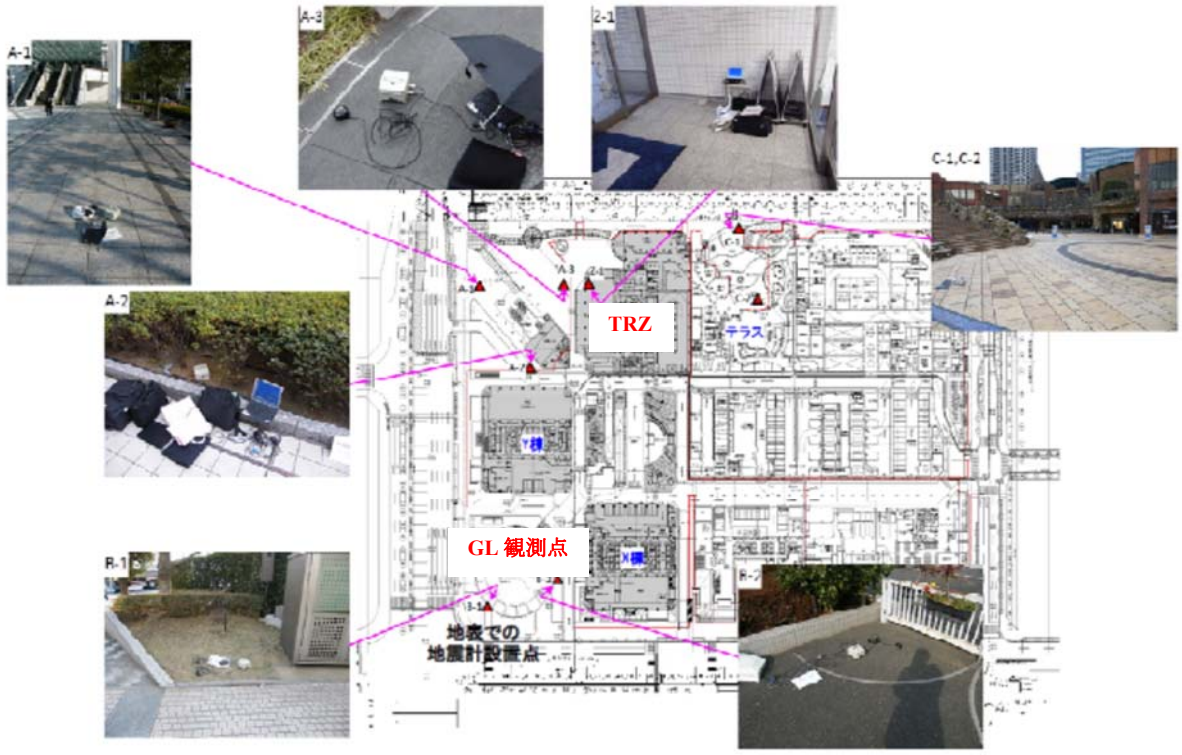


図 9-6　微動観測点

図 9-7 に、H/V を示す。水平成分は X 成分と Y 成分を SRSS により合成している。

H/V のピーク周期は B-1(地表での地震計設置点)で約 0.5 秒であるのに対し、B-1 を除く外構部(A-1,A-2,A-3,B-2,C-1,C-2)では 1 秒前後を示しており、有意な差異が見られた。なお、建築物入口での記録(Z-1)では明瞭なピークは認められなかった。

このことから、地震計の設置点と建築物 A の建設地点は地盤条件が異なると考えられる。この要因として、地震計設置点には以前建っていた構造物の基礎が残存しているなど様々な可能性が推測されるが、実状は不明である。

そこで、観測された地表加速度は建設地点での地盤応答とは異なると考え、次節の剥ぎ取り解析では地表加速度を用いず、深さ 30m の B4F での観測記録をほぼ地中応答と見なして露頭波の評価を行うこととする。

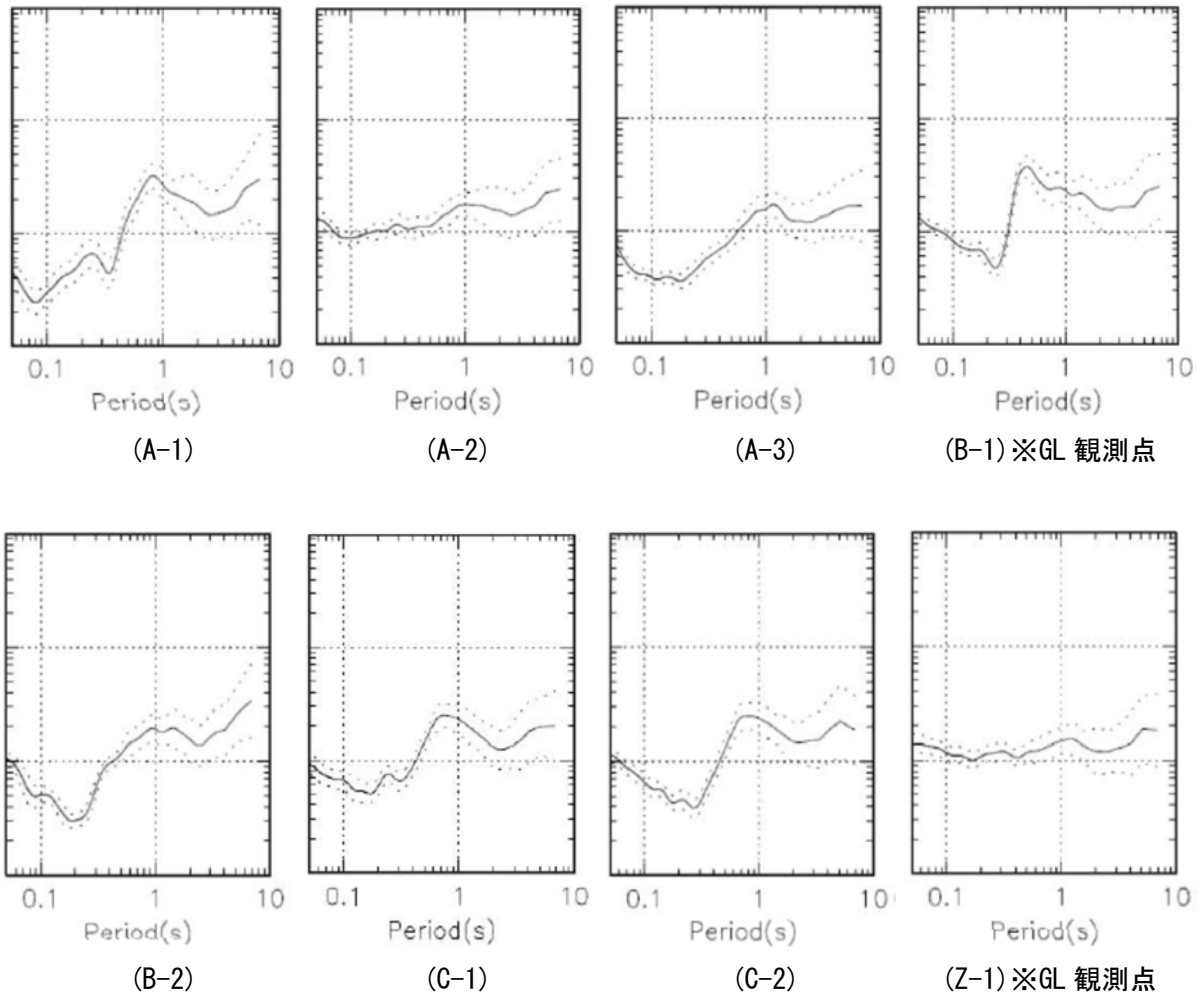


図 9-7 常時微動の H/V スペクトル

(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。ただし、本建築物では前述の微動計測結果などを踏まえ、図 9-8 に示すように、B4F(GL-30m)での観測記録が概ね地中応答(E+F)に対応すると見なして剥ぎ取り解析を実施した。なお、次節で、建築物の応答計算による B4F の応答と、地盤応答と見なした B4F での観測記録の差が小さいことを示し、上記の仮定条件の妥当性を確認している。

表 9-1 に、地盤定数を示す。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-36.0m とした。図 9-9 に、土の非線形モデルを示す。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。

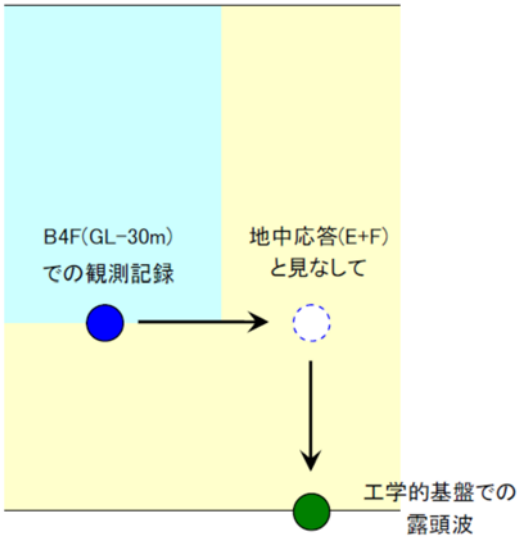


図 9-8　TRZ での剥ぎ取り解析の概要

表 9-1　地盤定数

	GL-(m)	層厚	主な土質	Vs (m/s)	Vp (m/s)	密度 (t/m^3)	ポアソン比	非線形特性番号
▲観測記録(入力) (GL-0.0m)	0.00 ～ 6.40	6.40	上部有楽町層	90	1650	1.40	0.499	1
	6.40 ～ 10.00	3.60	下部有楽町層	90	1450	1.55	0.498	1
	10.00 ～ 15.00	5.00	下部有楽町層	145	1320	1.55	0.494	1
	15.00 ～ 20.80	5.80	下部有楽町層	100	1320	1.55	0.497	1
	20.80 ～ 23.60	2.80	七号地層	260	1510	1.84	0.485	3
	23.60 ～ 27.00	3.40	東京層	260	1510	1.91	0.485	3
	27.00 ～ 34.00	7.00	東京層	330	1590	1.91	0.477	3
	34.00 ～ 36.00	2.00	東京層	475	1660	1.91	0.455	3
▲工学的基盤 (2E出力)	36.00 ～		上総層群	540	1700	1.91	0.444	0

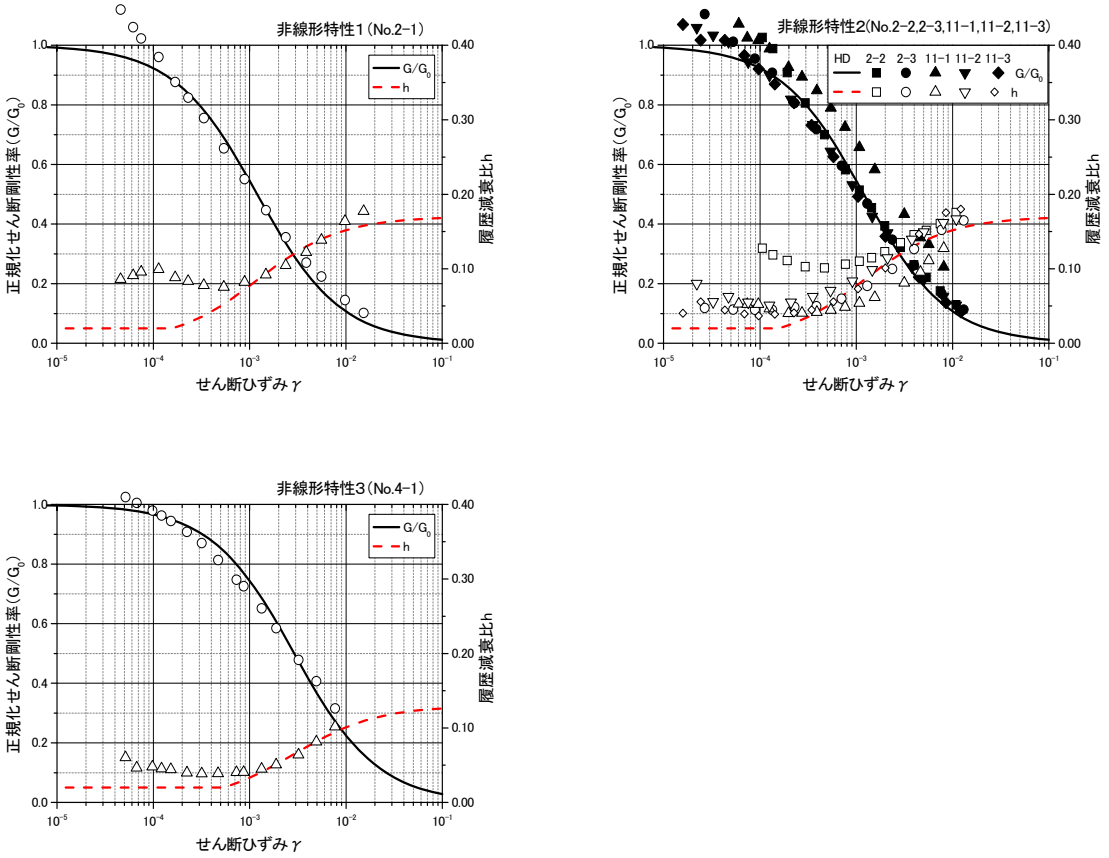
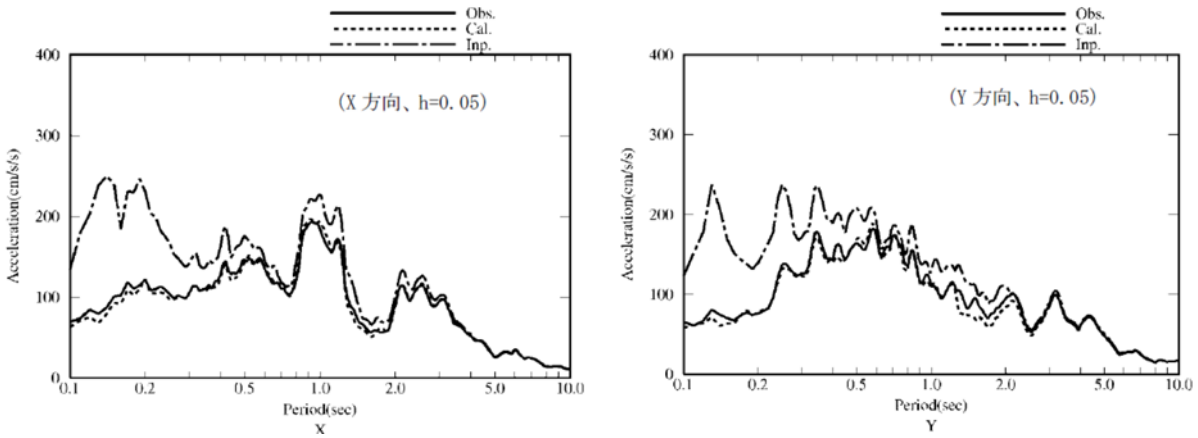


図 9-9　土の非線形モデル

図 9-10 と図 9-11 に、B4F で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%)および加速度波形を示す。最大加速度は X 方向が 54Gal、Y 方向が 50Gal であり、観測と概ね対応している。



(X 方向)　　(Y 方向)

図 9-10　観測記録のシミュレーション結果(B4F)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%)

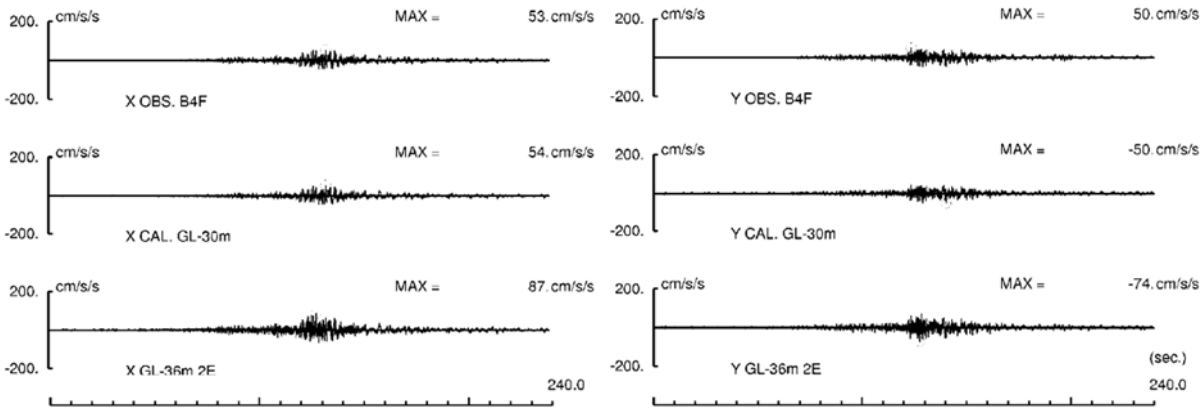


図 9-11　観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度波形

図 9-12 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 0.6%になっている。図 9-13 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 0.2 に低下している。

