

建築研究資料

Building Research Data

No. 162

August 2014

免震建築物の設計用地震層せん断力係数 に関する検討

Evaluation on Distribution of Story Shear Coefficient
for Structural Design of Seismically Isolated Building

飯場正紀、田村和夫、猿田正明、西村拓也、森川和彦、北村佳久、小林正人、石原直
Masanori Iiba, Kazuo Tamura, Masaaki Saruta, Takuya Nishimura, Kazuhiko Morikawa,
Yoshihisa Kitamura, Masato Kobayashi and Tadashi Ishihara

独立行政法人 建築研究所

Published by
Building Research Institute
Incorporated Administrative Agency, Japan

はしがき

地震時の上部構造の加速度応答を低減する構造システムの1つとして免震構造があり、地震後の機能維持が必要な建築物等での利用が広がっている。免震建築物は、近年開発された構造方法であり、一般的に基礎構造と上部構造の間に免震層を設け、そこに免震部材を設置した構造である。免震建築物の地震時応答は、免震部材や上部構造の構造特性の影響を大きく受けるため、上部構造や免震部材の構造のモデル化には、より一層の慎重な対応が必要である。

建築基準法関連法令における免震建築物の地震時安全性を評価する方法として、下記の方法が示されている。

- 1) 時刻歴応答計算(大臣認定)
- 2) 限界耐力計算に準ずる方法

時刻歴応答計算に基づく方法は、建築基準施行令第81条の規定に基づく構造計算であり、上部構造、免震層、基礎構造及び表層地盤の構造性能が適切にモデル化され、それに基づいて免震建築物の地震時挙動が確認される。一方、限界耐力計算に準ずる方法は、建築基準法施行令第81条第2項等の規定に基づく構造計算であり、平成12年建設省(現国土交通省)告示第2009号に、免震建築物の構造安全性の検討方法が示されている。本告示では、時刻歴応答計算を行わず、加速度応答スペクトルを用いる方法を採用している。このため、上部構造は剛体と仮定した1自由度系モデルによる応答計算となるため、上部構造の地震層せん断力の評価には、別途算定式が提示されている。

最近では、免震建築物をより長周期化させる設計、上部構造の水平剛性を小さくする設計、または地震時における免震層の変位応答低減のために各種支承材・減衰材を組み合わせた設計等が行われ、告示2009号が施行された平成12年当時と比較して、免震建築物の設計手法が多様化してきている。このため、改めて地震層せん断力係数の算定式の検討を行うこととした。

建築研究所では、この課題への対応として、個別重点研究課題「長周期地震動に対する超高層建物および免震建物の耐震性能評価技術の開発(平成18～平成20年度)」および「長周期建築物の耐震安全性対策技術の開発(平成21～平成22年度)」を行うとともに、国土交通省・建築基準整備促進事業「12免震建築物の基準の整備に資する検討(平成20～21年度)」(事業主体：清水建設、小堀鐸二研究所、日本免震構造協会)との共同研究において、免震建築物に関する多くのパラメータを設定し、時刻歴応答計算を通して、上部構造の地震層せん断力の評価を行い、上部構造の地震層せん断力係数の算定式の提案を行った。本建築基準整備促進事業の事業主体から、共同研究の成果を本資料として取りまとめることをご了承いただいた。建築基準整備促進事業でご協力いただいた関係者の方々にはお礼を申し上げます。

今後の免震建築物の地震時安全性の評価のために、本資料を利用していただきたい。

平成26年8月
独立行政法人建築研究所
理事長 坂本雄三

免震建築物の設計用地震層せん断力係数に関する検討

飯場正紀¹⁾、田村和夫²⁾、猿田正明³⁾、西村拓也³⁾、
森川和彦³⁾、北村佳久³⁾、小林正人⁴⁾、石原直¹⁾

概 要

建築物の地震時応答を評価する方法として、加速度応答スペクトルに基づく方法がある。免震建築物においても、限界耐力計算に準ずる方法が示され、平成 12 年建設省（現国土交通省）告示第 2009 号（以下、告示 2009 号）では、加速度応答スペクトルによる免震層の応答を算定する方法を採用している。免震建築物は、1 自由度系に置換され、等価周期、等価粘性減衰定数を用いて、地震応答を算定される。免震建築物の場合、上部構造を剛体と仮定し、免震層より上部の全質量を等価質量とし、免震層に設置される免震部材（または免震材料と呼ぶ）の力学特性に基づき、免震層を等価剛性と等価粘性減衰定数にモデル化される。この方法では、免震層より上部の部分はモデル化されないため、上部構造の地震層せん断力が直接評価できず、別途、算定式が必要となる。

免震部材の支承材（上部構造の自重等を支える部材）として、天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰ゴム系積層ゴム及び弾性すべり支承などが主に使われており、また減衰材（ダンパー）としては、鋼材、鉛、及びオイルダンパー等が使われている。近年は、上部構造の高層化に伴う免震部材の大型化、地震時の加速度応答を低減されるための免震建築物の長周期化のために、水平抵抗の非常に小さな支承材や、また地震時の免震層変位低減のための各種ダンパーを組み合わせて使用するなど、免震建築物の設計手法や免震部材の開発が積極的に行われている。

このような背景から、告示 2009 号が施行された時代と比べ、免震建築物の地震応答による上部構造の地震層せん断力も上部構造や免震層の条件により大きな差が生じることが考えられる。そこで、建築基準整備促進事業「12 免震建築物の基準の整備に資する検討（平成 20～21 年度）、事業主体：清水建設、小堀鐸二研究所、日本免震構造協会」において、免震建築物の地震時応答に影響すると考えられるパラメータを設定し、時刻歴応答計算を通して、上部構造の地震層せん断力の評価を行った。さらに、その結果に基づいて、上部構造の地震層せん断力係数の設定の方法をまとめた。

本資料の概要を示すと、以下のようになる。

第 1 章は、上部構造の地震層せん断力の見直しを行うに当たり、過去 10 年程度の免震建築物を取り巻く状況の変化などをまとめるとともに、免震建築物の地震層せん断力係数の

1)建築研究所 2)千葉工業大学 3)清水建設 4)明治大学

見直しの目的や検討体制について示した。

第2章は、2005~2008年に設計が行われた免震建築物に関する情報を収集し、免震建築物の特徴を整理し、本検討で設定する各種パラメータの範囲の参考とした。整理項目としては、建物用途、上部構造の特性（階数、構造、固有周期、減衰定数）、地盤条件、免震部材の種類・モデル化の方法及び利用実績、免震建築物の地震応答（免震層最大変位、上部構造の最大加速度、層せん断力）等である。また実際に設計された免震建築物の地震層せん断力係数の情報を収集し、設計時の地震層せん断力係数と地震応答解析による地震層せん断力係数の比較を行った。

第3章は、免震建築物の地震応答計算を行い、上部構造や免震層の応答を求めた。地震応答解析に必要な解析パラメータとして、上部構造（階数、1次固有周期、減衰定数）、免震層（2次剛性による免震周期、降伏せん断力係数、降伏変位）、地震動（表層地盤の増幅特性）の各条件から、いくつかの代表的なケースを設定した。上部構造の1次固有周期、免震建築物の等価周期、初期剛性（免震層の1次剛性）に基づく免震周期、免震層の荷重変形関係を主なパラメータとして、地震層せん断力の高さ方向の分布係数を整理した。さらに、各パラメータによる応答結果のばらつきも考慮した回帰式を求め、回帰式の適合性を検討した。また同時に、告示2009号第6に基づく方法による地震層せん断力の高さ方向の分布係数も計算し、回帰式との比較を行った。

第4章は、免震建築物の地震層せん断力の高さ方向の分布係数の既往の設定法を参考として、新たな設定法の提案を行い、その適合性について検討した。提案の1つは、告示2009号による結果に対する補正係数（割増率）とすることであり、他の2つは、地震層せん断力の高さ方向の分布係数を新たに設定する方法とし、次の2つの方法を検討した。