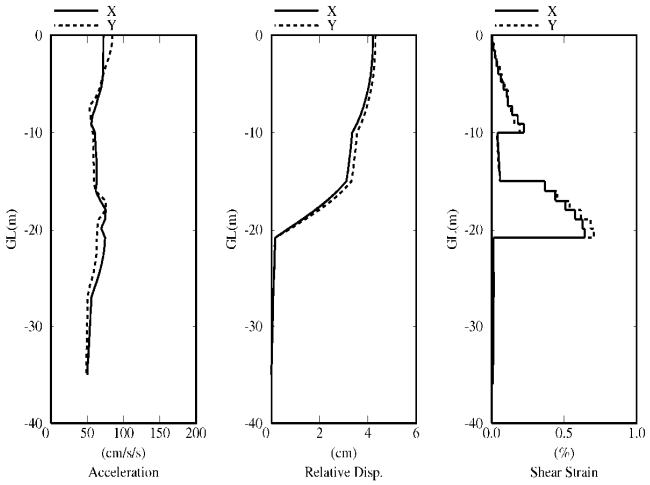


図 9-12　地盤の最大応答値図

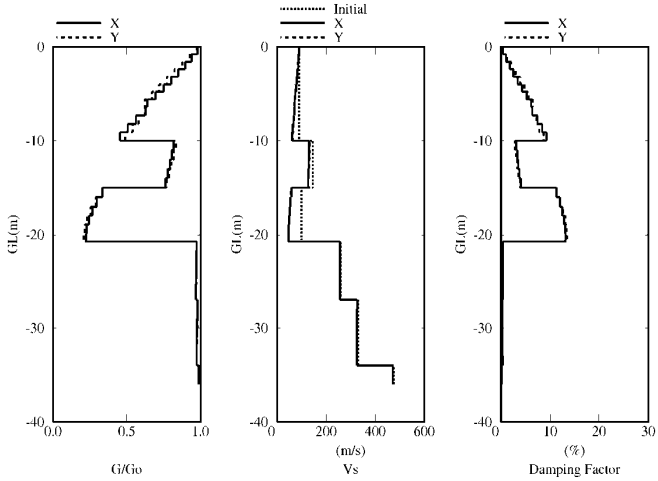


図 9-13　地盤の等価物性値

図 9-14 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。

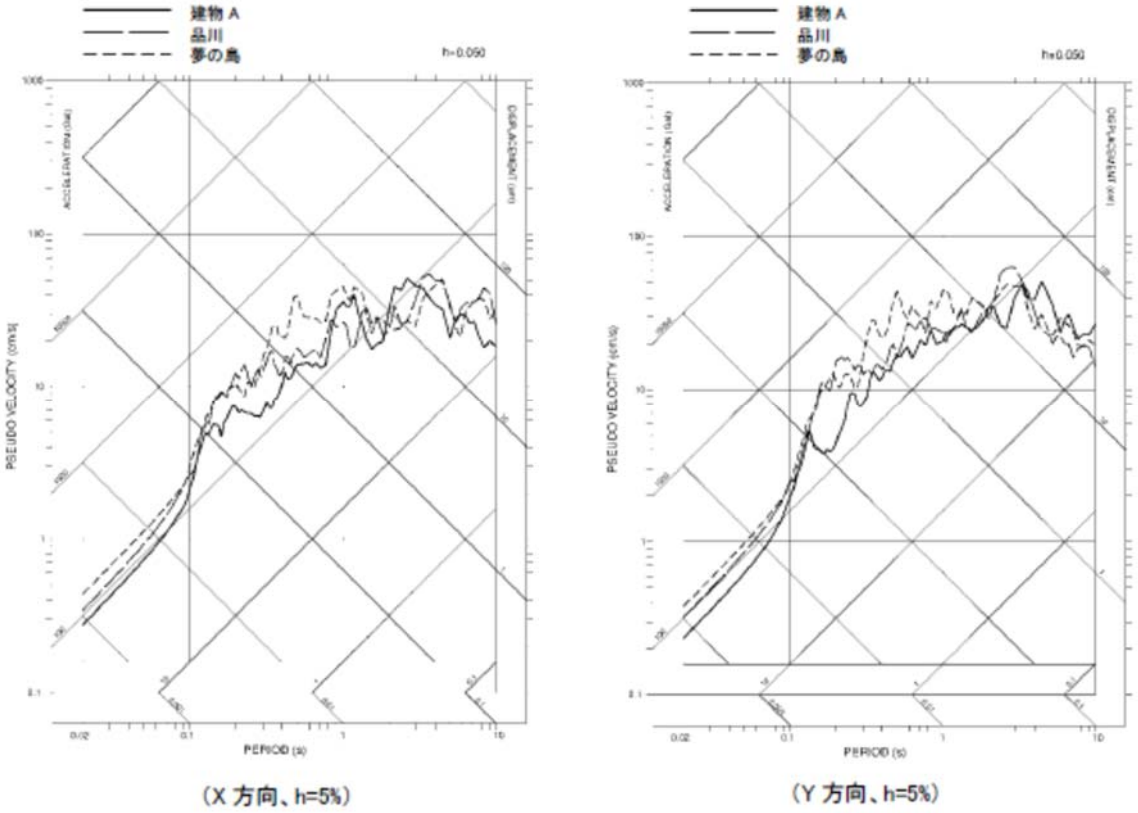


図 9-14　露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較

(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 解析モデルの概要

表 9-2 に建物モデルの概要、図 9-15 に解析ケースを示す。建物モデルの諸元を表に示す。解析は、基礎固定モデル(Case-1)、回転ばねモデル(Case-2)、および SR モデル(Case-3)の 3 ケースとした。入力地震動は Case-1 と Case-2 は B4F での観測記録、Case-3 は解析により求めた基礎入力動とした。

表 9-2　建物モデルの概要

建物モデル	せん断型モデル
履歴特性	Normal Tri-Linear
建物の減衰	周期 4 秒に対して 2%の内部粘性減衰

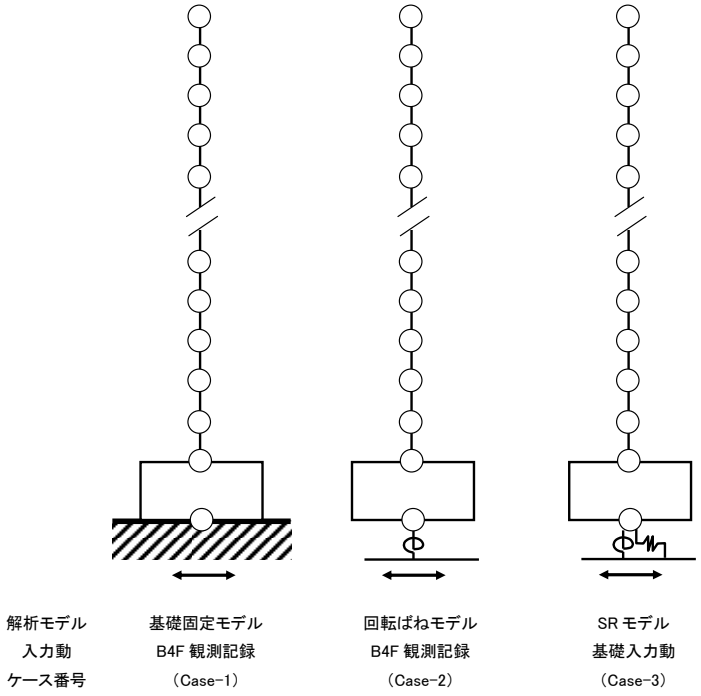


図 9-15　解析モデル解析ケース

1)-2 地盤ばねと基礎入力動の評価

地盤ばねと基礎入力動は、前震(3/10)は初期地盤物性(表 9-1)、本震は等価地盤物性(図 9-13)を用いて 3 次元薄層法により評価した。

表 9-4、表 9-5 に地盤ばねのばね定数と減衰係数、図 9-16 に本震時(3/11)での動的地盤ばねを示す。ばね定数は実部の静的近傍値とし、減衰係数は虚部の建物 1 次周期 4 秒(=0.25Hz)付近での接線勾配から評価した。

図 9-17 に、本震(3/11)の地表加速度(観測)と基礎入力動の加速度波形を示す。Case-3 の建物の応答解析では、水平成分と回転成分をともに入力した。なお、基礎入力動の回転成分は 5Hz 以上の高振動数領域で振幅が大きくなるが、この点については解析精度が十分とは言えないので、回転動の観測等も含めて今後さらなる検討が必要と考えられる。

図 9-18 に、本震の場合の基礎入力動の水平成分について地表加速度(観測)に対する B4F(観測)の伝達関数と比較して示す。両者は概ね対応していることが確認できる。

表 9-3 TRZ の建物重量および復元力特性

階	質量 t	高さ cm	階高 cm
PR	1059	14970	
P2	530	14570	400
R	3601	13810	760
33	1715	13370	440
32	1710	12970	400
31	1712	12570	400
30	1717	12170	400
29	1731	11770	400
28	1731	11370	400
27	1734	10970	400
26	1743	10570	400
25	1744	10170	400
24	1749	9770	400
23	1763	9370	400
22	1767	8970	400
21	1780	8570	400
20	1780	8170	400
19	1785	7770	400
18	1795	7370	400
17	1795	6970	400
16	1799	6570	400
15	1799	6170	400
14	1807	5770	400
13	1810	5370	400
12	1818	4970	400
11	1843	4570	400
10	1928	4170	400
9	1854	3770	400
8	1868	3370	400
7	1869	2970	400
6	1959	2570	400
5	2213	2130	440
4	3768	1690	440
3	3715	1250	440
2	4510	650	600
1	9943	0	650

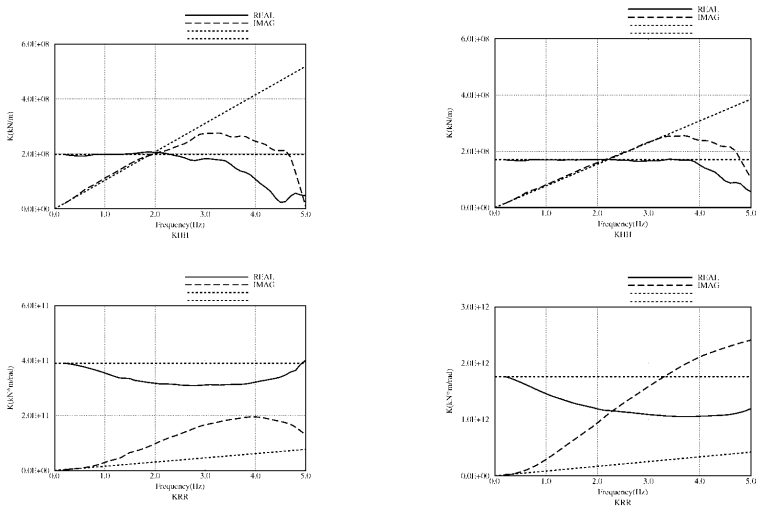
	剛性1 t/cm	剛性2 t/cm	剛性3 t/cm	折点1 t	折点2 t	α1 K2/K1	α2 K3/K1
P2	211	211	108	1003	1004	1.00000	0.51185
R	201	201	145	1082	1083	1.00000	0.72139
33	813	692	554	1726	2253	0.85117	0.68143
32	1174	900	670	2134	3225	0.76661	0.57070
31	1195	964	601	2291	3554	0.80669	0.50293
30	1266	995	700	2402	3850	0.78594	0.55292
29	1345	1061	718	2542	4049	0.78885	0.53383
28	1397	1088	674	2659	4410	0.77881	0.48246
27	1437	1122	752	2743	4517	0.78079	0.52331
26	1519	1172	772	2823	4734	0.77156	0.50823
25	1558	1195	834	2848	4869	0.76701	0.53530
24	1601	1225	920	3022	5027	0.76515	0.57464
23	1683	1317	958	3010	5108	0.78253	0.56922
22	1748	1345	1068	3306	5346	0.76945	0.61098
21	1795	1387	1010	3302	5441	0.77270	0.56267
20	1861	1415	975	3416	5629	0.76034	0.52391
19	1905	1441	963	3546	5669	0.75643	0.50551
18	1942	1483	950	3482	5678	0.76365	0.48919
17	2019	1524	926	3586	5848	0.75483	0.45864
16	2064	1524	897	3681	6002	0.73837	0.43459
15	2117	1592	973	3603	5998	0.75201	0.45961
14	2189	1619	1021	3675	6118	0.73961	0.46642
13	2222	1626	1001	3739	6225	0.73177	0.45050
12	2287	1691	1147	3621	6166	0.73940	0.50153
11	2457	1816	1222	3702	6521	0.73911	0.49735
10	2619	1948	1234	3958	6808	0.74380	0.47117
9	2709	2049	1319	3817	6499	0.75637	0.48690
8	2853	2143	1347	3880	6835	0.75114	0.47213
7	2948	2181	1330	3939	7169	0.73982	0.45115
6	2998	2214	1319	3757	7264	0.73849	0.43996
5	2641	1980	1239	3808	7360	0.74972	0.46914
4	2835	2156	1404	4060	7151	0.76049	0.49524
3	3495	2855	1354	3876	7733	0.81688	0.38741
2	2399	2399	968	8381	8381	1.00000	0.40350
1	2985	2985	1576	8131	8131	1.00000	0.52797

表 9-4　地盤ばねのばね定数と減衰係数　（前震 3/10 6:25　：　地盤の初期物性値）

	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 方向	2.04×10^{8}	1.72×10^{7}	3.94×10^{11}	3.34×10^{9}
Y 方向	1.75×10^{8}	1.28×10^{7}	1.76×10^{12}	2.84×10^{10}

表 9-5　地盤ばねのばね定数と減衰係数　（本震 3/11 14:47　：　地盤の等価物性値）

	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 方向	1.98×10^{8}	1.65×10^{7}	3.90×10^{11}	2.44×10^{9}
Y 方向	1.71×10^{8}	1.23×10^{7}	1.76×10^{12}	1.34×10^{10}



(X 方向，上:水平，下:回転)　　(Y 方向，上:水平，下:回転)

図 9-16　本震(3/11)での動的地盤ばね

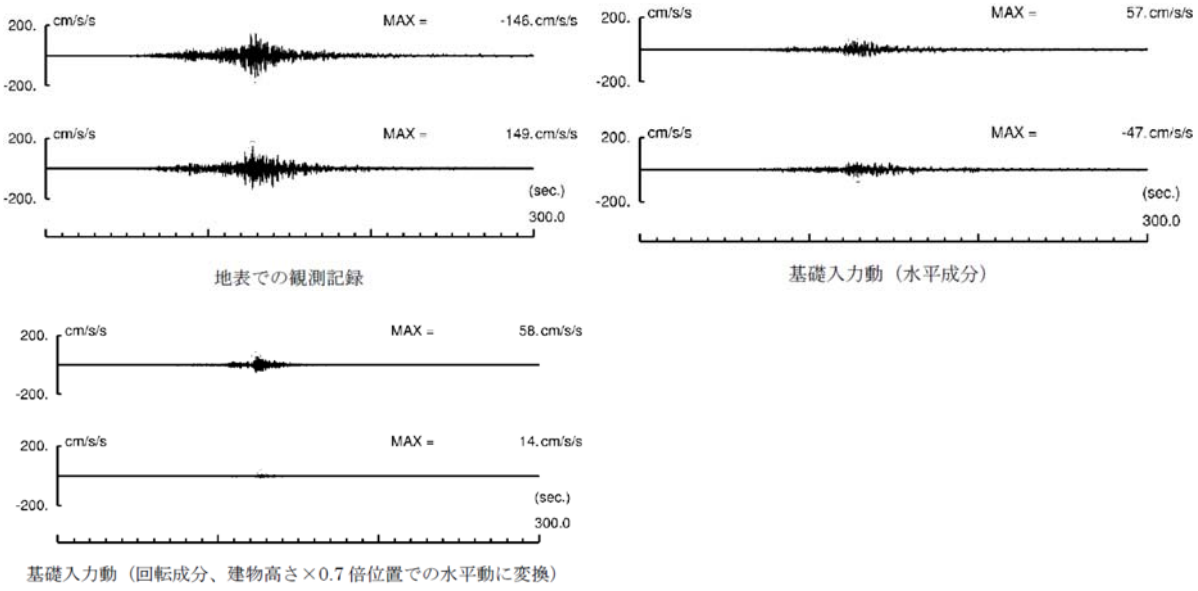
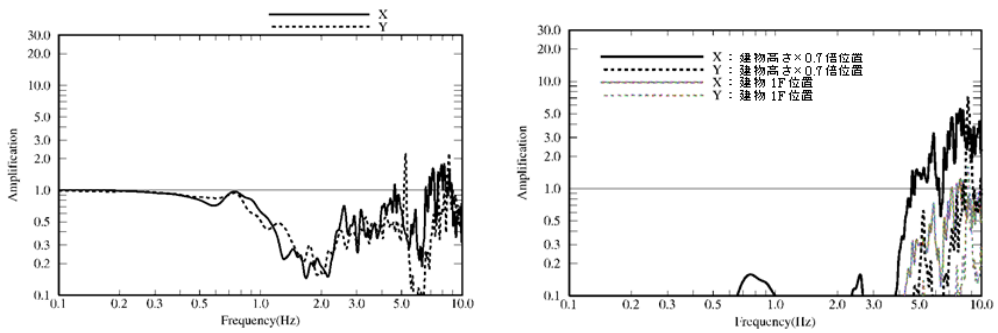
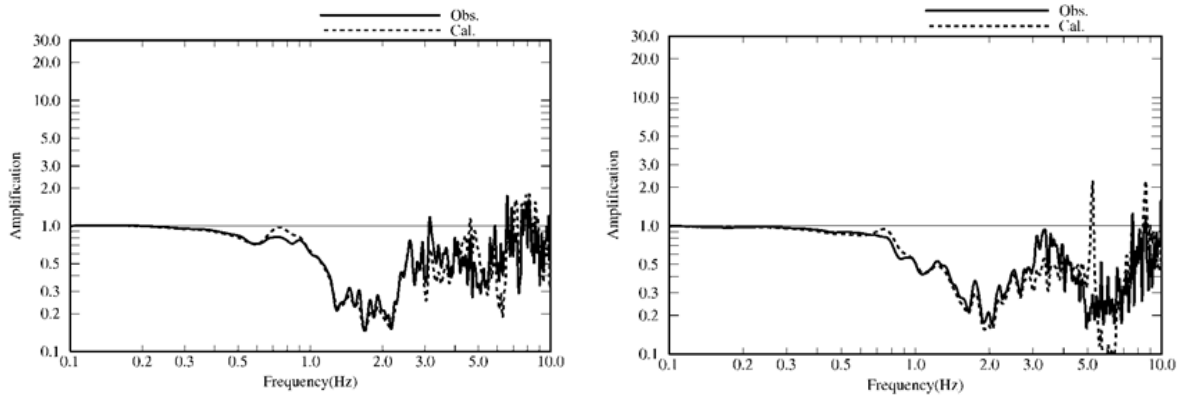