- 1) 上部構造の1次固有周期に対する初期剛性による免震周期の比及び免震層の等価粘性減衰定数を用いる方法
- 2) 上部構造の1次固有周期及び免震層の等価粘性減衰定数を用いる方法

第5章に、本検討の内容をまとめるとともに、提案法の適用に当たっての注意点を示した。

Evaluation on Distribution of Story Shear Coefficient for Structural Design of Seismically Isolated Building

Masanori Iiba¹⁾, Kazuo Tamura²⁾, Masaaki Saruta³⁾, Takuya Nishimura³⁾, Kazuhiko Morikawa³⁾, Yoshihisa Kitamura³⁾, Masato Kobayashi⁴⁾ and Tadashi Ishihara¹⁾

Abstract

As a method of evaluation for earthquake response of buildings, the method based on an acceleration response spectrum was proposed. One of the methods, the response and limit strength calculation was proposed. As to seismically isolated buildings (hereafter as to SIBs), the equivalent method of the response and limit strength calculation is applied in the Notification No.2009 of 2000, Ministry of Construction (at present, Ministry of Land, Infrastructure, Management and Tourism) (hereafter as to MLIT) (hereafter as to Notification). In the method based on the acceleration response spectrum, the building is replaced to a degree of freedom model with an equivalent period (calculated from equivalent mass and stiffness) and an equivalent damping factor. In the SIB, a superstructure is set to a rigid with all of the mass above the isolated layer and the equivalent stiffness and the equivalent damping factor are calculated based on characteristics of isolators and dampers which are installed in the isolated layer. In the SIB, as the superstructure is not modeled, a shear-force of each story is necessary to be prepared as the calculated equation.

Natural rubber bearings, Lead rubber bearings and high damping rubber bearings have been mainly used as isolators and as dampers steel, lead and hydraulic ones have been used. Recently, the diversification of structural design of SIBs can be recognized, under the situations that large-size isolators for high-rise buildings are used, the period of SIBs are longer to reduce the acceleration response and various kinds of dampers are used to reduce the displacement response. As a result, various characteristics of shear force vs. deformation and damping effects are applied to the structural design for SIBs.

Under the background, there are considered to be much difference of the story shear-force of superstructure by time history analysis from that calculated by the model at the age when the Notification was in force.

Under the Construction-Standards Maintenance Promotion on the task topic, No. 12 (2008-2009) supported by the MLIT, the evaluation of the story shear-force distribution

1)Building Research Institute, 2)Chiba Institute of Technology,
3)Shimizu Corporation, 4)Meiji University

of superstructure based on results of time history analysis of SIBs had been conducted. The analysis had been done through setting several parameters which to affect earthquake responses. Regression equations for the story shear-force distribution of superstructure were summarized and proposed.

Outlines of the report are summarized in the following.

Chapter 1: To evaluate the story shear-force distribution of superstructure, surveys on tendency of the situation of SIBs during the past decade are summarized. And purposes and the organization of the evaluation are described.

Chapter 2: The information of SIBs, isolators and dampers which had been designed from 2005 to 2008 is surveyed to find out the parameters focused on the study. The analyzed items are building uses, characteristics of superstructure (number of stories, structure, natural period and damping factor, etc.), soil conditions, kinds and modeling of isolators and dampers, past results and earthquake responses of SIBs (maximum acceleration and displacement and story shear-force) etc.

Chapter 3: The earthquake responses of superstructure and isolated layer are calculated through the time history analysis. As parameters of the models, 2 to 4 cases are selected from following items; superstructure (1st natural period, damping factor), isolator and damper (yield shear-force and yield displacement and natural period with second stiffness of isolator), earthquake motion. The story shear-force distributions of superstructure are analyzed under the several key parameters; natural period of superstructure, isolated period of SIB based on 1st stiffness, equivalent period of SIB and equivalent viscous damping factor based on shear-force vs. deformation at isolated layer. The regression equations including dispersion are calculated among the key parameters. And the degree of fitness of regression equations to earthquake response is confirmed.

Chapter 4: The new proposals on the calculation equations of story shear-force distributions of superstructure are conducted. One of the proposals is a revised coefficient method of the present evaluation method. The others are new proposals for evaluating the story shear-force distributions of superstructure. There are two equations with different key parameters as follows;

- a) Parameters; the ratio of natural period of superstructure to the isolated period of SIB based on 1st stiffness, and the equivalent viscous damping factor based on shear-force vs. deformation at isolated layer
- b) Parameters; the natural period of superstructure and the equivalent viscous damping factor described before

Chapter 5: The concluding remarks are summarized and some notices are presented for application of the proposed method.

目次

はしがき	
概要	i
Abstract	iii
第1章 はじめに	1-1
1-1 背景	1-1
1-2 目的	1-2
1-3 検討体制	1-3
第2章 免震建築物の設計用地震層せん断力係数の実情調査	2-1
2-1 調査目的	2-1
2-2 調査対象	2-1
2-3 調査結果	2-1
2-3-1 性能評価シートの調査結果	2-1
2-3-2 設計例の詳細情報調査結果	2-16
2-3-3 免震部材種別による水平特性の変動に関する調査結果	2-31
第3章 免震建築物の地震応答特性の検討	3-1
3-1 目的と検討方法	3-1
3-2 解析パラメータの設定	3-2
3-3 地震応答解析	3-11
3-3-1 代表モデルの結果	3-11
3-3-2 解析パラメータを変えた結果	3-20
3-4 解析結果の分析	3-44
3-4-1 パラメータと応答値との対応	3-44
3-4-2 層せん断力係数増幅の要因検討	3-79
第4章 免震建築物の設計用地震層せん断力係数設定法（案）	4-1
4-1 提案の背景	4-1
4-1-1 既往の設定法	4-1
4-1-2 地震層せん断力係数設定上の課題	4-6
4-2 地震層せん断力係数設定法の提案	4-7
4-2-1 設定法の基本的な考え方	4-7
4-2-2 地震層せん断力係数設定法1, 2, 3	4-7
4-3 提案手法と応答解析の比較	4-10
4-3-1 設定法1に対する検討	4-10
4-3-2 設定法2に対する検討	4-18

4-4	提案手法の適用性に関する検討	4-26
4-4-1	建物階数のパラメータを変えた場合の検討	4-26
4-4-2	異なる入力地震動に対する検討	4-37
4-4-3	転倒モーメントの算定法に関する検討	4-41
4-5	提案手法の基準化に向けたパラメータ平滑化に関する検討	4-49
4-5-1	区分毎の回帰式の連続化	4-49
4-5-2	複数のパラメータ空間上の平面回帰式	4-56
4-5-3	平均値からのばらつきを考慮した平面回帰式	4-68
4-5-4	パラメータが変動したときの影響	4-83
4-5-5	3層、5層、20層モデルの検討	4-84
4-5-6	観測波に対する検討	4-88
4-5-7	粘性系ダンパーによる影響	4-92
4-6	設計用地震層せん断力の算出方法の提案	4-100
第5章	まとめ	5-1
5-1	本検討のまとめ	5-1
5-2	提案手法適用上の注意と今後の課題	5-3
謝辞		
参考文献		
付録1	各免震部材のばらつき幅の整理	付-1

第1章 はじめに

1-1 背景

我が国において、積層ゴムを使用した本格的な免震構造は、1980年代前半から始まる。当初は、日本建築センターにおいて事前に、免震システムに対する研究委員会の審査を受けることが求められた。そののち、高さ60mを超える超高層建築物と同様に、建築物ごとに時刻歴応答解析による耐震安全性の検証を伴う免震評定を受けた後、大臣認定を取得していた。従って、1980年代の免震建築物は、限られた設計事務所と施工会社により設計され、施工会社が技術開発のために設計した自社使用の集合住宅や研究施設が約半数を占めていた。