図 9-17 加速度時刻歴



(水平)　　(回転)

図 9-18　本震(3/11)の地表加速度(観測)に対する基礎入力動(解析)の伝達関数



(X 方向)　　(Y 方向)

図 9-19　本震(3/11)の地表加速度(観測)に対する B4F での観測(Obs.)と基礎入力動の解析結果(Cal.)の伝達関数の比較

1)-3 建物の応答結果

表 9-6 に、基礎固定モデルと SR モデル(本震)の固有値解析結果を示す。基礎固定モデルの 1 次固有周期は X 方向が 3.94 秒、Y 方向が 3.68 秒である。また、SR モデルは、X,Y 各々3.95 秒と 3.69 秒であり、基礎固定モデルによる結果との差は小さい。

表 9-6 固有周期（単位：秒）

	基礎固定モデル		SR モデル	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
1 次	3.94	3.68	3.95	3.69
2 次	1.49	1.41	1.49	1.41
3 次	0.93	0.88	0.93	0.88

図 9-20～図 9-23 に、Case-1(前震)の 33 階での加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。解析の 1 次固有周期は観測に比べて長く、振幅は全体的に小さい。

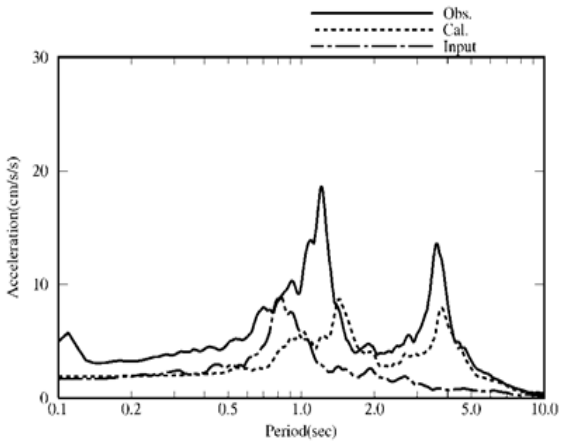


図 9-20　33F 加速度応答スペクトル（前震，X 方向，Case-1）

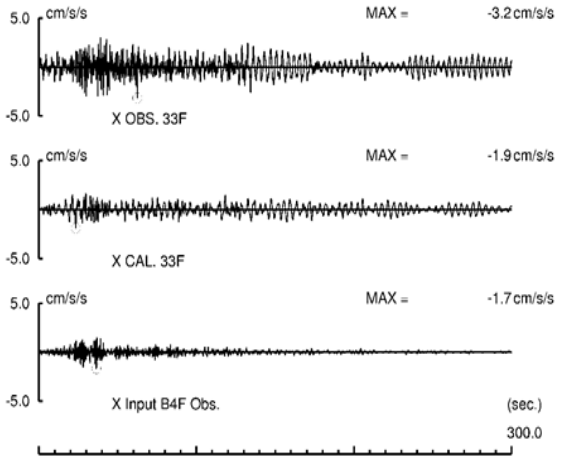


図 9-21 加速度波形（前震，X 方向，Case-1）

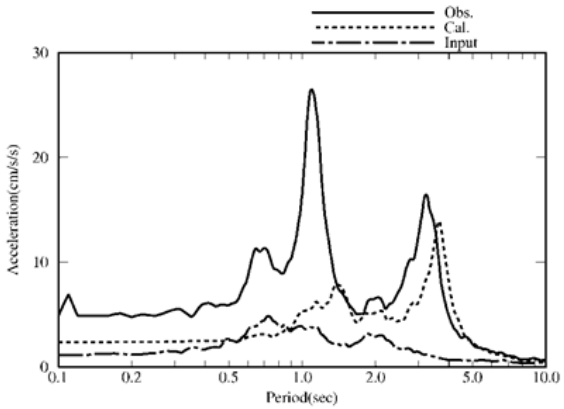


図 9-22 33F 加速度応答スペクトル
（前震，Y 方向，Case-1）

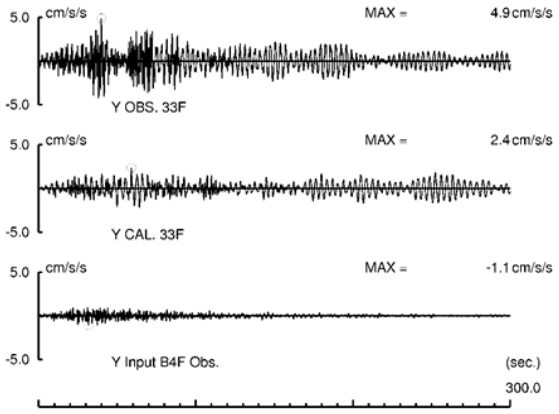


図 9-23 加速度波形
（前震，Y 方向，Case-1）

図 9-24～図 9-27 に、Case-1(本震)の 33 階での加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。観測の 1 次固有周期が前震に比べて長周期化した結果、両者の 1 次周期と振幅レベルは概ね対応している。

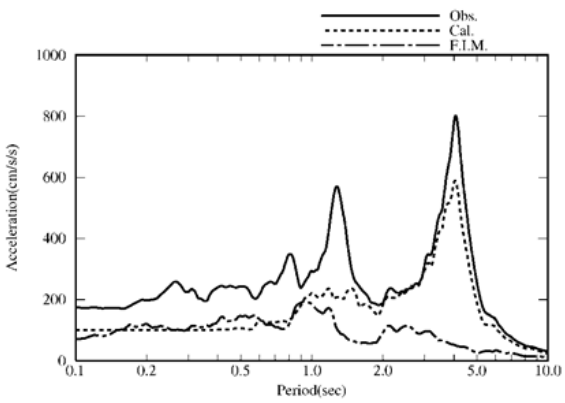


図 9-24 33F 加速度応答スペクトル
（本震，X 方向，Case-1）

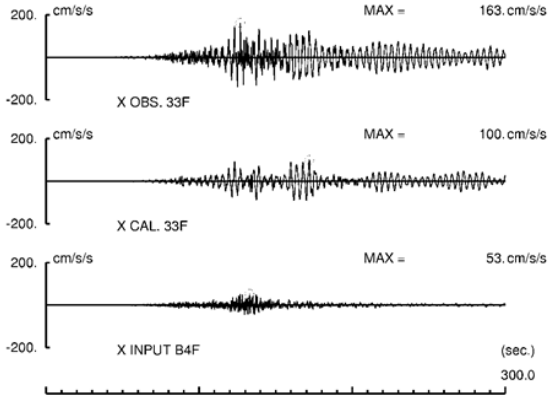


図 9-25 加速度波形
（本震，X 方向，Case-1）

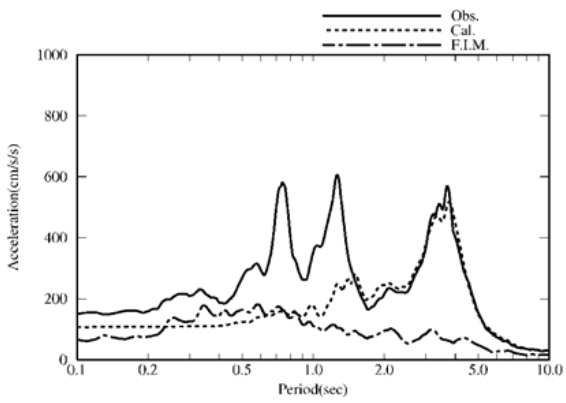


図 9-26 33F 加速度応答スペクトル
（本震，Y 方向，Case-1）

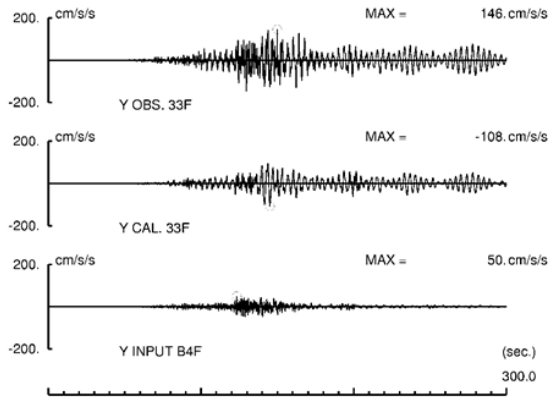


図 9-27 加速度波形
（本震，Y 方向，Case-1）

図 9-28 に Case-2(本震)、また図 9-29 に Case-3(本震)の 33 階での X 方向加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。いずれも、Case-1(本震)とほぼ同じ結果になる。

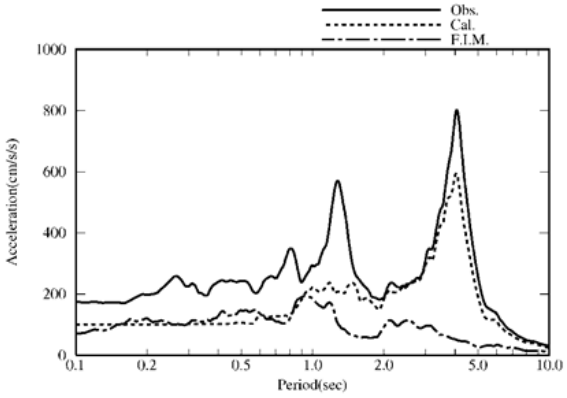


図 9-28 33F 加速度応答スペクトル
(本震, X 方向, Case-2)

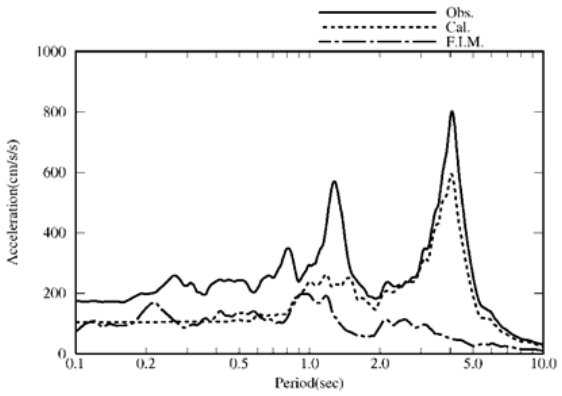
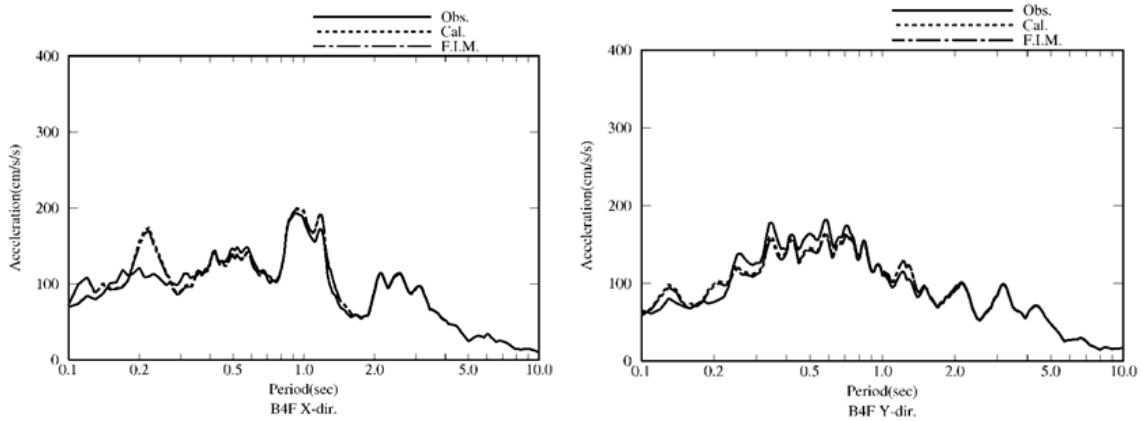


図 9-29 33F 加速度応答スペクトル
(本震, X 方向, Case-3)

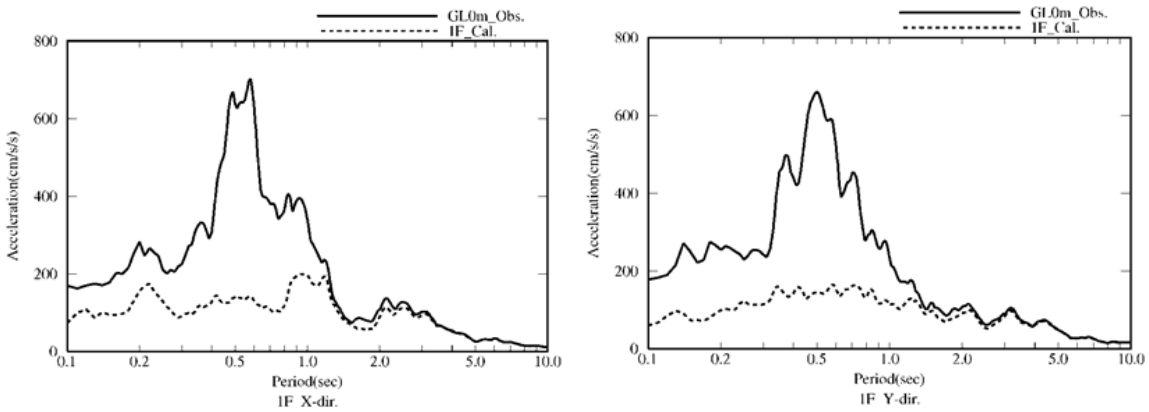
図 9-30 に、Case-3(本震)の B4F の観測と解析の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。建物の応答解析による B4F の応答と、地盤応答と見なした B4F での観測記録の差は小さい。このことから、前節で露頭波を評価する際に仮定した条件は概ね妥当なものと考えられる。



(X 方向) (Y 方向)

図 9-30 本震(3/11)の B4F の加速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較(Case-3)

図 9-31 に、Case-3(本震)の地表と 1F の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。地表での観測は、1F での建物応答に比べて周期約 1 秒以下の振幅が大きい。前述の常時微動観測の結果からもわかるように、建設地点と地表観測点の地盤条件が異なることによると考えられる。



(X 方向)　　(Y 方向)

図 9-31　本震(3/11)の地表と 1F の加速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較(Case-3)

図 9-32 に、Case-1～3(本震)の最大応答値分布(Y 方向)を比較して示す。いずれも三者はほぼ重なっており、Case によって差が生じないのは、建築物 TRZ では水平の基礎入力動と B4F 基礎応答の観測記録がほぼ同じであり、回転の基礎入力動や SR ばねの影響が小さいことによる考えられる。

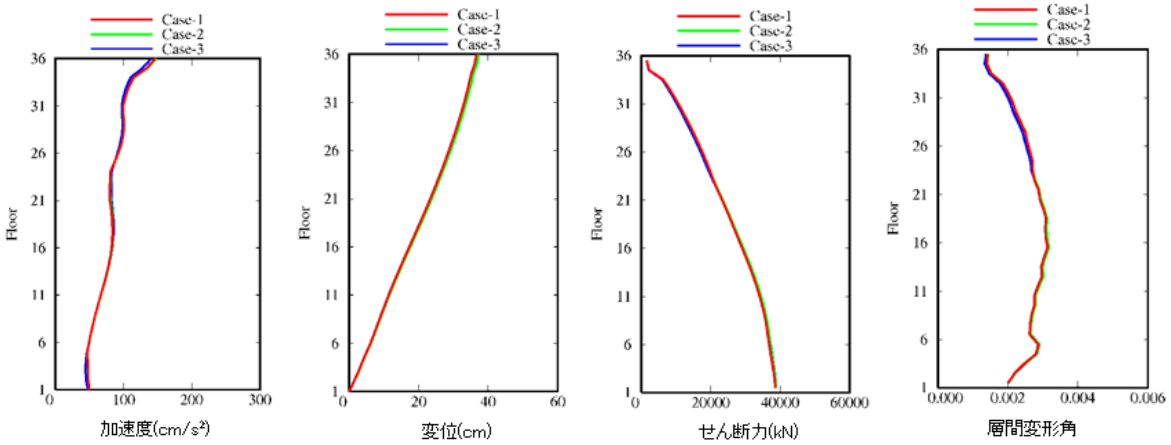
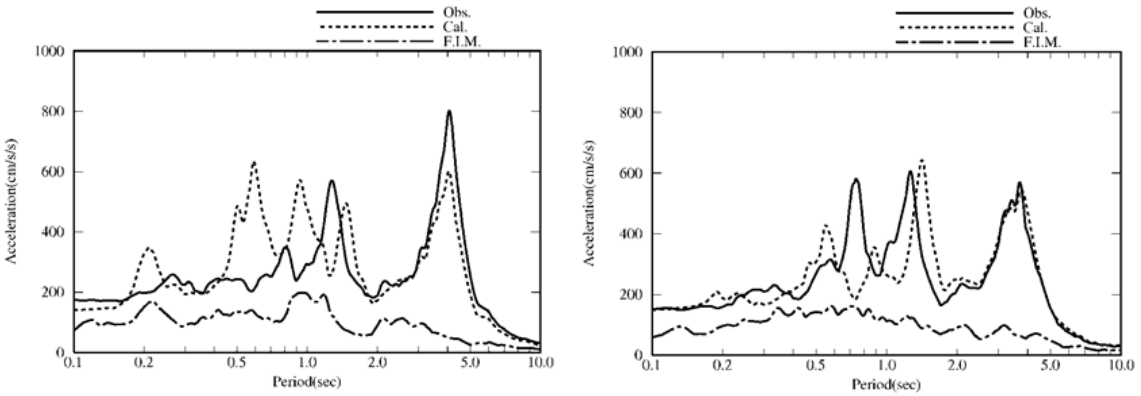


図 9-32　本震(3/11)の Case-1～3 の最大応答値分布の比較

図 9-33 は、図 9-29 に示した 33F 加速度応答スペクトル(本震, Case-3, X 方向)に対し、減衰定数をレーレー減衰(周期 0.2 秒と 4 秒で 2%)にした場合の結果を X,Y 両方で Case-3r として示している。1 次固有周期付近では観測と解析は概ね対応している。解析による周期 2 秒以下の高次モードでの振幅は観測に比べて、周期が短いこと、X 方向は振幅が大きく、Y 方向は小さいことがわかる。このように、高次での周期に差がみられる要因として、上部構造のモデル化(せん断型)などが考えられる。