1990年代に入ると、設計や施工ができる設計事務所や施工会社も増え、銀行や生命保険会社の電算センターなど高い耐震性能を要求される建築物に免震構造が採用される場合が多くなった。

1995年阪神淡路大震災において、震源に比較的近い地域にあった2件の免震建築物の地震観測結果により、その免震性能が実証され、それまでの約10年間で80棟余りの実施例であった免震建築物が、その後は急激に増加した。特に、病院、消防署、防災拠点など、大地震時にも機能を維持しなければならない公共建築や分譲マンションなどの集合住宅に急速に広がり、高い耐震性能を持つ新しい構造形式として認知され普及し始めた。

免震建築物の普及拡大を背景に、2000年の建築基準法改正の際には、免震構造は限界耐力計算と同等以上の安全性を確かめられる計算法として平成12年建設省（現、国土交通省）告示第2009号「免震建築物の構造方法に関する安全上重要な技術的基準を定める等の件」（以下、告示2009号）により規定され、一般の建築物と同様の確認申請により建設できるようになった。同時に、平成12年建設省（現、国土交通省）告示第1446号（以下、告示1446号）により、免震材料の備えるべき性能や品質、それを検証する試験法が規定され、免震構造の設計に際して、積層ゴムやダンパーなどはこの免震材料認定を取得したものを使用することが義務づけられた。2000年以降は、大臣認定を取得した免震建築物と告示2009号による免震建築物が共存するようになり、この告示2009号で規定されるレベルを基準にして、時刻歴応答解析により大きな余裕度を確保した高耐震性能のものまで、様々な耐震レベルの免震構造が存在するようになった。これまでアスペクト比の小さいRC造の建築物に限られていた免震構造も、鉄骨構造やプレストレス構造などの構造種別や60mを超える超高層住宅等にも適用されることとなった。また、積層ゴム、すべり支承、転がり支承、履歴減衰型ダンパー、粘性減衰型ダンパーも様々な仕様の免震部材が開発または改良され、一つの建築物で多種類の免震部材を採用するケースも多く見られるようになり、すべり支承や転がり支承を採用した戸建て免震住宅も多く建設されるようになった。

2003年十勝沖地震の苫小牧でのスロッシング振動による巨大な石油タンク火災を契機として、長周期成分が多く含まれ震源から遠いところでも長周期構造物が長時間揺れる地震動が注目されるようになった。東海・東南海・南海地震などの海溝型巨大地震が発生すると、東京、大阪、名古屋などの大都市では、数秒から十秒程度までの長周期のゆれが数分から十分間程度も続く長周期地震動が発生することが指摘されている。長周期地震動により、免震建築物にはこれまでの想定を超える大きなゆれ

が繰り返し生じる可能性がある。

2011年東北地方太平洋沖地震では、東北・関東地方のみならず震源から700kmほど離れた大阪でも長周期地震動により超高層建築物などに長時間の揺れが観測された。建設地点による振幅の大小はあるものの、免震構造においても免震層の応答変位ならびに上部構造の絶対応答加速度が観測され、免震構造の地震時挙動が明らかとなった。

告示2009号に示された免震建築物の地震時応答を評価する方法には、加速度応答スペクトルに基づいた方法が用いられている。加速度応答スペクトルを利用するために、免震層を含めた上部構造を1自由度系に置換し、等価質量、等価水平剛性、等価粘性減衰定数を用いて、地震時における免震層の応答値等が算定される。免震建築物の場合は、特に上部構造を剛体と仮定し、免震層より上部の全質量を等価質量とし、免震層に用いられた免震部材（告示1446号では、免震材料と呼ぶ）の力学特性に基づき、等価水平剛性、等価粘性減衰定数を算定している。このため、上部構造（免震層より上部の部分）はモデル化されないため、地震時における上部構造の設計用地震層せん断力係数の算定式が提案されている。

2000年に施行された告示2009号の検討の際、免震部材は天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムが主に使われており、またダンパーとしては、鋼材、鉛およびオイルダンパー等が使われていた。また上部構造の剛性を比較的大きくする設計が行われていたことから、1次モードが卓越する振動モードを想定した免震建築物を対象に、上部構造の設計用地震層せん断力係数の算定式は作成された。

近年、比較的剛性の小さな上部構造が設計される場合が多くなるとともに、地震時の上部構造の加速度応答の低減を図るために、免震建築物の免震周期を長くする設計（免震層の2次剛性を小さくする）が行われるようになり、免震建築物の上部構造の応答に1次モードに加え、2次モードの影響を検討することが必要となった。このような状況に鑑み、免震層と上部構造の幅広い力学特性に対する免震建築物の上部構造の応答性状を確認し、層せん断力の高さ方向の分布係数の検討を行うことが必要となった。

1-2 目的

本検討では、告示2009号第6の規定に基づく免震建築物の上部構造の設計用地震層せん断力係数評価方法について、建築物の地震時応答性状を踏まえ、高次の振動モードの影響を考慮したより適切な評価方法による算定法を提案することとした。

層せん断力係数に関しては、まず免震建築物の設計と免震材料に関する実情を調査した上で、適切な各種パラメータ値を用いた免震建築物モデルの地震応答解析を行う。この結果の分析を通して免震建築物の合理的な層せん断力係数の評価を試みる。

1-3 検討体制

本研究は、平成 20 年および平成 21 年度建築基準整備促進事業に基づく調査事項に係る共同研究として、同事業の事業主体 3 者と共同で実施したものであり、その体制は、図 1.3-1 に示すとおりである。建築研究所は、調査研究の計画策定、研究の成果のとりまとめにおいて、主たる役割を果たしたほか、その他の項目について、各事業主体とともに研究を行った。

共同研究の検討体制は、「建築基準整備促進事業 12 免震建築物の基準の整備に資する検討 本委員会」を設け、平成 20 年度では、本委員会の下に 3 つの検討課題 (SC1、SC2、SC3) に対して計 5 つの WG を設置し、事業を推進した。平成 21 年度においても本委員会の下に 3 つの検討課題に対してそれぞれ WG (免震せん断力 WG、WG1、WG2) を設置した。また WG1、WG2 については、さらに検討課題を分類整理し、計 5 つの SWG を設け、検討を推進した。共同研究の組織図を図 1.3-2 および図 1.3-3 に、研究体制を表 1.3-1 および表 1.3-2 にそれぞれ示す。本資料は、図 1.3-2 に示す SC1：免震建築物の設計用せん断力に関する調査 (平成 20 年度)、図 1.3-3 に示す免震せん断力 WG (平成 21 年度) における検討結果、ならびに平成 24 年に実施した追加検討をとりまとめたものである。

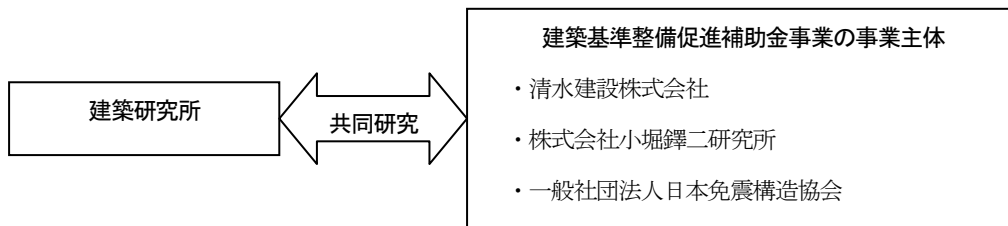


図 1.3-1 共同研究の実施体制

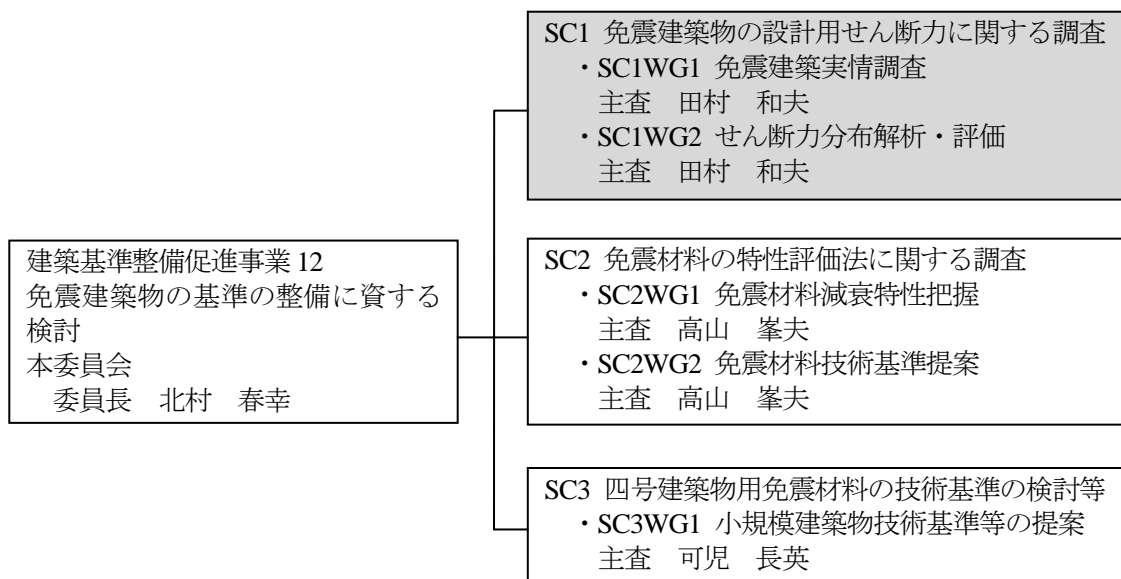


図 1.3-2 平成 20 年建築基準整備促進事業 (12 免震建築物の基準の整備に資する検討)

研究体制組織図

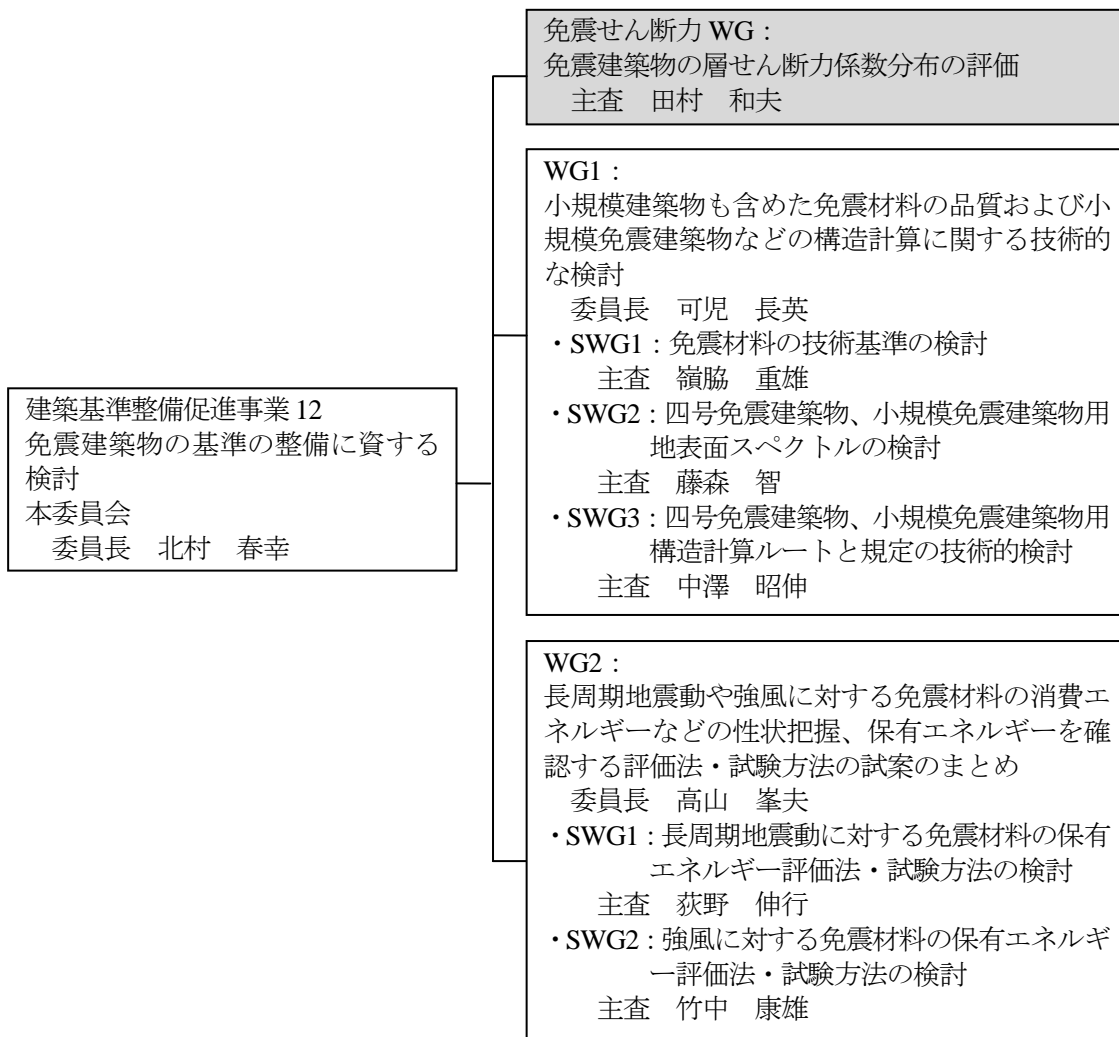


図 1.3-3 平成 21 年建築基準整備促進事業 (12 免震建築物の基準の整備に資する検討)

研究体制組織図

表 1.3-1 平成 20 年度検討体制

(所属、肩書は平成 21 年 3 月末現在のものである)

建築基準整備促進事業・12 免震建築物の基準の整備に資する検討 本委員会

委員長	北村 春幸	東京理科大学
委員	井上 範夫	東北大学
委員	川口 健一	東京大学
委員	菊地 優	北海道大学
委員	小林 正人	明治大学
委員	高山 峯夫	福岡大学
委員	北村 佳久	清水建設
委員	猿田 正明	清水建設
委員	竹中 康雄	鹿島建設
委員	中澤 昭伸	織本構造設計
委員	長谷川 豊	オイレス工業
委員	速水 浩	日本建築センター
委員	藤森 智	松田平田設計
委員	吉江 慶祐	日建設計
委員	田村 和夫	清水建設
委員	可児 長英	日本免震構造協会
共同研究委員	飯場 正紀	建築研究所
共同研究委員	斉藤 大樹	建築研究所
共同研究委員	大川 出	建築研究所
協力委員	井上 波彦	国土交通省 国土技術政策総合研究所
協力委員	小豆畑 達哉	国土交通省 国土技術政策総合研究所

SC1：免震建築物の設計用せん断力に関する調査

SC1WG1：一免震建築実情調査一

主 査	田村 和夫	清水建設
委員	可児 長英	日本免震構造協会
委員	北村 佳久	清水建設
委員	猿田 正明	清水建設
委員	西村 拓也	清水建設
委員	森川 和彦	清水建設
共同研究委員	飯場 正紀	建築研究所

SC1WG2：一せん断力分布解析・評価一

主 査	田村 和夫	清水建設
委員	可児 長英	日本免震構造協会
委員	北村 春幸	東京理科大学

委員	北村 佳久	清水建設
委員	小林 正人	明治大学
委員	猿田 正明	清水建設
委員	高濱 亮太	清水建設
委員	竹中 康雄	鹿島建設
委員	西村 拓也	清水建設
委員	森川 和彦	清水建設
共同研究委員	飯場 正紀	建築研究所