(X 方向)　　(Y 方向)

図 9-33 本震(3/11)の 33F の加速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較(Case-3r)

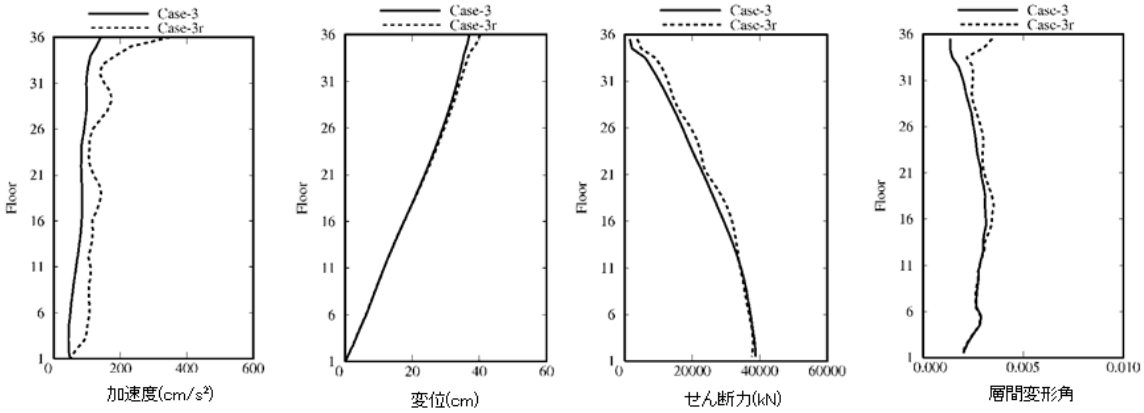


図 9-34　本震(3/11)の Case-3 と Case-3r の最大応答値分布の比較

図 9-34 に、Case-3(本震)と Case-3r(本震)の最大応答値分布(Y 方向)を比較して示す。最大加速度は Case-3r の方が Case-3 に比べて大きいが、変形やせん断力では両者に大きな差は見られない。応答スペクトルは、周期 2 秒以下で振幅に差がみられ、Case-3r の方が Case-3 に比べて大きい。

2) 3 次元 FEM モデル(一体型モデル)によるシミュレーション

2)-1 解析モデルおよび解析条件

解析モデルを図 9-35 に示す。地盤は、約 28,000 要素のメッシュとした。メッシュの層厚は、透過振動数が 5Hz 程度となるように設定した。上部構造は質点系モデル(せん断棒)とし、事務棟 3 棟をモデル化した。基礎および地下は、高層 3 棟で共有とし、1 つの剛体とした。剛体には、並進および X,Y,Z 軸まわりの回転自由度を与えた。モデルの底部および側面の境界は粘性境界とした。

材料減衰は地盤および上部構造共通とし、初期剛性比例型、周期 T=4.0, 0.2sec に対して 2%の Rayleigh 減衰を与えた。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）、3 棟をモデル化
2) 基礎モデル： 剛基礎（3 棟が共有）
3) 建物剛性・復元力： 評定資料に準拠
4) 建物非線形ループ： Normal Tri-linear 型
5) 減衰モデル： 初期剛性比例型、Rayleigh 減衰 2%（T=4.0, 0.2sec に対して）

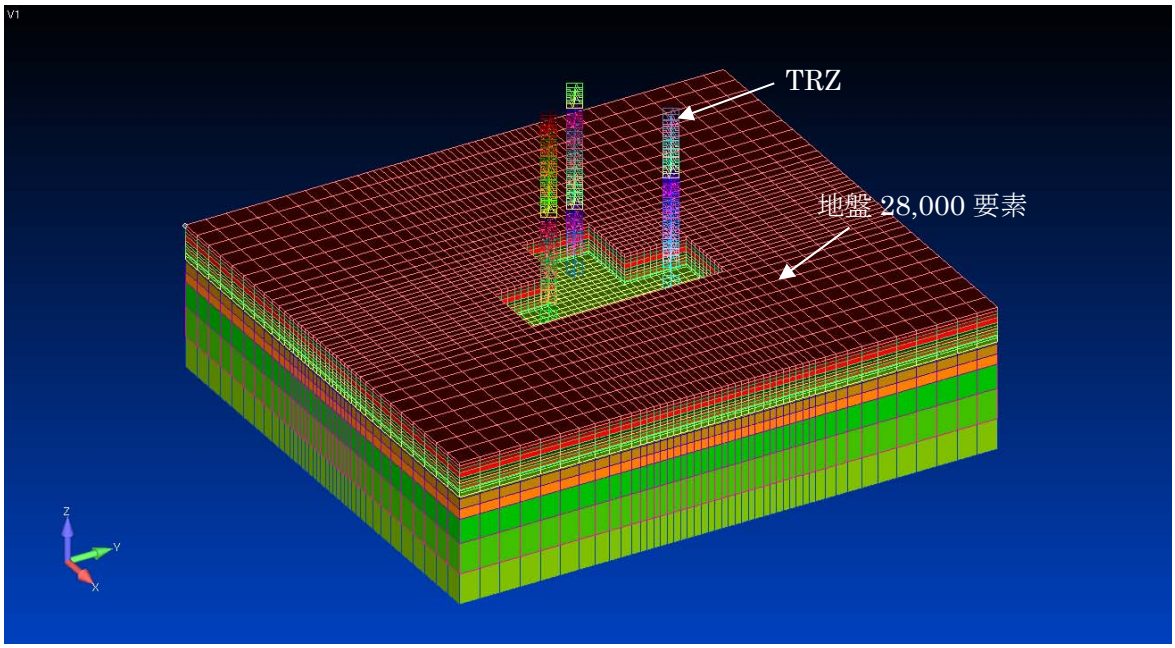
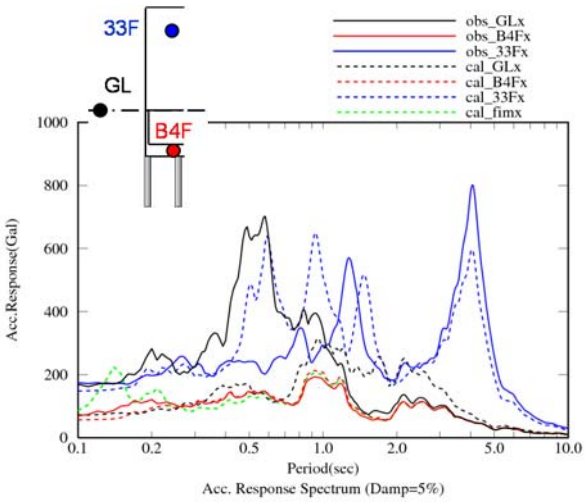


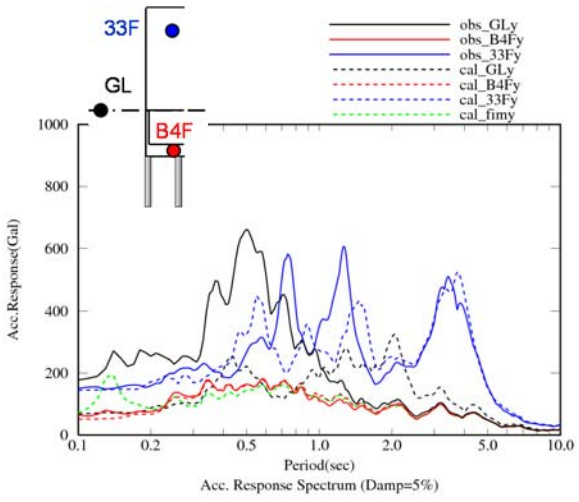
図 9-35 建物 A 一体型モデル

2)-2 解析結果

図 9-36 に、地表、B4 階、および 33 階の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。また、無質量剛基礎での応答(FIM)も併記している。33 階の応答は、1 次固有周期(約 4 秒)については観測記録と概ね良く対応している。2 次以上の高次モードについては、周期、振幅レベルともに合致度は低くなっている。これは、せん断モデルであるためと考えられる。



(X 方向)



(Y 方向)

図 9-36 一体解析による本震の加速度応答スペクトル(h=5%)

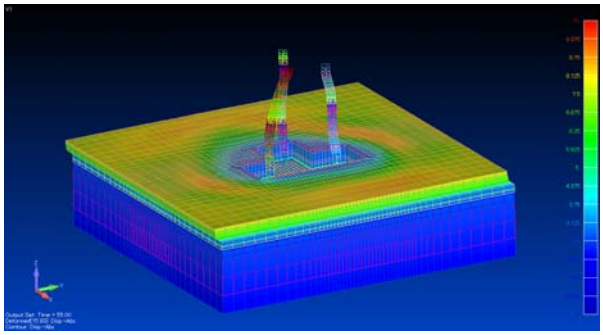


図 9-37 変形図(スナップショット，125 秒)

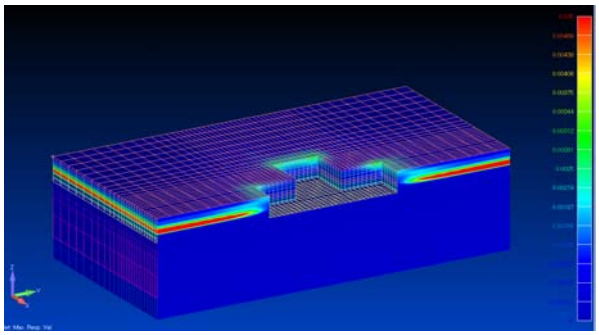
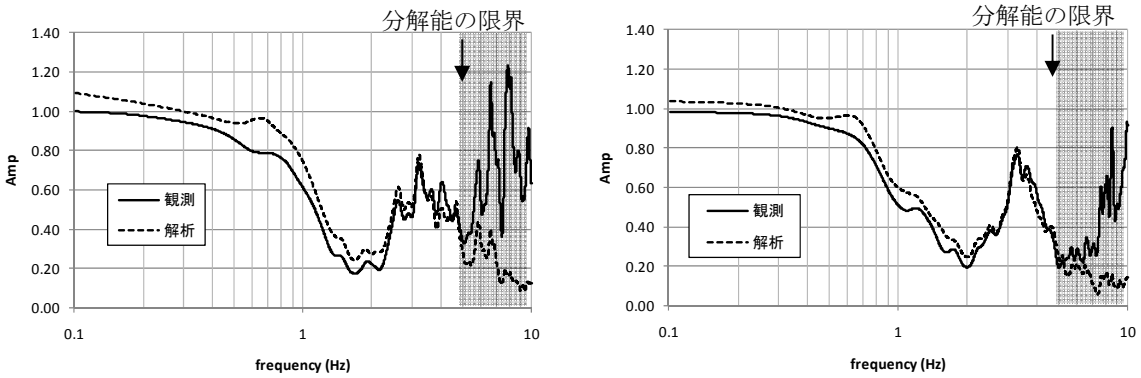


図 9-38 最大せん断ひずみ

図 9-37 に、変形図のスナップショット(時刻 125 秒)を示す。3 つの棟の位相がそれぞれ異なっており、共振の影響は少ないことがわかる。これは各棟の建物高さおよび固有周期が互いに異なっているためと考えられる。

図 9-38 に、最大せん断ひずみのコンター図を示す。これは、建物基礎の中央を通る断面にてモデルを切断して、コンターを表示したものである。ひずみの分布に着目すると建物基礎以深はひずみが小さく、また基礎周辺の支持地盤との相互作用は小さいことがわかる。地盤の非線形化は主に建物基礎以浅のレベルにおいて生じており、建物基礎近くではひずみが低減している。

図 9-39 に、伝達関数(B4F/GL)を示す。解析と観測記録は 5Hz 以下までは良く対応している。解析の 5Hz 以上の高振動数帯は過大評価となっているが、高振動数帯では波長と層分割の関係により波長の分解能の限界があるため、評価の対象外である。建築物 TRZ における分解能は 5Hz 程度である。



(X 方向)　　(Y 方向)

図 9-39　本震一体解析による伝達関数 B4F(解析)/GL(観測)

Parzen Window 0.3Hz

(4) まとめ

建築物 TRZ 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と分離型モデルと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、建物応答等の評価を行った。以下に、得られた知見を示す。

①分離型モデルによる観測記録のシミュレーション

1) 建物の 1 次固有周期は、基礎固定モデルでは X が 3.94 秒と Y が 3.68 秒、SR モデルでは X が 3.95 秒と Y が 3.69 秒であり、両モデルの差が小さいことを確認した。

2) 建物の解析モデルの 1 次固有周期は、本震については観測と良い対応を示したが、前震については観測より長いことを確認した。

3) B4F 観測波を用いた基礎固定モデルと回転ばねモデル、及び基礎入力動を用いた SR モデルによる応答結果は、加速度や変位等いずれも差は小さいことを確認した。これは、基礎入力動が B4F 基礎応答の観測記録とほぼ対応し、また SR ばねの影響が小さいためである。

4) 建物モデルの減衰定数を周期 4 秒で 2%の内部粘性減衰とした場合と、周期 4 秒と 0.2 秒で 2%のレーレー減衰とした場合では、後者の振幅が周期約 2 秒以下で大きいことを示した。

② 一体型モデルによる観測記録のシミュレーション

1) 建物の解析モデルの 1 次固有周期は、本震の記録について観測と良い対応を示した。

2) 地盤のせん断ひずみ、非線形化の影響は、主に建物基礎以浅のレベルにおいてみられ、建物基礎近くでは周辺地盤に比べひずみが低減している。一方、建物基礎以深はひずみが小さく基礎周辺の支持地盤との相互作用は小さいことを確認した。

10. 建築物 SNN(36F, 杭基礎, 免震)

本章では、建築物 SNN 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(SR モデル)および一体型モデルによる解析検討を行う。

(1) 建築物概要など

建築物 SNN は、3 階と 4 階の間に免震ピット階を設けた中間階免震かつ地上 36 階建の超高層建築物である。1 階は共用施設、附帯的商業施設、2～3 階は駐車場など、4～36 階は宿舎となっている。主体構造は鉄筋コンクリート造ラーメン構造である。免震部材は鉛プラグ入り積層ゴムと天然ゴム系積層ゴムを採用している。基礎形式は、杭基礎であり GL-65m の細砂層を支持層としている。また、高層棟周辺について表層 10m 程度の地盤改良が行われている。

代表構面軸組図を図 10-1 に示す。また、免震ピット階梁伏図を図 10-2 に、基準階伏図を図 10-3 杭伏図と地盤改良を図 10-4 に示す。概ね正方形の架構であり、セットバックはない。

用途	:	共同住宅・店舗・駐車場
階数	:	地上 36 階、地下なし
高さ	:	114.65m
基礎底深さ	:	GL-4.2m（一般部）～GL-6.5m（ピット部）
主体構造	:	RC 造（ラーメン構造）
主要材料	:	鉄筋 SD345、SD295A、SD390、SD490、コンクリート Fc30～80N/mm²
基礎構造	:	場所打ちコンクリート杭（先端位置 GL-65m）

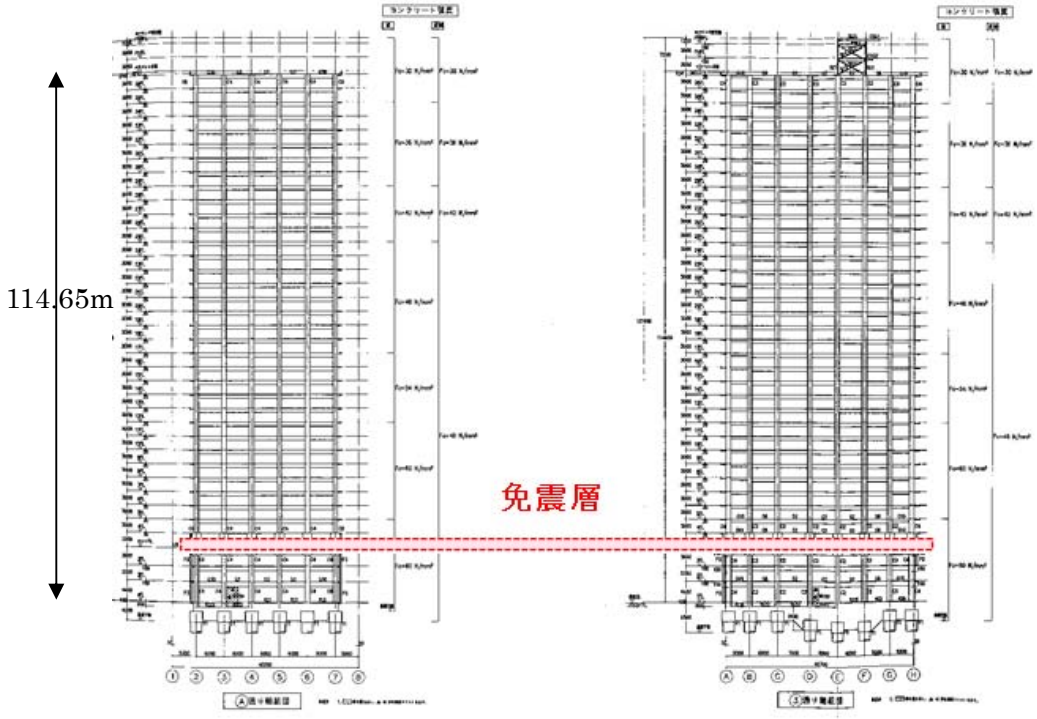


図 10-1　代表構面軸組図

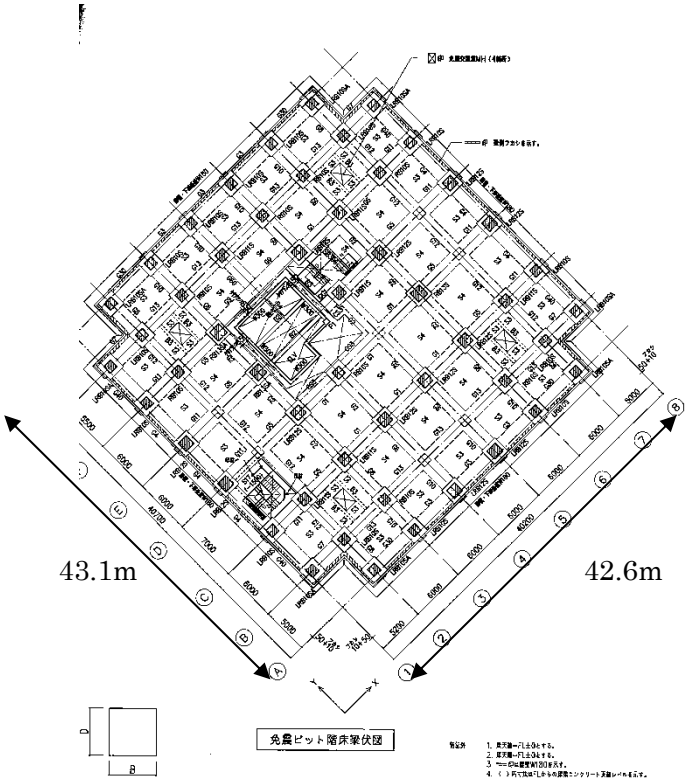


図 10-2　４階免震ピット階梁伏図

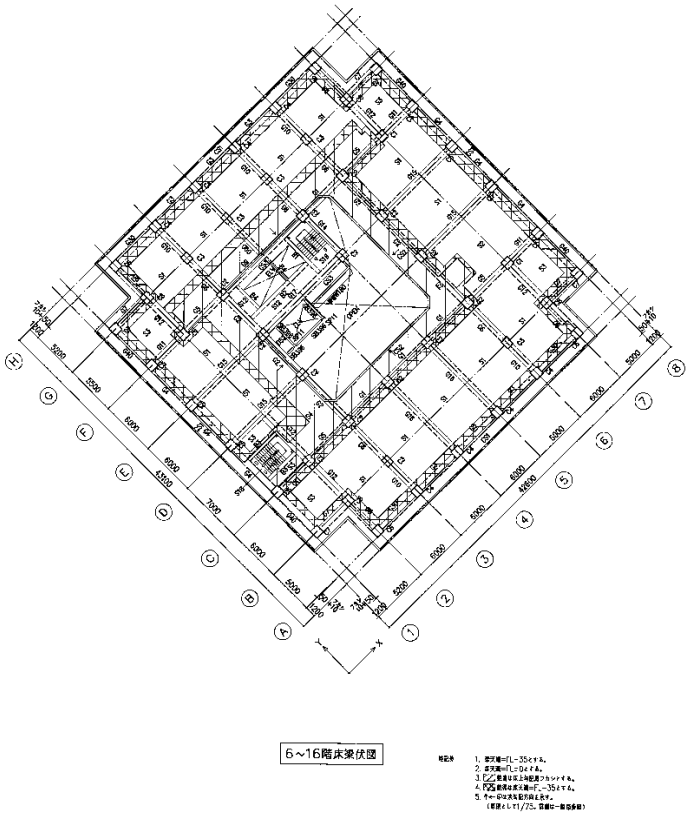


図 10-3　基準階梁伏図

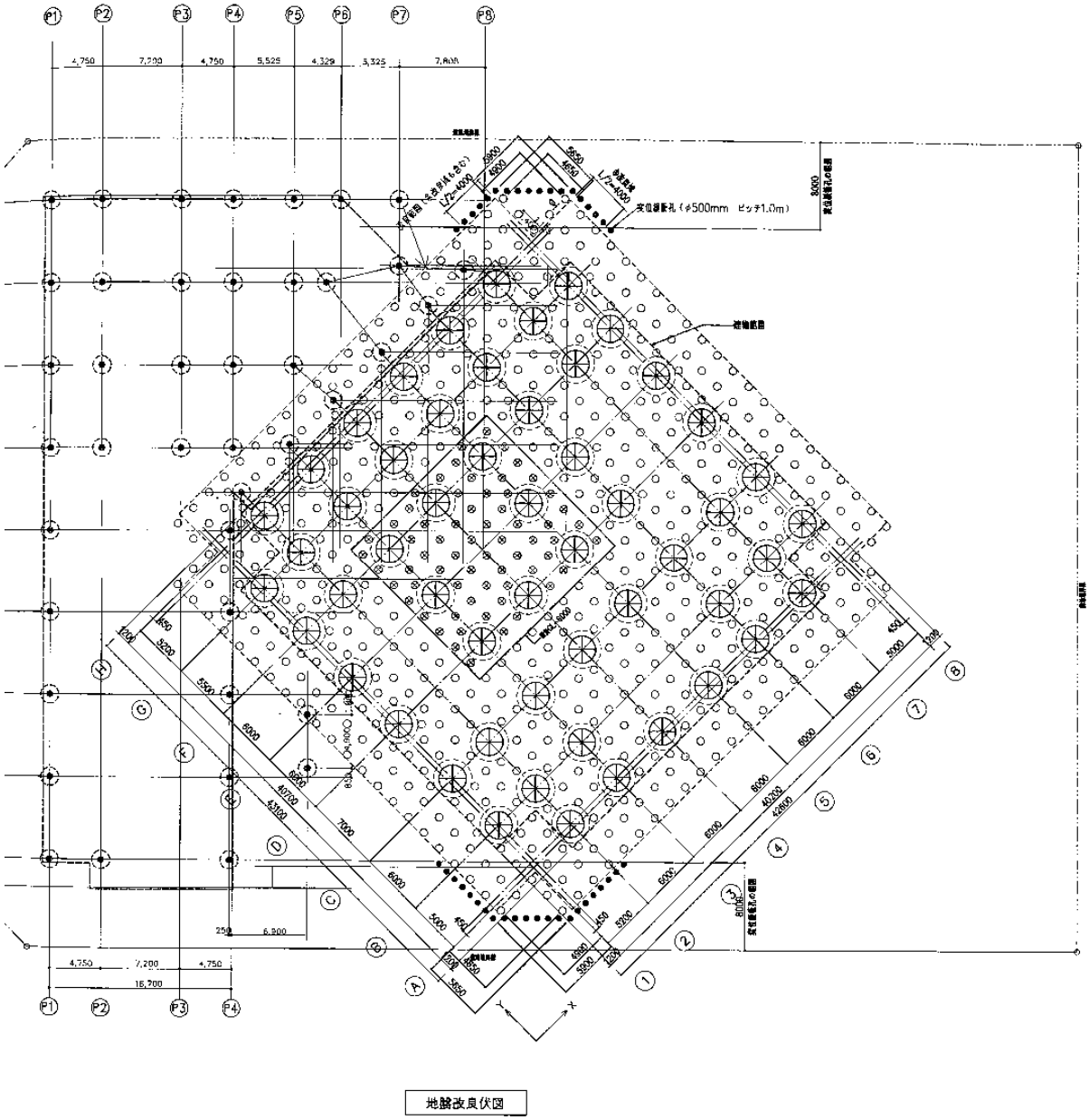


図 10-4　杭伏と地盤改良

(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 10-1 に地盤定数、図 10-5 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

表 10-1　地盤定数

	GL-(m)	層厚	土質区分	Vs (m/s)	Vp (m/s)	密度 (t/m^3)	ポアソン比	非線形特性番号
▲観測記録(入力) (GL-0.0m)	0.00 ～ 3.00	3.00	F	80	490	1.50	0.486	2
	3.00 ～ 6.80	3.80	Yu-c1	80	560	1.50	0.490	2
	6.80 ～ 9.90	3.10	Yu-s	130	900	1.50	0.489	1
	9.90 ～ 11.75	1.85	Yu-c2	130	1270	1.50	0.495	2
	11.75 ～ 25.75	14.00	Yu-c2	120	1500	1.50	0.497	2
	25.75 ～ 34.00	8.25	Na-c1	160	1550	1.60	0.495	3
	34.00 ～ 42.30	8.30	Na-c1	190	1600	1.60	0.493	3
	42.30 ～ 53.50	11.20	Na-sc	220	1630	1.70	0.491	4
	53.50 ～ 60.60	7.10	Na-s1	290	1740	1.80	0.486	4
	60.60 ～ 63.15	2.55	Na-c2	270	1680	1.80	0.487	3
	63.15 ～ 67.80	4.65	Na-s2	310	1760	1.80	0.484	4
▲工学的基盤 (2E出力)	67.80 ～		Na-g	510	1700	2.00	0.451	0

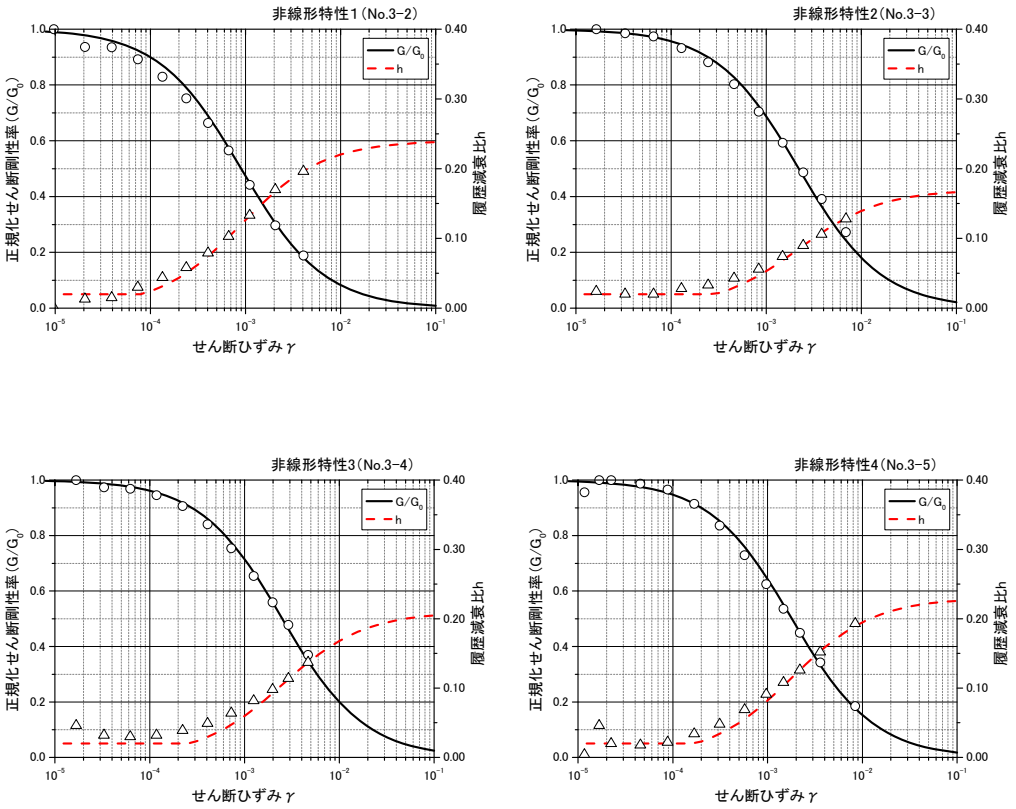
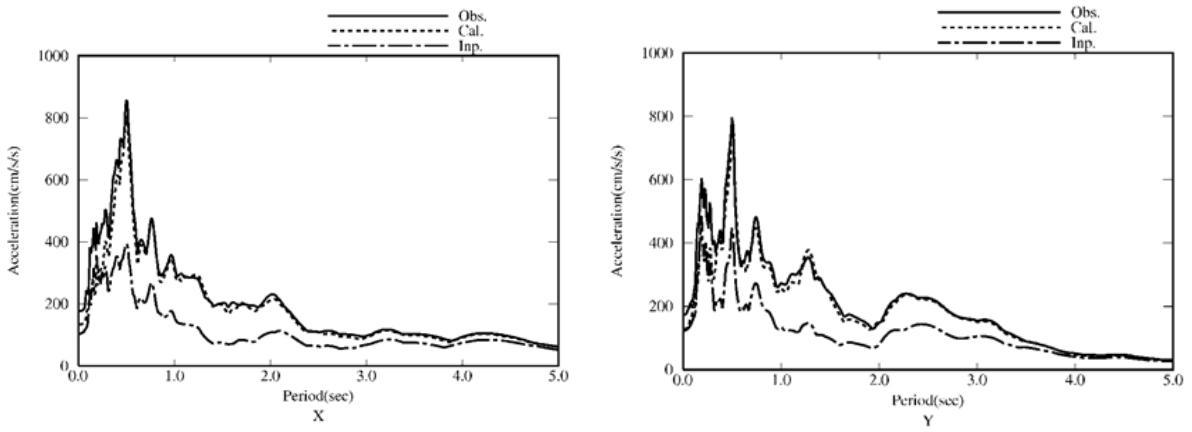


図 10-5　土の非線形モデル

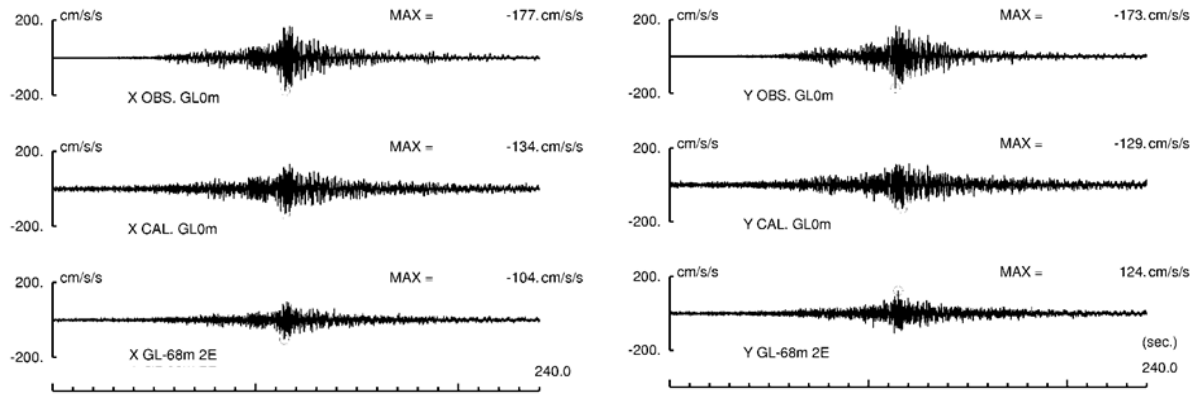
基づいて設定した。また工学的基盤は、GL-67.8m とした。

図 10-6 と図 10-7 に、地表で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%)および加速度波形を示す。地表についてのシミュレーション結果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。



(X 方向)　　(Y 方向)

図 10-6　観測記録のシミュレーション結果(地表)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%)



(X 方向)　　(Y 方向)

図 10-7　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 10-8 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 0.3%になっている。図 10-9 に、地盤の等価物性値を示す。地盤のせん断剛性比は、せん断歪みが大きい深度 GL-10m 付近で約 0.5 まで低下している。

図 10-10 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。

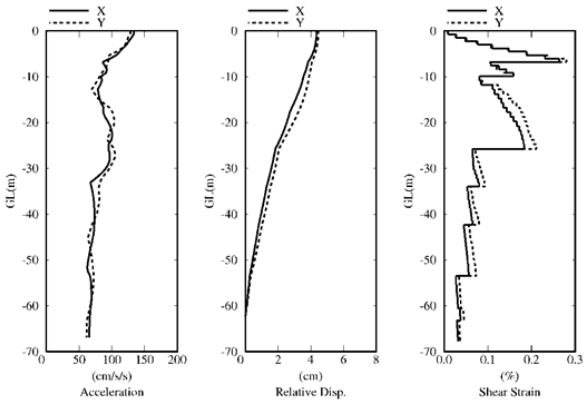


図 10-8　地盤の最大応答値

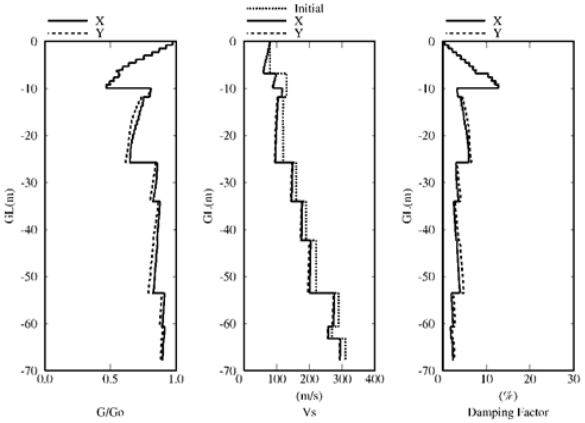
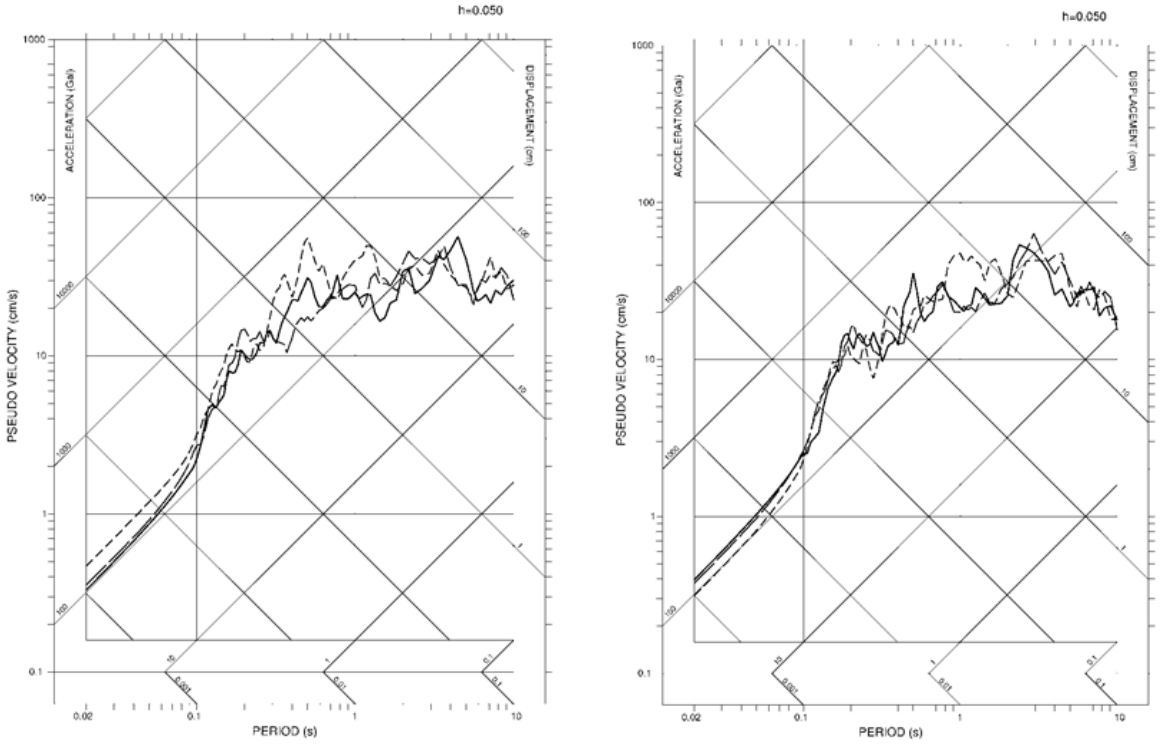