表 1.3-2 平成 21 年度検討体制

(所属、肩書は平成 22 年 3 月末現在のものである)

建築基準整備促進事業・12 免震建築物の基準の整備に資する検討 本委員会

委員長	北村 春幸	東京理科大学
委員	井上 範夫	東北大学
委員	大熊 武司	神奈川大学
委員	荻野 伸行	熊谷組
委員	可児 長英	日本免震構造協会
委員	菊地 優	北海道大学
委員	北村 佳久	清水建設
委員	小林 正人	明治大学
委員	猿田 正明	清水建設
委員	高山 峯夫	福岡大学
委員	竹中 康雄	小堀鐸二研究所
委員	田村 和夫	清水建設
委員	中澤 昭伸	織本構造設計
委員	長谷川 豊	オイレス工業
委員	速水 浩	日本建築センター
委員	藤森 智	松田平田設計
委員	吉江 慶祐	日建設計
共同研究委員	飯場 正紀	建築研究所
共同研究委員	大川 出	建築研究所
共同研究委員	斉藤 大樹	建築研究所
協力委員	小豆畑 達哉	国土技術政策総合研究所
協力委員	石原 直	国土技術政策総合研究所
協力委員	井上 波彦	国土技術政策総合研究所

免震せん断力 WG：免震建築物の層せん断力係数分布の評価

主 査	田村 和夫	清水建設
委員	北村 佳久	清水建設
委員	猿田 正明	清水建設
委員	西村 拓也	清水建設
委員	森川 和彦	清水建設
協力委員	石原 直	国土技術政策総合研究所
共同研究委員	飯場 正紀	建築研究所

第2章 免震建築物の設計用地震層せん断力係数の実情調査

2-1 調査目的

告示第2009号第6は、免震建築物の構造計算を規定している。この告示における上部構造の設計用地震層せん断力係数の分布は、免震層の減衰材およびこれと同等の減衰特性を有する支承材の部分の負担せん断力に A_i 分布(A_i 分布算定時における周期は免震層が固定されているものとして算出)の増幅を考慮して求められる¹⁾。

本章では、告示第2009号第6にて設計可能である高さ60m以下の免震建築物を対象として現状建物の実情を調査した。この結果は、次章以降で検討する建物モデルの諸元・パラメータが実情を反映したものとするための参考とする。また、応答の変動評価に必要な基礎的データの取得を目的として、現状使用されている免震部材の力学特性に関する変動についても調査を実施している。

2-2 調査対象

調査対象は、一般財団法人日本建築センターが発行する月刊誌「ビルディングレター」²⁾の性能評価シートとし、告示第2009号第6による設計が開始され始めたと想定される2005年から2008年までにビルディングレターの性能評価シートに記載された免震建築物の設計案件を対象としている。建物高さが60mを超える免震建築物は告示第2009号第6の設計手法が適用不可となるために、今回の調査対象に含まれていない。今回の調査では、2005年～2008年のビルディングレターの性能評価シートに記載されたすべての免震建築物のうち、建物高さが60mを超える建物を除いた121件が対象である。ただし、この調査データは免震建築物における実情を反映していると考えられるが、2005年から2008年に設計されたすべての免震建築物を網羅しているわけではないことに留意する必要がある。また、これらの建物は上記告示第6の方法で設計されたものではなく、すべて時刻歴応答解析を用いた方法で設計されたものである。

2-3-2では、一般社団法人日本免震構造協会の会員企業から提供された設計事例の詳細調査も実施した。調査対象は5件である。

2-3-3では、免震部材の力学特性に関する変動幅の調査結果を示す。これは、各免震部材種別ごとに製造会社が発行する技術資料³⁾および国土交通大臣の認定を受けた免震部材について告示1446号で要求する性能(基準値)を掲載した免震部材標準品リスト-2005-⁴⁾を基とし、整理したものである。

2-3 調査結果

2-3-1 性能評価シートの調査結果

調査は、免震建築物の設計内容を記載した資料から、建物、免震材料、振動系モデルの諸元ならびに応答特性を抽出して行った。上記の抽出項目に対して平均、最大、最小といった統計的データを求め、全体の傾向を把握した。また、度数分布図を作成することにより、データのばらつきを把握した。ただし、事例によっては、ここで採り上げた項目で記載のないものもあった。

(1) 建物用途

調査対象の建物用途を図 2.3-1 に示す。棒グラフ右側の整数値は件数を、()内の数値は全体に対する割合を示す。また、縦軸の「DC」はデータセンターを意味する。用途として多いのは、共同住宅(34.7%)、事務所・研究施設(27.3%)である。病院・老人ホーム(18.2%)や庁舎・消防署(7.4%)といった公共施設も続いて多い。

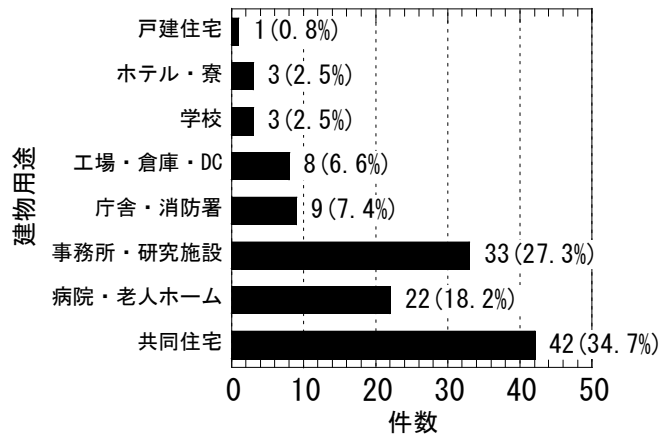


図 2.3-1 建物用途 (総件数: 121)

(2) 上部構造の特性

軒高の度数分布を図 2.3-2 に示す。2.73m~59.6m に分布している。平均は 34.2m である。最小値 2.73m の事例は平屋建ての守衛所である。また、最大値 59.6m の事例は地上 20 階建ての共同住宅である。

地上階数を図 2.3-3 に示す。最小は 1 (平屋建て) であり前述の守衛所である。また最大は 20 であり、軒高が 59.6m で標本中最大の共同住宅である。平均の階数は 9.3 である。

上部構造の構造種別を図 2.3-4 に示す。全体に対する割合は、RC 造が全体の 80%、S 造が 14%、その他の構造 (SRC 造および PC 造他) が 6% である。地盤種別を図 2.3-5 に示す。第 2 種地盤が全体の 77% 程度であり、第 1 種および第 3 種地盤がともに 12% 程度となっている。

免震層固定時の上部構造の固有周期 T_0 を図 2.3-6~図 2.3-8 に示す。これらは、図 2.3-4 で示した構造種別ごとに表している。これらのデータでは同一の建物でも x 方向および y 方向を別のデータとして扱っている。免震層固定時の上部構造の固有周期 T_0 は、性能評価シートに記載されているもののみを抽出した。また、免震層固定時の上部構造の固有周期 T_0 を軒高で除した値の分布図を構造種別ごとに表したものを図 2.3-9 に示す。RC 造では、0.003~0.04 に分布しており、特に 0.01~0.03 に多く分布している。平均は 0.02 程度となっている。最小値である 0.003 の事例は耐震壁付きラーメン構造の 14 階建て共同住宅の事例であり、 T_0 は 0.123 秒である。S 造は 0.035~0.075 の間に分布している。平均は 0.0475 と略算値の 0.03 よりも大きな値となっている。0.05 程度を示す事例は、5 階建ての工場である。また、0.075 程度と大きな値を示すのは、鉄塔付きの 3 階建ての事例である。その他の構造種別における値は、0.02~0.05 に分布している。平均は 0.034 である。0.02 程度となっている事例は、PCaPC ラー

メン構造の5階建て建物である。また0.05の事例は、SRC造の3階建てデータセンターである。

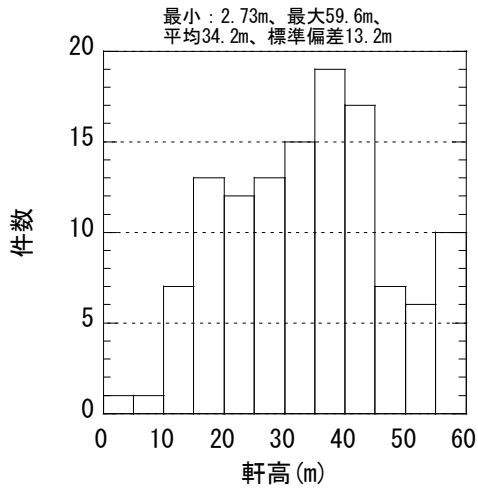


図 2.3-2 軒高 (総件数: 121)

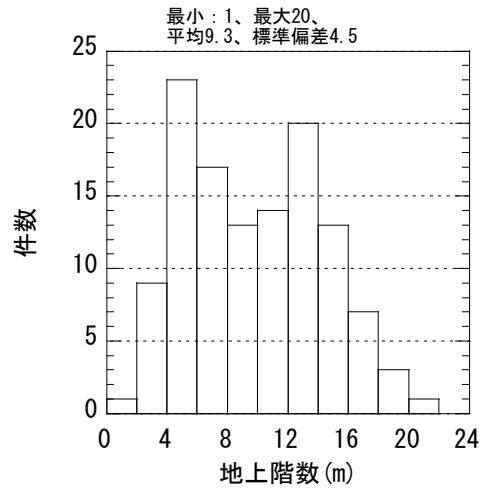


図 2.3-3 地上階数 (総件数: 121)

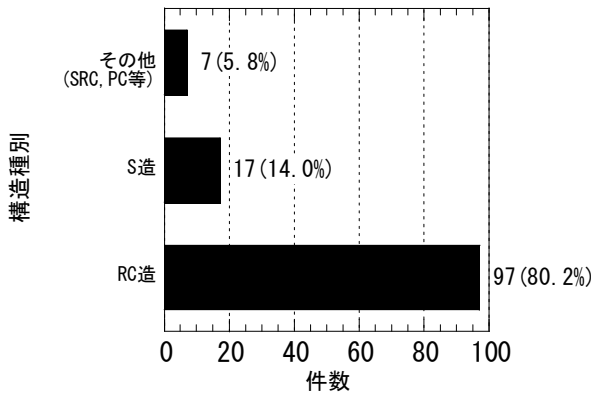


図 2.3-4 構造種別 (総件数: 121)

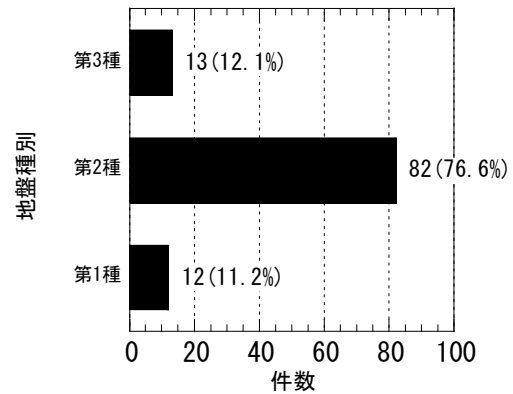


図 2.3-5 地盤種別 (総件数: 107)

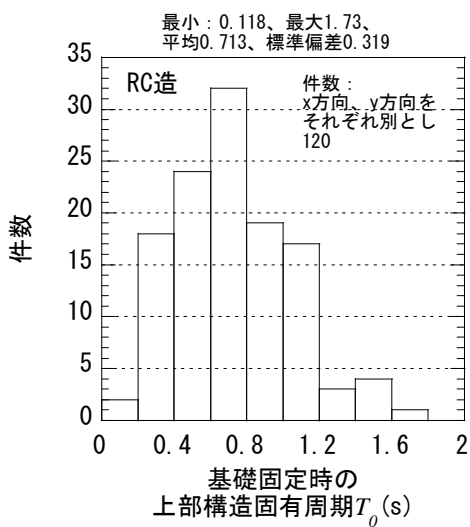


図 2.3-6 免震層固定時の
上部構造固有周期 T_0 (RC造)

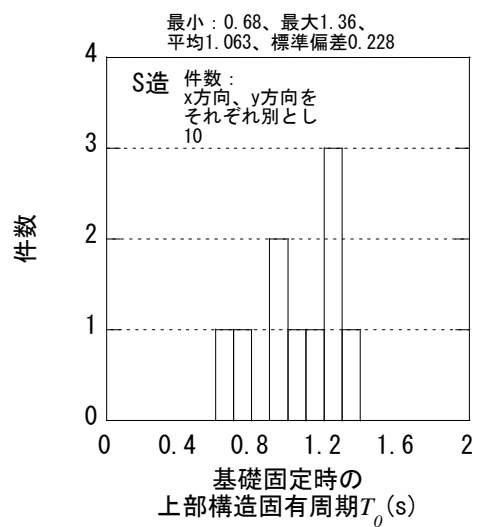


図 2.3-7 免震層固定時の
上部構造固有周期 T_0 (S造)

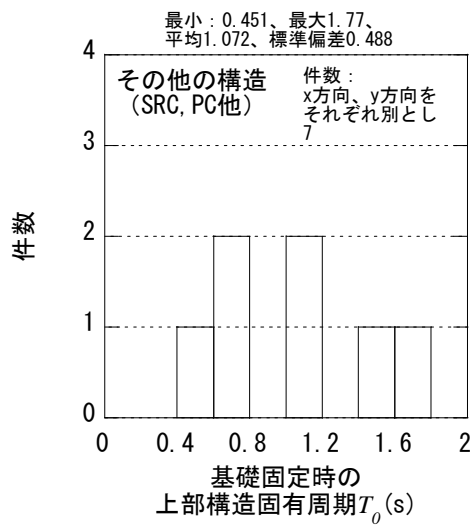


図 2.3-8 免震層固定時の上部構造固有周期 T_0
(その他)

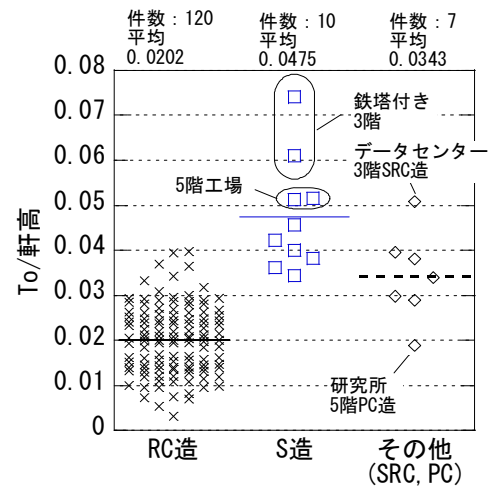


図 2.3-9 免震層固定時の
上部構造固有周期 T_0 /軒高

(3) 免震部材

積層ゴム種別ごとの適用件数を図 2.3-10 に示す。図中の鉛プラグ入り積層ゴムは、錫プラグ入り積層ゴム (2 件) を含み計上している。鉛プラグ入り積層ゴムは全体のうち 58.7%において使用されており、積層ゴムの中で、適用件数は最も多い。また、天然ゴム系積層ゴムは全体の 54%、高減衰積層ゴムは 17%に用いられている。

すべり・転がり系の種別ごとの適用件数を図 2.3-11 に示す。弾性すべり支承の適用件数が全体の 36%であり、すべり・転がり系支承の中では最も多く適用されている。また、直動転がり支承の適用事例は全体の 13%であった。その他、直動型以外の転がり支承、剛すべり支承の適用もそれぞれ全体の 4%程度となっている。