図 10-9　地盤の等価物性値



(X 方向)　　(Y 方向)

図 10-10　露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)の比較

図 10-11 は、改良地盤と原地盤(改良前)のＳ波速度分布と入力地震動の設定条件を示している。地盤改良は、締固め工法が採用されており、改良深度は Yu-s 層を含む GL-11.75m とした。改良地盤の S 波速度は、文献 1)2)3)より原地盤の約 1.4 倍とし、GL0m～GL-6.8m は Vs=80m/s を 110m/s、GL-6.8m～GL-11.75m は Vs=130m/s を 180m/s とした。なお、改良地盤と原地盤の非線形特性は同じものを用いた。地表観測は原地盤(未改良部分)で行われているので、本解析の入力地震動には前述の原地盤を用いて評価した露頭波を用いた。また改良地盤も、前述の原地盤と同様に、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-67.8m)を粘性境界とした。

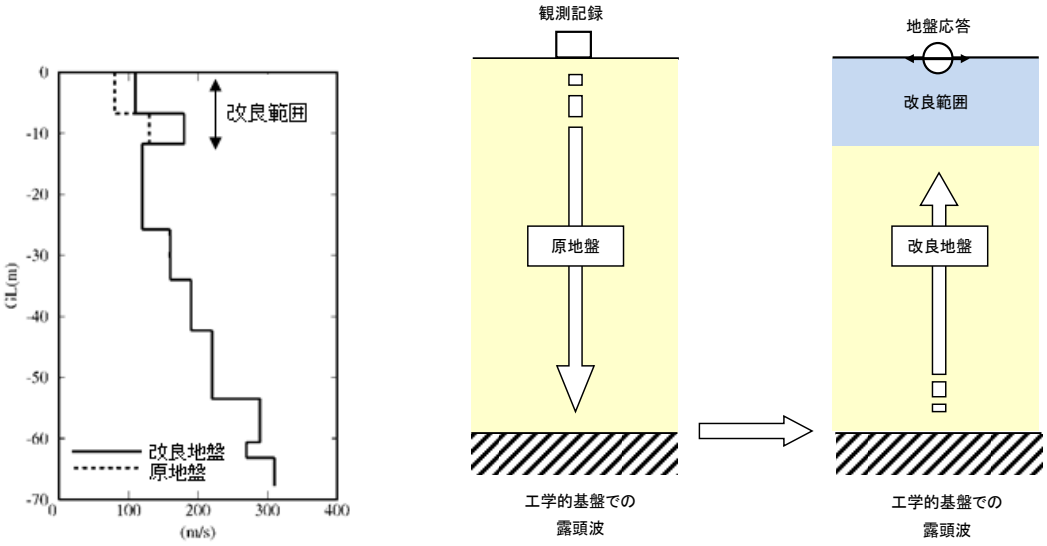
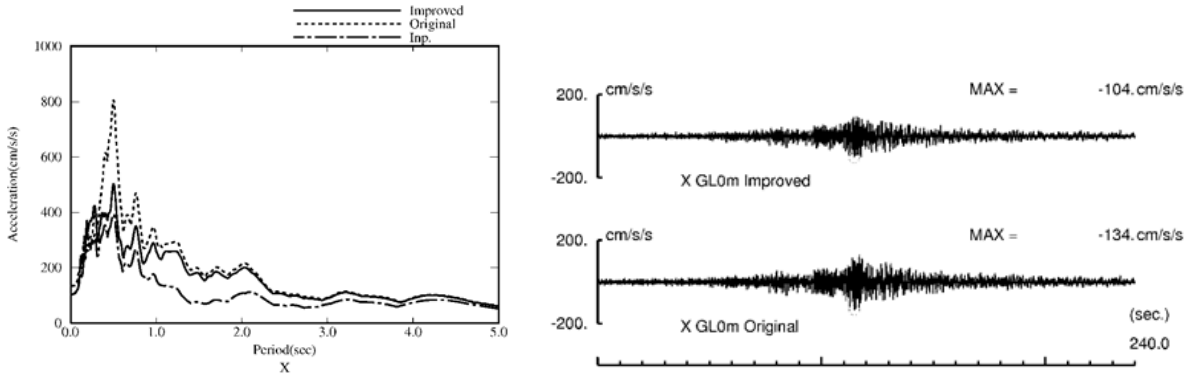


図 10-11　改良地盤と原地盤の S 波速度分布と入力地震動の設定条件



(加速度応答スペクトル)　　(加速度波形)

図 10-12　改良地盤と原地盤の地表加速度の比較（X 方向）

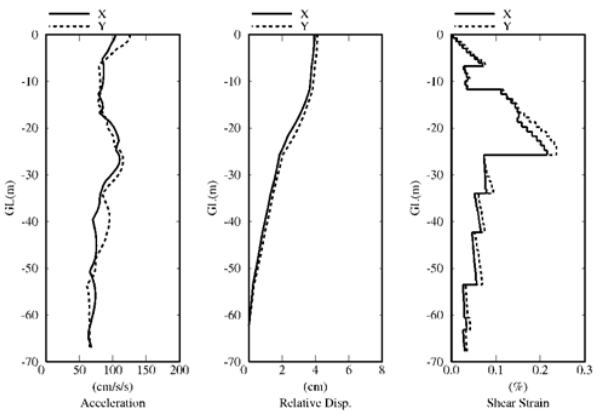


図 10-13　改良地盤の最大応答値分布

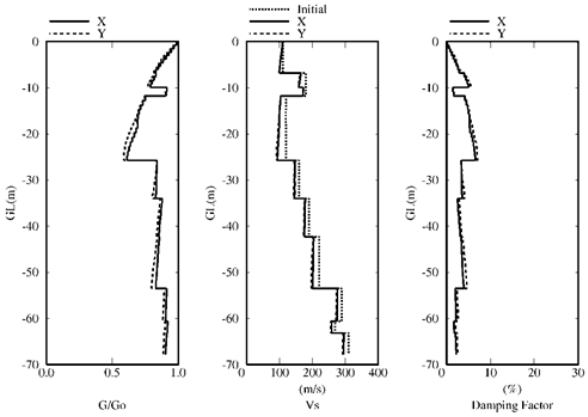


図 10-14　改良地盤の等価物性値

図 10-12 に、改良地盤と原地盤の地表加速度の応答スペクトルと加速度波形を比較して示す。改良地盤の応答スペクトルは、原地盤に比べて周期約 1 秒以下の振幅が小さい。また、最大加速度も小さくなる。

図 10-13 に、改良地盤の最大応答値を示す。地表での最大変位は約 4cm、最大せん断歪みは約 0.2%になる。図 10-14 に、改良地盤の等価物性を示す。せん断剛性比は、歪みが大きい深度 GL-25m 付近で約 0.6 倍に低下する。

表 10-2　建物モデル（建物 C）

階数	建物高さ(m)	階高(m)	重量(ton)		X方向		X方向	
					せん断剛性	曲げ剛性	せん断剛性	曲げ剛性
			設計時	L.L.無し	GA(kN)	EI(kN.m2)	GA(kN)	EI(kN.m2)
R	115.5		2527	2448				
36	112.5	3.0	1938	1859	1.48E+06	3.68E+09	1.47E+06	3.67E+09
35	109.5	3.0	1901	1822	2.01E+06	8.16E+09	2.12E+06	1.18E+10
34	106.5	3.0	1901	1822	2.21E+06	1.55E+10	2.43E+06	2.29E+10
33	103.5	3.0	1901	1822	2.29E+06	2.65E+10	2.55E+06	3.78E+10
32	100.5	3.0	1901	1822	2.32E+06	4.25E+10	2.60E+06	5.85E+10
31	97.5	3.0	1901	1822	2.32E+06	6.29E+10	2.60E+06	8.52E+10
30	94.5	3.0	1901	1822	2.32E+06	8.86E+10	2.61E+06	1.13E+11
29	91.5	3.0	1913	1834	2.36E+06	1.16E+11	2.67E+06	1.48E+11
28	88.5	3.0	1916	1837	2.43E+06	1.57E+11	2.75E+06	1.89E+11
27	85.5	3.0	1916	1837	2.46E+06	1.82E+11	2.78E+06	2.10E+11
26	82.5	3.0	1916	1837	2.48E+06	1.99E+11	2.81E+06	2.23E+11
25	79.5	3.0	1916	1837	2.51E+06	2.10E+11	2.84E+06	2.30E+11
24	76.5	3.0	1916	1837	2.54E+06	2.24E+11	2.88E+06	2.42E+11
23	73.5	3.0	1916	1837	2.56E+06	2.28E+11	2.90E+06	2.42E+11
22	70.5	3.0	1916	1837	2.58E+06	2.27E+11	2.93E+06	2.41E+11
21	67.5	3.0	1916	1837	2.62E+06	2.26E+11	2.96E+06	2.38E+11
20	64.5	3.0	1916	1837	2.65E+06	2.23E+11	3.00E+06	2.33E+11
19	61.5	3.0	1926	1847	2.67E+06	2.23E+11	3.02E+06	2.30E+11
18	58.5	3.0	1938	1859	2.68E+06	2.18E+11	3.03E+06	2.25E+11
17	55.5	3.0	1965	1886	2.69E+06	2.17E+11	3.04E+06	2.23E+11
16	52.5	3.0	1928	1849	2.71E+06	2.31E+11	3.07E+06	2.40E+11
15	49.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.30E+11	3.08E+06	2.36E+11
14	46.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.26E+11	3.09E+06	2.34E+11
13	43.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.24E+11	3.10E+06	2.32E+11
12	40.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.21E+11	3.10E+06	2.28E+11
11	37.5	3.0	1928	1849	2.73E+06	2.25E+11	3.10E+06	2.34E+11
10	34.5	3.0	1928	1849	2.72E+06	2.23E+11	3.10E+06	2.31E+11
9	31.5	3.0	1932	1853	2.80E+06	2.19E+11	3.18E+06	2.28E+11
8	28.5	3.0	1928	1849	2.88E+06	2.15E+11	3.27E+06	2.26E+11
7	25.5	3.0	1928	1849	3.07E+06	2.11E+11	3.47E+06	2.23E+11
6	22.5	3.0	1928	1849	3.42E+06	2.09E+11	3.84E+06	2.21E+11
5	19.5	3.0	2065	1986	4.31E+06	2.07E+11	4.80E+06	2.20E+11
4	16.0	3.6	5775	5696	9.47E+06	2.42E+11	1.05E+07	2.58E+11
免震層	13.0	2.9	4602	4523		1.07E+11		1.15E+11
3	9.4	3.7	2898	2819	1.46E+07	3.07E+11	1.41E+07	3.07E+11
2	6.0	3.4	3199	3120	9.91E+06	3.11E+11	9.58E+06	3.07E+11
1	0.0	6.0	9874	9795	1.76E+07	3.15E+11	1.68E+07	3.09E+11

(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 解析モデル概要

解析モデルは図 10-15 に示す SR モデルと比較のための基礎固定モデルとし、以下のように設定する。

・建物モデル

質点系モデル（曲げせん断棒モデル）（諸元：表 10-2）

建物剛性：①ヤング係数を設計モデルの 1.2 倍（前震も同じ）初期ケース

②ヤング係数を設計モデルの 1.5 倍（前震では 1.7 倍）剛性増大ケース

＊この初期ケースでは基礎固定モデルの伝達関数が観測記録の伝達関数とフィッティングしている。剛性増大ケースは SR モデルの伝達関数がフィッティングするように設定した倍率。

重量：積載荷重 600N/m^2 低減エラー! ブックマークが定義されていません。）

減衰モデル：①レーリー減衰 2%（免震層固定、基礎固定の 1 次と 2 次周期に対して）

②内部粘性減衰 2%（免震層固定、基礎固定の 1 次周期に対して）

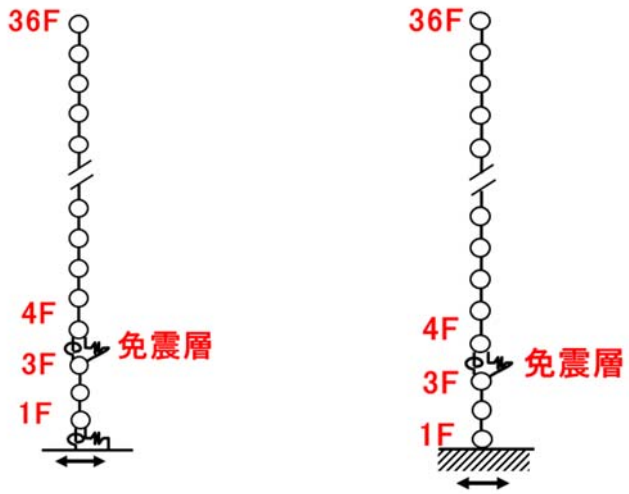
③ひずみエネルギー比例型減衰 2%（免震層初期剛性の固有モードに対して）

・免震層モデル

MSS モデル、修正 HD モデル（低歪みもモデル化）

水平剛性：設計標準モデルに対して 1.03 倍（温度補正のみ）

降伏荷重：設計標準モデルに対して 1.09 倍（温度補正のみ）



(SR モデル)　　(基礎固定モデル)

図 10-15 解析モデル

1)-2 解析ケース

解析ケースを表 10-3 に示す。入力地震波には 2011.3.10 前震、2011.3.11 本震を用いる。

先ず基礎固定モデルの解析(Case-1)を行う。次に SR モデルによる検討として、地盤改良、埋込みを考慮せずに GL 観測記録と基礎入力動を用いた検討(Case-2,3)を行う。ここでの地盤ばねは、通常の設計と同様に減衰を 0～5Hz までの最小値として、建物応答が大きめ評価されるように設定した。次に基礎入力動に地盤改良の影響(Case-4)を考慮した検討を行う。ここでは地盤ばねの影響は小さいと考えて、地盤ばねは変更しないものとした。次に、地盤ばねの影響検討として、減衰を 5Hz までの平均的な値として、3Hz で設定した検討(Case-6)を行い、更に建物減衰モデルを変更した検討(Case-5)を行った。最終的に地盤改良、埋込みの影響を考慮した検討(Case-7)を行い、伝達関数が対応するように建物剛性を調整した検討(Case-8)を実施した。

以上の検討ケースを通し、本建物に対し SR モデルを適用する場合に必要なモデル要件と剛性及び減衰の設定方法を決定した。最終ケースの Case-8 において、地震記録と最も整合したシミュレーション結果が得られている。

表 10-3　建物応答解析の検討ケース一覧

モデル	ケース名	入力波	地盤改良	埋込み	地盤ばね減衰	建物減衰	建物剛性
基礎固定モデル	Case-1	1F 観測記録	-	-	-	内部粘性減衰	1.2 倍
SR モデル	Case-2	GL 観測記録（水平のみ）	未考慮	未考慮	最小値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-3	基礎入力動（水平と回転）	未考慮	未考慮	最小値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-4	基礎入力動（水平と回転）	考慮（入力のみ）	未考慮	最小値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-5	基礎入力動（水平と回転）	未考慮	未考慮	最小値	レーリー減衰	1.2 倍
	Case-6	基礎入力動（水平と回転）	未考慮	未考慮	3Hz の値	内部粘性減衰	1.2 倍
	Case-7	基礎入力動（水平と回転）	考慮	考慮	3Hz の値	レーリー減衰	1.2 倍
	Case-8	基礎入力動（水平と回転）	考慮	考慮	3Hz の値	レーリー減衰	1.5 倍（1.7 倍）

＊Case-8 では 3.11 本震では建物剛性を 1.5 倍、3.10 前震では 1.7 倍とした。

1)-3 固有値解析

表 10-4 に設計図書モデルと質点系モデル、本検討モデルの固有周期を比較して示す。剛性や重量を変更しない場合で比較すると、質点系モデルはフレームモデルに比べやや周期が長くなっているが概ね対応している。また、建物剛性を 1.2 倍、更に重量を調整した本検討モデルは、剛性と重量を調整前の質点系モデルに対して周期が 0.89 倍となっている。これは剛性比に換算すると 1.25 倍となっており、重量調整の影響は 5%程度となっている。

表 10-5 に免震層の有無、基礎固定モデルと SR モデルの比較を示す。免震層の剛性を考慮する場合は、3.11 本震での免震層変形と概ね対応したレベルとしてせん断変形角 100%から算定した等価剛性を用いて固有値解析を行った。免震層を考慮すると、周期が 2 倍程度伸びている。また、SR ばねを設けると周期は 1.03 倍となっており、地盤ばねの影響があることがわかる。SR モデル

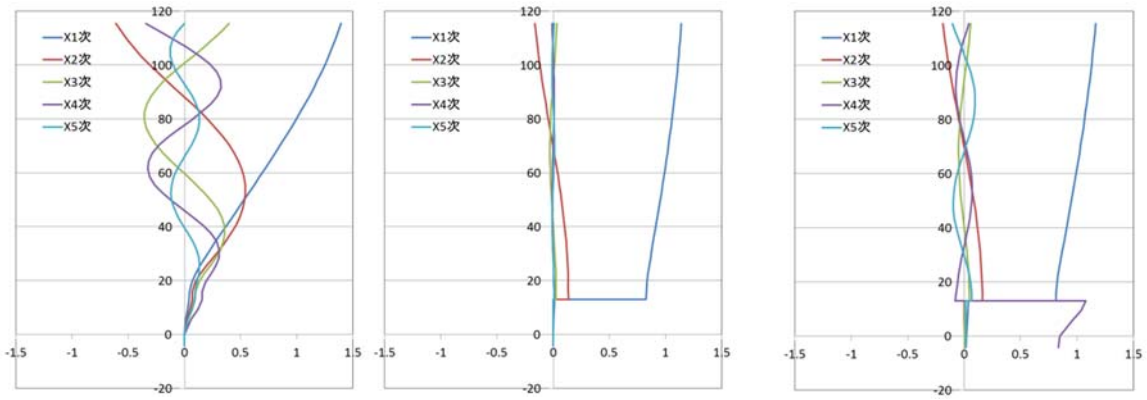
では 4 次の刺激係数が大きいが、表 10-16 に示した固有モードから 1 階から 4 階が刺激されるモードであることが確認できる。

表 10-4　固有周期（秒）（設計図書と本検討モデルの比較）

免震層固定 1F床固定		設計図書 （フレームモデル） 剛性、重量調整前	質点系モデル 剛性、重量調整前	本検討モデル （質点系モデル） 剛性、重量調整後
X方向	1次	2.313	2.367	2.117
	2次	0.729	0.740	0.662
	3次	0.411	0.428	0.383
Y方向	1次	2.232	2.264	2.025
	2次	0.700	0.704	0.630
	3次	0.393	0.407	0.364

表 10-5　固有周期（モデルによる違い）

	基礎固定 免震層固定		基礎固定 免震層γ=100%		SRモデル 免震層γ=100%	
	固有周期(s)	刺激係数	固有周期(s)	刺激係数	固有周期(s)	刺激係数
1次	2.120	1.390	4.430	1.140	4.560	1.160
2次	0.662	0.608	1.130	0.162	1.170	0.188
3次	0.383	0.397	0.505	0.034	0.506	0.056
4次	0.282	0.343	0.334	0.009	0.352	1.080
5次	0.244	0.135	0.255	0.011	0.338	0.104



(a) 基礎固定，免震層固定　(b) 基礎固定，免震層 γ=100%　(c) SR モデル，免震層 γ=100%

図 10-16　固有モード

1)-4 解析結果

解析の最終ケースである Case-8 での結果を示す。これ以前の解析ケースの結果から、建物減衰はレーリー減衰、地盤ばねの減衰については 3Hz で評価した値とする。また、図 1-17 に示すように埋め込みと地盤改良を考慮する。図 10-18 に 3.11 本震時の地盤ばねを示す。

建物剛性は、周期特性を観測記録と合わせるために 3.11 前震時には建物剛性を 1.7 倍、3.10 本震時には建物剛性を 1.5 倍とする。3.10 前震時と 3.11 本震時の伝達関数を図 10-19 と図 10-20 に示す。また、3.11 本震時の免震層の変位の軌跡と復元力を図 10-21 に示す。建物剛性を 1.5 倍～1.7 倍とする要因は明らかではないが、建物の伝達関数は解析と観測がよく合致する結果が得られた。3.11 本震時の免震層の軌跡もよく対応している。

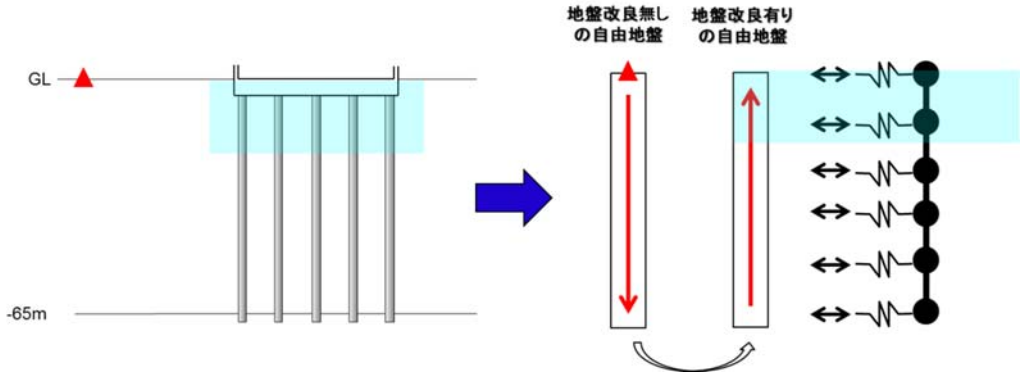
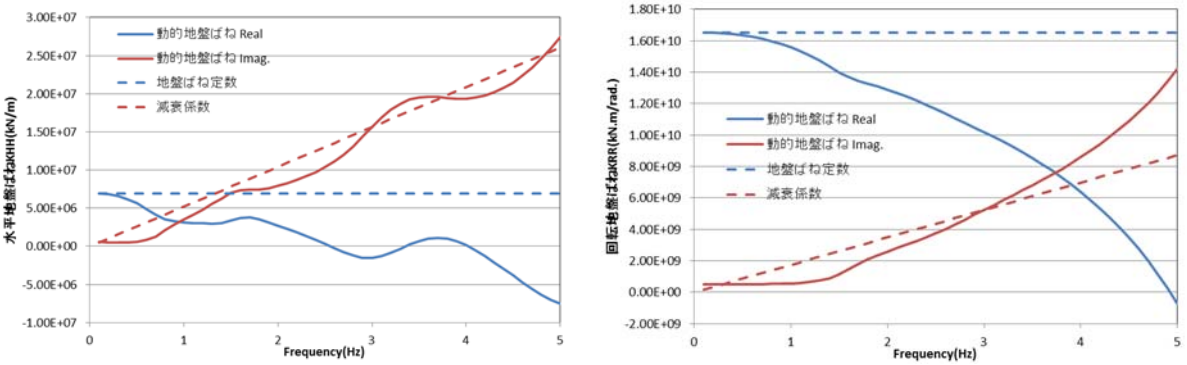


図 10-17　杭基礎の地盤のモデル化



(a) 水平　　(b) 回転

図 10-18　地盤改良考慮、埋込み考慮、3.11 本震時の動的地盤ばね

表 10-6　地盤ばね定数（地盤改良考慮、埋込み考慮、3.11 本震）

	水平ばね		回転ばね	
	ばね定数	減衰係数	ばね定数	減衰係数
	(kN/m)	(kN・s/m)	(kN・m/rad)	(kN・m・s/rad)
X方向	6.97×10^{6}	9.38×10^{5}	1.70×10^{10}	2.88×10^{8}
Y方向	6.94×10^{6}	9.33×10^{5}	1.65×10^{10}	2.78×10^{8}

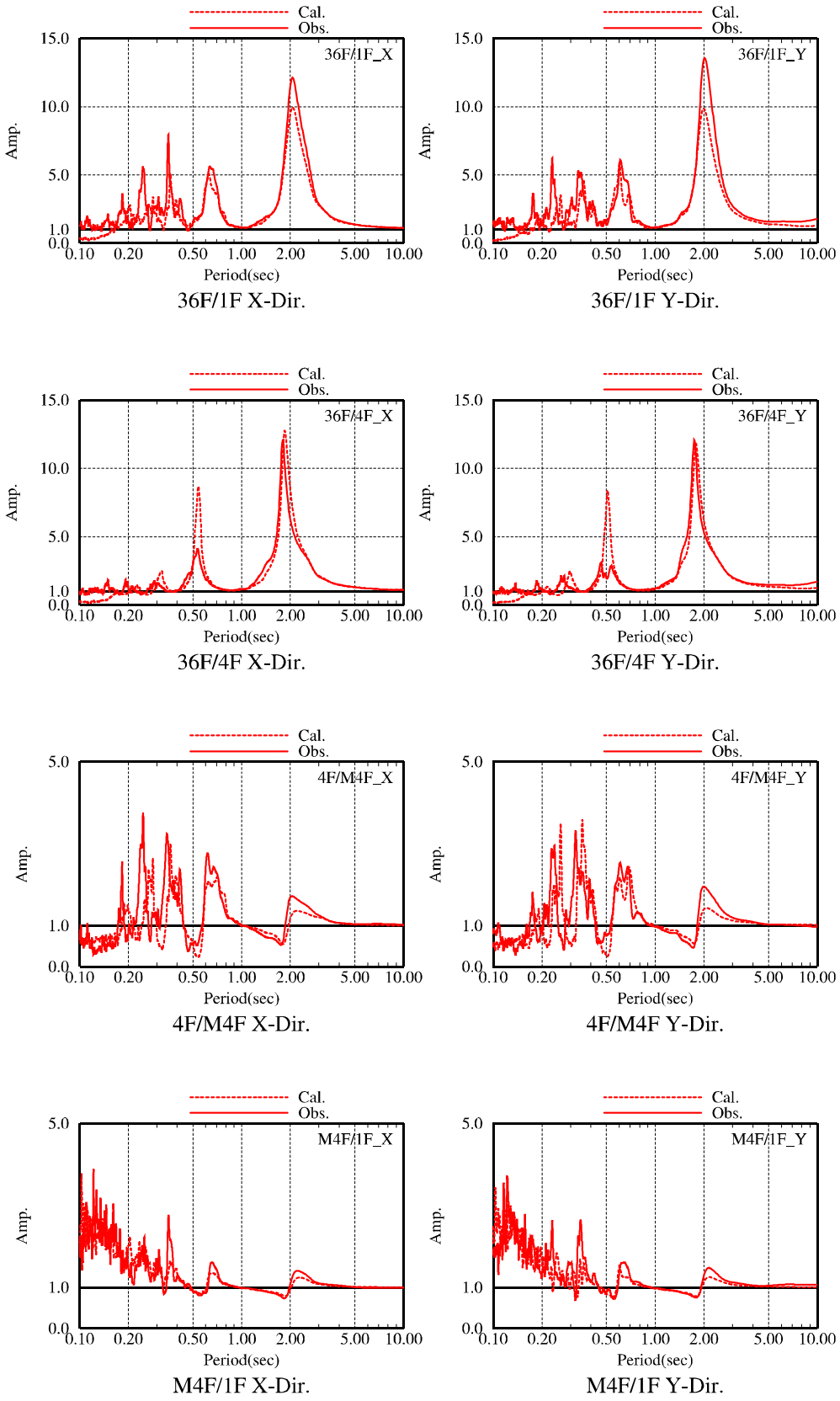


図 10-19　Case8、3.10 前震時の建物応答の伝達関数

（SR モデル、基礎入力動（地盤改良考慮、埋め込み考慮）、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰、建物剛性 1.7 倍）

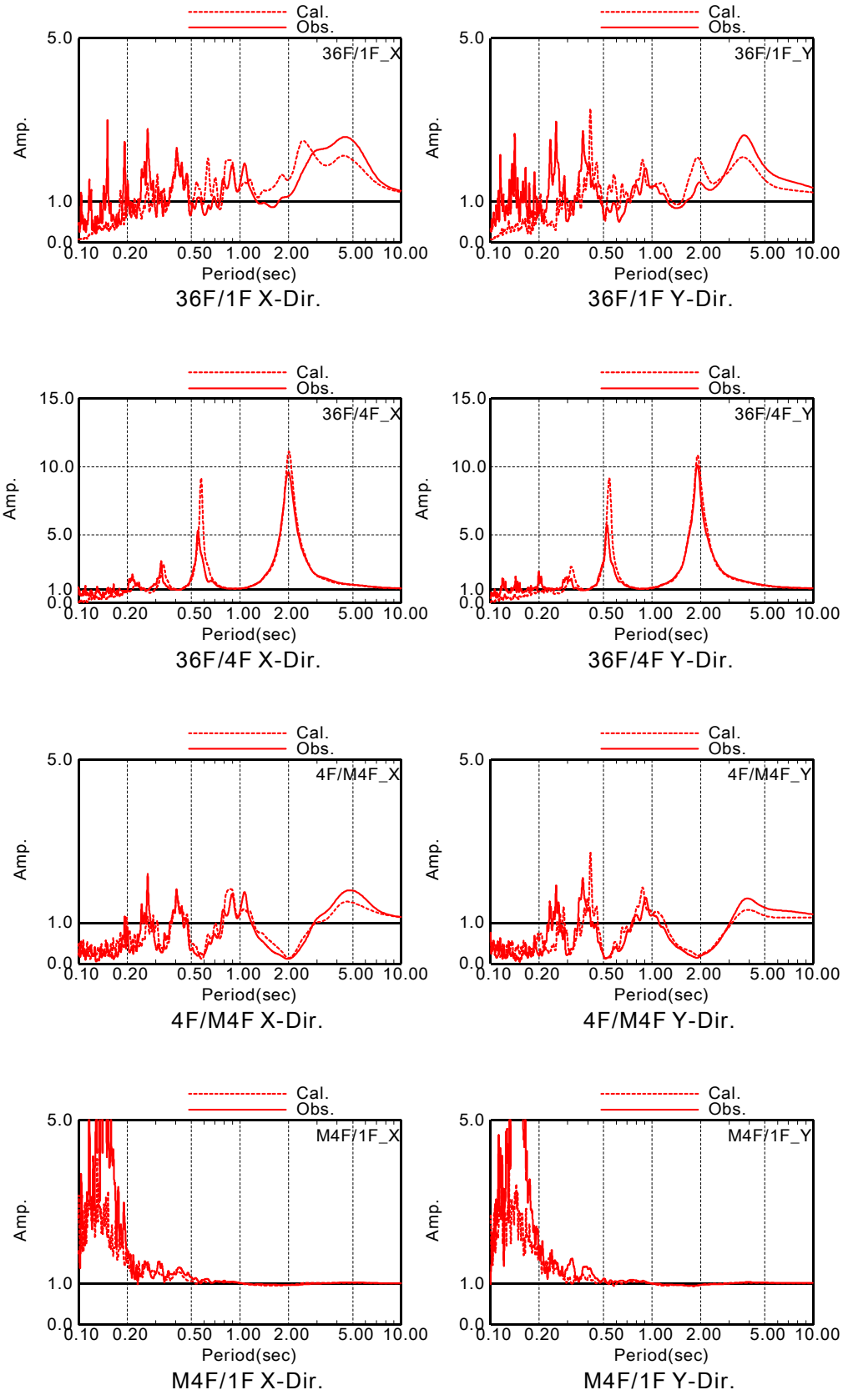


図 10-20　Case-8、3.11 本震時の建物応答の伝達関数

（SR モデル、基礎入力動（地盤改良考慮、埋め込み考慮）、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰、建物剛性 1.5 倍）

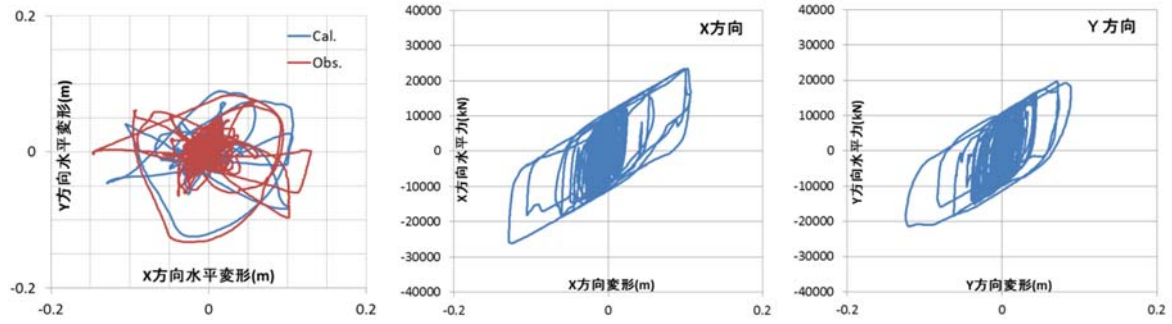
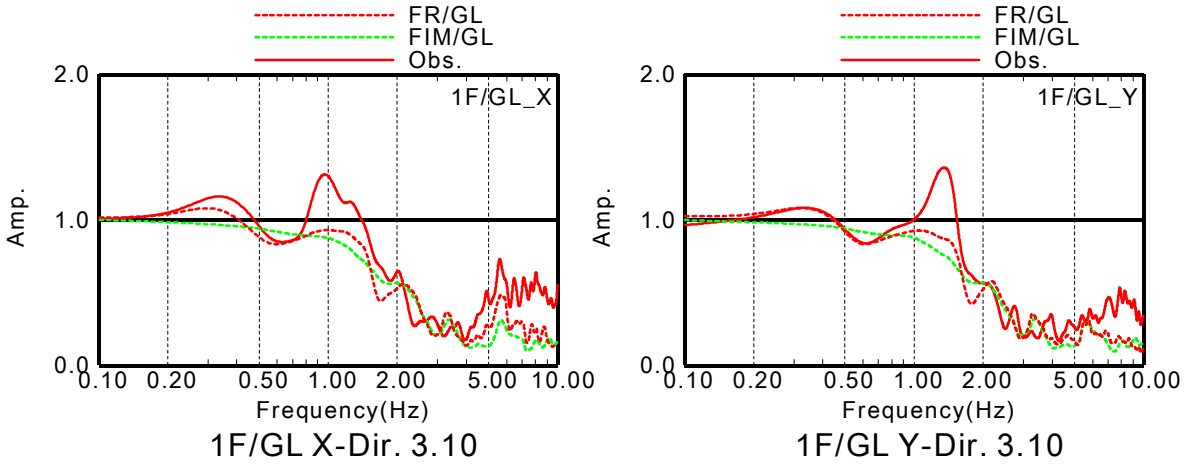
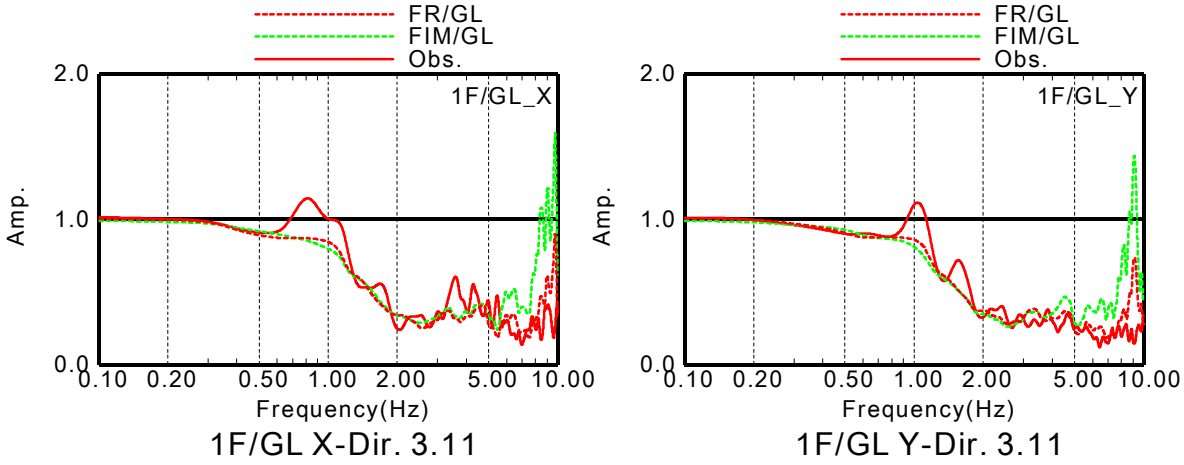