別置きダンパーの種別ごとの適用件数を図 2.3-12 に示す。オイルダンパーの適用件数は全体の 26%であり、鋼材系ダンパー (15%)、鉛ダンパー (11%) よりも多い。また摩擦ダンパーを使用している事例も見られた。

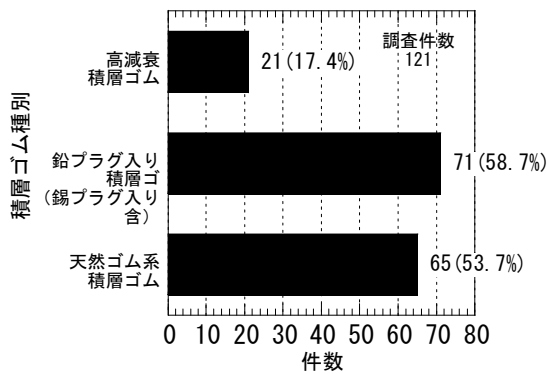


図 2.3-10 積層ゴム種別の適用件数

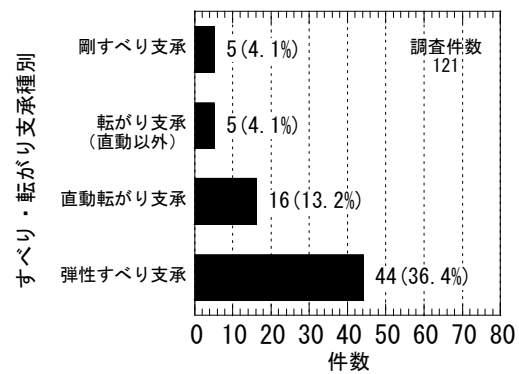


図 2.3-11 すべり・転がり支承種別の適用件数

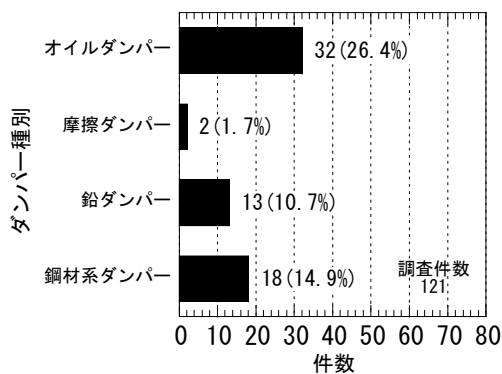


図 2.3-12 別置きダンパー種別の使用件数

(4) 免震部材のモデル化

設計時に実施された解析における各免震部材の復元力特性のモデル化に関して記述がある件数を表 2.3-1 に示す。調査対象とした性能評価シートにおいて、免震部材のモデル化が記述された件数は多くはない。天然ゴム系積層ゴムは、全 20 件のうち、18 件は線形としてモデル化され、残り 2 件は非線形（このうち 1 件はマルチリニアとしてモデル化）であった。鉛プラグ入り積層ゴムおよび高減衰積層ゴムについてのモデル化種別適用案件数を表 2.3-2 および表 2.3-3 に示す。鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムともにバイリニア特性としてモデル化されているものが多い。特に歪み依存型のバイリニアを用いた事例が鉛プラグ入り、高減衰ともに全体の 7 割程度となっている。曲線モデル（RO モデル、HD モデル、菊地モデル）を適用した件数は、鉛プラグ入りおよび高減衰ともに全体の 15% 程度であった。

弾性すべり支承、剛すべり支承は、それぞれ 1 件が剛塑性にてモデル化しているが、その他はすべてバイリニアとの記述であった。また直動転がり支承では、2 件ともバイリニアとしてモデル化している。

弾塑性ダンパー（鋼材系、鉛）および摩擦ダンパーについては、すべてがバイリニアとしてモデル化されており、依存性に関する特段の記述はなかった。またオイルダンパーについては、すべて変形速度と減衰係数の関係がバイリニアとしてモデル化されており、中には速度依存性を考慮したものが見られた。

表 2.3-1 免震部材のモデル化記述件数

(a) 支承材

種別	天然ゴム系積層ゴム	鉛プラグ入り積層ゴム	高減衰積層ゴム	弾性すべり支承	剛すべり支承	直動型転がり支承
記述件数	20	23	7	13	2	2

(b) 減衰材

種別	弾塑性ダンパー	摩擦ダンパー	オイルダンパー
記述件数	9	2	5

表 2.3-2 鉛プラグ入り積層ゴムのモデル化と適用件数

種別	バイリニア（歪み依存記述なし）	歪み依存型バイリニア	RO モデル	HD モデル	菊地モデル	非線形（詳細不明）
件数	3	15	2	1	1	1
割合	13%	65%	9%	4%	4%	4%

表 2.3-3 高減衰積層ゴムのモデル化と適用件数

種別	バイリニア (歪み依存 記述なし)	歪み依存型 バイリニア	RO モデル	HD モデル	菊地モデル	非線形 (詳細不明)
件数	1	5	-	-	1	-
割合	14%	72%	-	-	14%	-

(5) 上部構造の減衰

上部構造の減衰に関する設定についての調査を行った。調査対象とした性能評価シート全 121 件のうち上部構造の減衰について記述されていた 70 件を対象とした。

上部構造の減衰として設定した種別の適用件数を図 2.3-13 に示す。瞬間剛性比例型が最も多く、全体の 57.1% を占める。その他では初期剛性比例型が 41% であり、この 2 つのタイプが大部分を占めている。その他の事例としては、レイリー型減衰を適用した事例 (1 件) も見られた。なお、「剛性比例型」と記述されていた事例は、初期剛性比例型としてここでは計上している。基礎固定時の 1 次振動モードに対する上部構造の減衰定数の設定値を図 2.3-14 に示す。0.02 が全体の 52.9% と最も多く、図 2.3-15 に示すように上部構造が RC 造においても 0.02 として設定している事例は RC 造の約半数である。0.03 は全体の 44% であり、0.02 もしくは 0.03 と設定している場合が全体の 97% を占めている。また、0.01 としている場合も 2 件 (全体の 2.9%) 見られた。

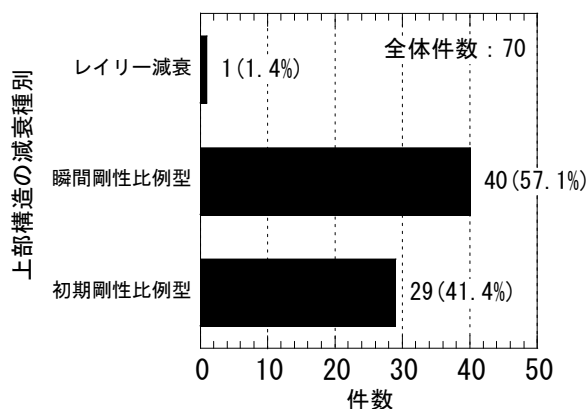


図 2.3-13 上部構造の減衰種別

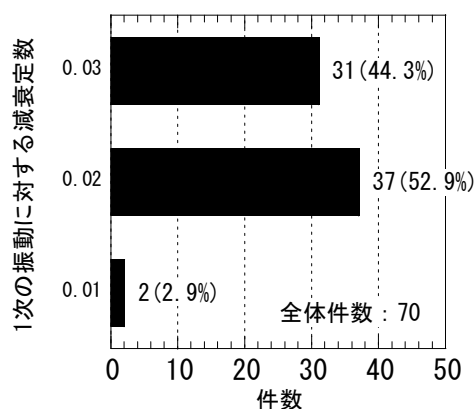


図 2.3-14 基礎固定時の 1 次振動モード
に対する上部構造の減衰定数

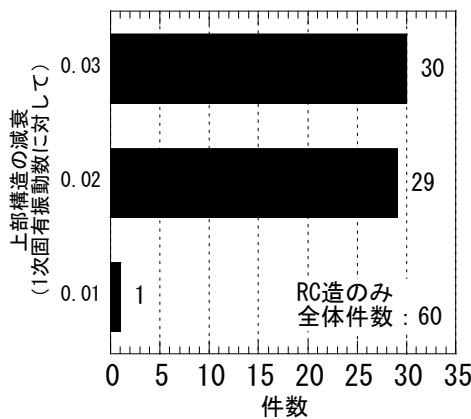


図 2.3-15 基礎固定時の 1 次振動モードに対する上部構造の減衰定数
(RC 造のみ)