図 10-21　Case-8、3.11 本震時の免震層の変位オービットと復元力特性

（SR モデル、基礎入力動（地盤改良考慮、埋め込み考慮）、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰、建物剛性 1.5 倍）



3.10 前震（建物剛性 1.7 倍）



3.11 本震（建物剛性 1.5 倍）

図 10-22　基礎入力動と基礎応答の伝達関数

（基礎入力動（地盤改良考慮、埋め込み考慮）、3Hz での地盤ばね減衰、レーリー減衰）

最後に基礎応答(FR)の比較として GL に対する伝達関数を図 10-22 に示す。参考として基礎入力動(FIM)の伝達関数を示す。FR の伝達関数は建物応答の影響が含まれるため、FIM に比べ観測(FR)との対応もよくなることがわかる。この伝達関数からみられる入力損失は、杭基礎による効

果のほかに、地盤改良による影響も含まれるため、一般的な杭基礎に比べ効果を大きく評価していることに注意する必要がある。

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

ここでは一体型モデルとして質点系モデルを用いた検討を行う。図 10-23 に解析モデルを示す。建物モデルと杭基礎モデルは、前節の分離型モデルで用いた Case-8 の解析モデルと同じとし、以下の条件とする。

地盤改良：考慮
埋め込み：考慮
地盤ばねの減衰：3Hz で評価
建物剛性：1.5 倍
減衰：レーリー減衰

一体型モデルと分離型モデルの相違点を表に示す。

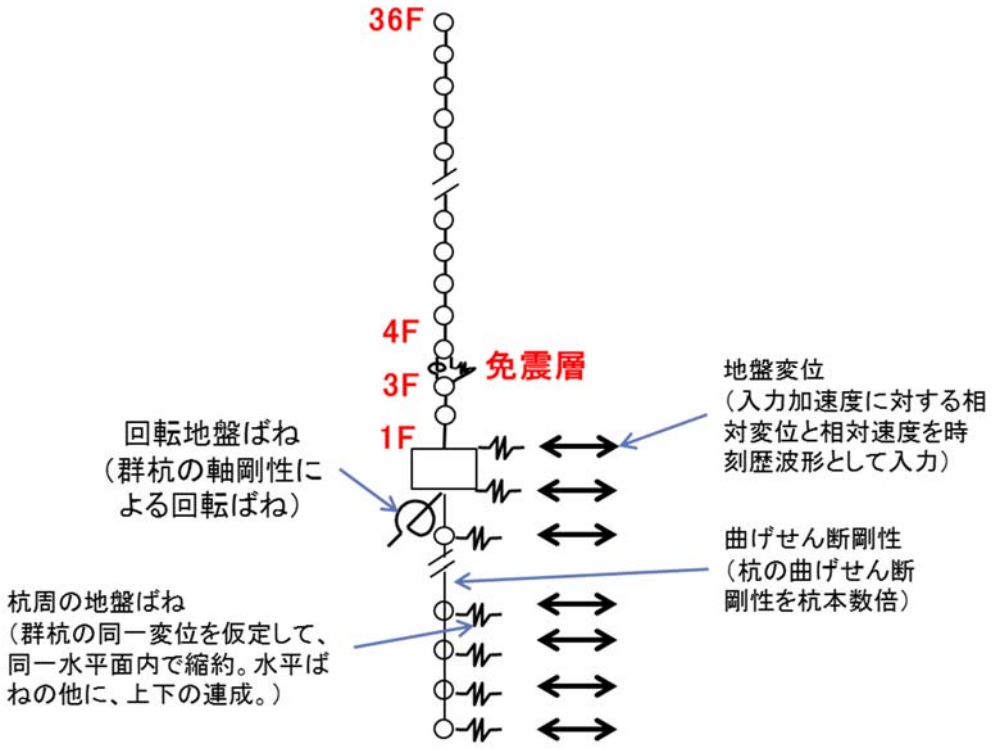


図 10-23　一体型モデル

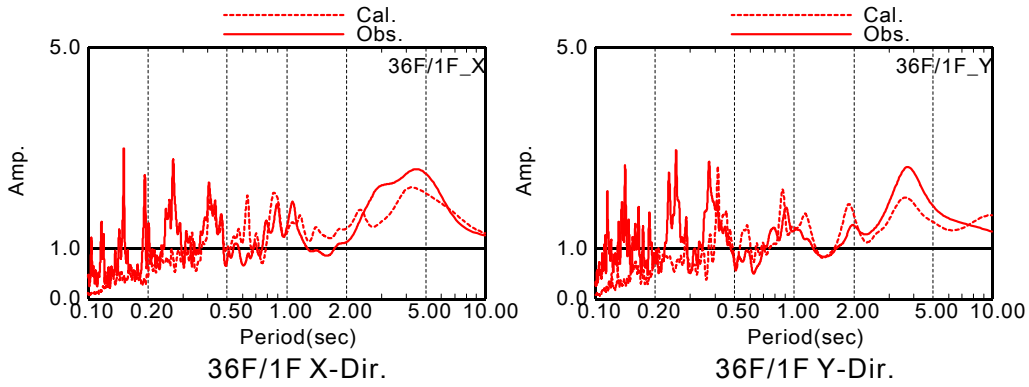
表 10-7　一体型モデルと分離型モデルの違い

		分離型モデル（前節）	一体型モデル（本節）	差異
構造物	減衰モデル	基礎入力動：内部粘性（杭） SR モデル：レーリー（建物）	レーリー（建物、杭）	有
地盤ばね	水平ばね	集約ばね	杭周の水平ばねに離散化	有
	回転ばね	集約ばね	集約ばね	無
	連成ばね	水平と回転の連成ばねを無視	一体型として考慮	有
	減衰モデル	3Hz で評価	3Hz で評価	有
	その他	杭の質量効果を K,C に置換	杭の質量効果	有
入力	水平動	考慮	一体型として考慮	無
	回転動	考慮	一体型として考慮	無

2)-2 解析結果

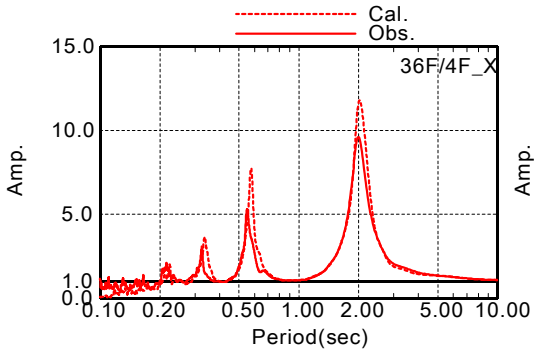
一体型モデルで評価した建物応答について、伝達関数を図 10-24 に、免震層の変位軌跡と復元力を図 10-25 に示す。この一体型モデルは、観測記録が最もよく説明できる分離型モデルと、同様の解析条件としているため、分離型モデルとよく対応するとともに観測ともよく対応している。

地表面に対する 1F 応答の伝達関数を図 10-26 に示す。一体型モデルは、分離型モデルや観測記録を概ね対応しているが、前述した 0.2～0.3 秒（3～5Hz）付近では過大評価している。この要因としては、地盤ばねを定数化して K,C に置換して用いているため、地盤の質量効果が評価されていないことなどの影響が推察される。

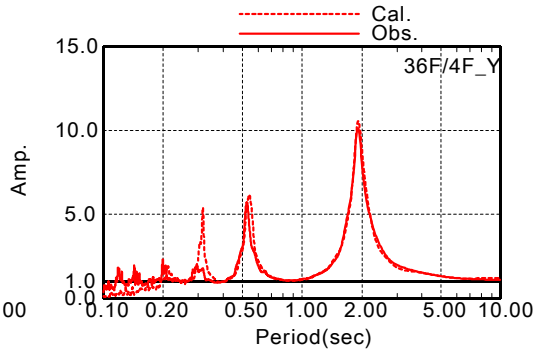


36F/1F X-Dir.

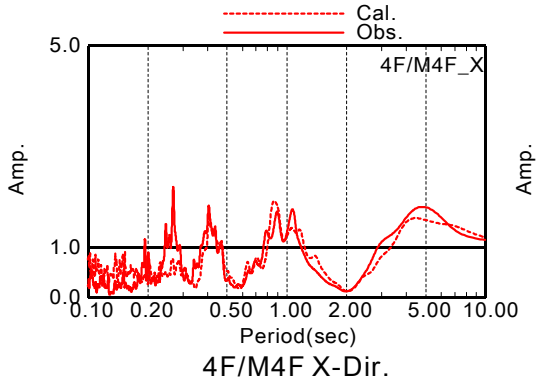
36F/1F Y-Dir.



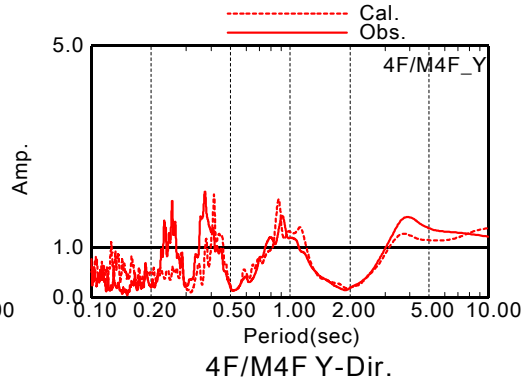
36F/4F X-Dir.



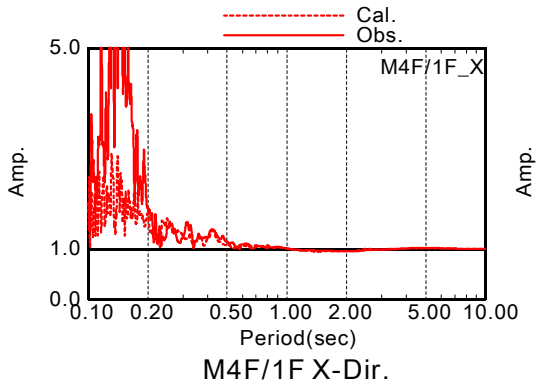
36F/4F Y-Dir.



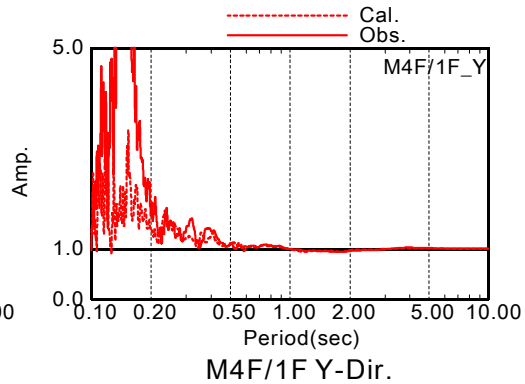
4F/M4F X-Dir.



4F/M4F Y-Dir.



M4F/1F X-Dir.



M4F/1F Y-Dir.

図 10-24　3.11 本震時の建物応答の伝達関数

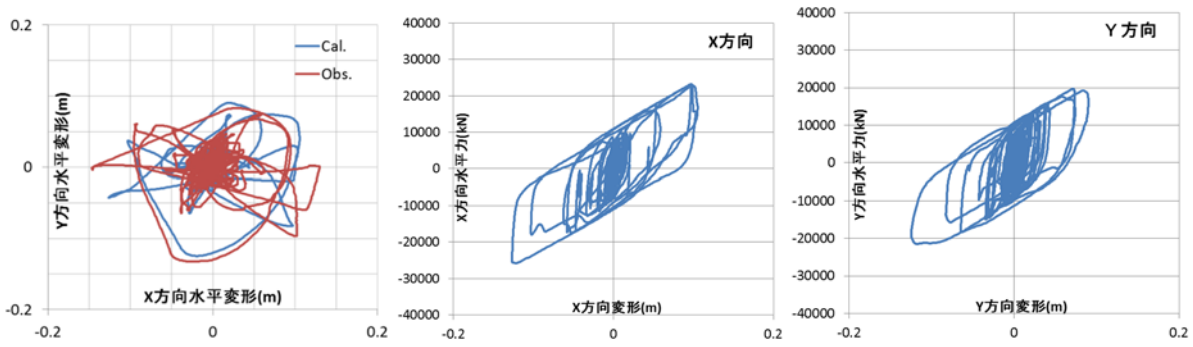


図 10-25　3.11 本震時の免震層の変位オービットと復元力特性

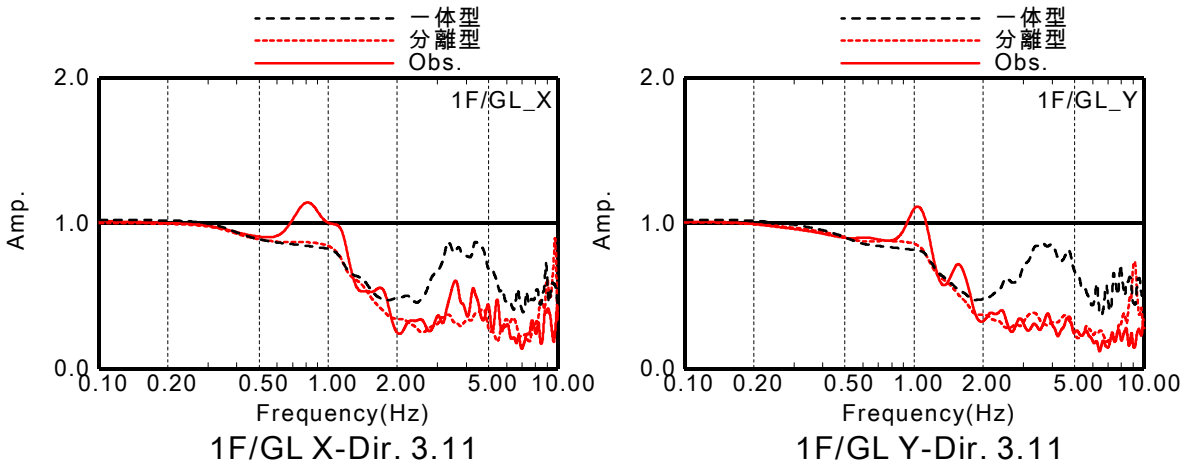


図 10-26　3.11 本震時の基礎応答／GL の伝達関数

(4) まとめ

建築物 SNN 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と分離型モデルと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、建物応答等の評価を行った。以下に、得られた知見を示す。

①分離型モデルによる観測記録のシミュレーション

1) 設計モデルに対して、3.11 本震時の状況に合わせて設計重量から L.L.を差し引き、更に建物剛性を 1.5 倍（本震時）～1.7 倍（前震時）とすることにより、SR モデルによる建物の伝達関数は観測とよく対応する結果が得られた。

2) 建物減衰をレーリー減衰とすることにより、高振動数においても建物の伝達関数が観測とよく対応する結果となった。

3) 地盤改良と埋め込みを考慮することにより、建物応答と建物伝達関数は観測とよく対応し、伝達関数(FR／GL)は観測と概ね一致する結果が得られ、基礎入力動も適切に評価できた。

4) ただし、建物剛性を 1.5～1.7 倍とする理由が明らかではないという課題が残った。

②一体型モデルによる観測記録のシミュレーション

1) 分離型モデルと同じ解析モデルを用いることにより、建物応答は観測とよく対応する結果となった。

2) 分離型モデルと同様に、地盤改良と埋め込みを考慮することにより伝達関数(基礎入力動／GL)は観測と概ね一致した。

【参考文献】

1) 秋山、二木、安達、田村ほか：締固め砂杭工法による改良地盤の S 波速度の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.381-382、2002.8

2) 武居、稲田、都築、笹尾：サンドコンパクションパイル工法による改良地盤に対する電気式静的コーン貫入試験の適用性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1611-1612、1994.9

3) 吉富、大戸、田代、加登ほか：静的締固め砂杭工法により改良された地盤の S 波および P 波速度の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.587-588、2006.

4) 竹中康雄、山田和彦、吉川和秀：免震用積層ゴム支承の曲線型履歴復元力モデル：「修正 HD モデル」、日本建築学会技術報告集、第 14 号、pp.87-92、2001.12

国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告

No.47

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

February 2015