(6) 設計用地震層せん断力係数

最下階の設計用地震層せん断力係数の度数分布図を図 2.3-16 に示す。0.04～0.35 に分布し、平均は 0.132 である。最小値である 0.04 の例は、鉛プラグ入り積層ゴム、十字型直動転がり支承およびオイルダンパーを用いた 13 階建ての建物である。これは予備応答解析結果に基づき設定されている。0.35 の事例は鉛プラグ入り積層ゴムを用いた 4 層事務所ビルである。この設定も予備応答解析に基づくものである。最上階の設計用せん断力係数を図 2.3-17 に示す。0.11～0.79 に分布し、平均は 0.307 である。最小値である 0.11 の例は、最下階の設計用地震層せん断力係数が 0.04 であった設計例の建物である。最大値 0.79 の例は、高減衰積層ゴムと弾性すべり支承を用いた 7 階建ての PCaPC 造の物流施設の場合である。本例の特徴としては、階数が上がるごとにセットバックしていること、地盤種別は第 3 種であることが挙げられる。この事例における設計用地震層せん断力係数の設定は A_i 分布に基づいており、立面形状から建物高さ方向の質量分布の影響により最上階の設計用せん断力係数が高い値になったものと考えられる。

最上階と構造物の最下階の設計用地震層せん断力係数比を図 2.3-18 に示す。0.70～6.08 まで分布し、平均値は 2.43 である。最小値 0.70 の場合は、鉛プラグ入り積層ゴムを用いた 4 層事務所ビルの例であり、最下階の設計用地震層せん断力係数が抽出データのうちの最大である 0.35 の建物である。また、6.08 の例は、最上階の設計用地震層せん断力係数が最大値 0.79 の建物である。設計用地震層せん断力係数（最上階／最下階）と上部構造の基礎固定時 1 次固有周期との関係を図 2.3-19 に示す。ばらつきはあるものの図中の直線で示すような右肩上がりの傾向がよみとれ、これより上部構造の周期が長いほど地震層せん断力係数の高さ方向への増幅が大きいものとして設計用地震層せん断力係数を設定していることがわかる。

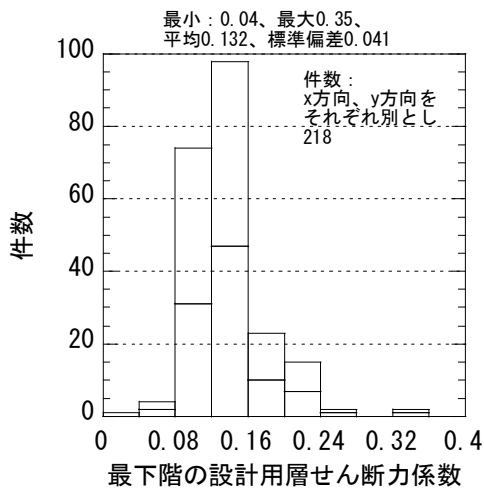


図 2.3-16 最下階の設計用地震層せん断力係数

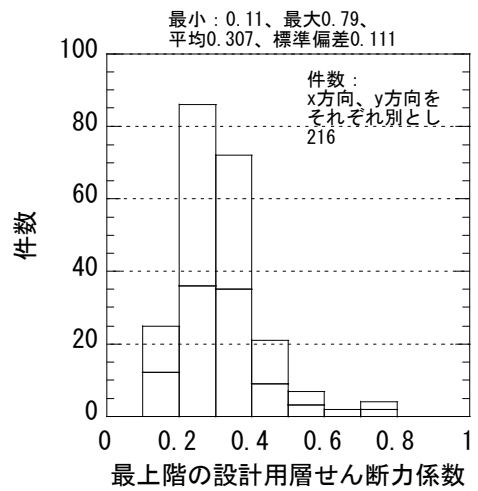


図 2.3-17 最上階の設計用地震層せん断力係数

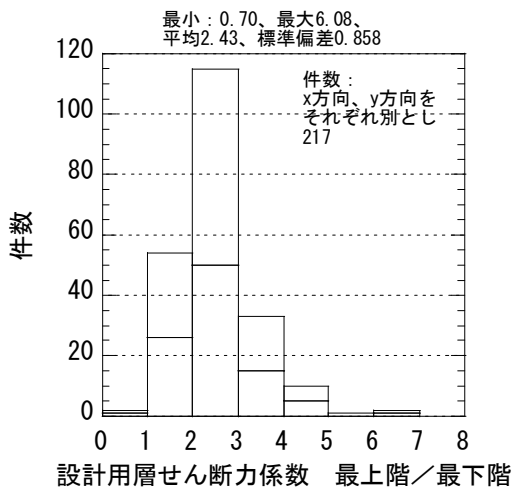


図 2.3-18 設計用地震層せん断力係数
最上階／最下階

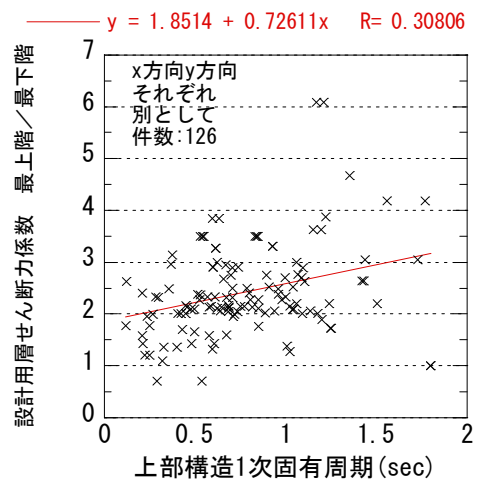


図 2.3-19 設計用地震層せん断力係数の
最上階／最下階と上部構造1次固有周期

(7) レベル2 地震時応答

ここではレベル2（極めて稀に発生する）地震時における応答解析結果を示す。応答解析の入力地震波は観測波、告示波（平成12年建設省告示第1461号（以下、告示1461号）第四号イに示す「極めて稀に発生する地震動」の解放工学的基盤における減衰定数5%の加速度応答スペクトルに適合し、かつ表層地盤の増幅特性を考慮して作成された模擬地震動）および案件によってはサイト波といった数波を適用している。また免震層の材料特性のばらつきを考慮し、免震層の力学特性にばらつきを与えた応答解析を実施している。調査対象であるビルディングレターの性能評価シートにおいて掲載されている応答値は、種々の入力地震動に対して免震層の力学特性のばらつきを与えた解析結果の最大値が記載されている。本節にて記載するデータには上記に示した種々の解析結果の最大値が示されている。

a. 免震層の最大変位

レベル2地震時における免震層最大変位を図2.3-20に示す。平均値は35.8cmであり、13.2cmから

52.6cm の間に分布している。13.2cm の事例は、増幅機構付き減衰装置（減衰こま）を用いた中間階免震の事例である。また、最大変位が大きい53cm の例は、地盤特性が第3種地盤の場合である。レベル2地震時における免震層変位が最大となる入力地震動を図2.3-21に示す。事例の大多数において告示波（全体の83%）あるいはサイト波（全体の13%）により免震層の変位が最大となっていることがわかる。

b. 免震層の最大地震層せん断力係数

レベル2地震時における免震層の最大地震層せん断力係数を図2.3-22に示す。平均値は0.113であり、0.061~0.255まで分布している。0.061の事例は、天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承、直動すべり支承およびオイルダンパーを併用した7層の鉄骨造事務所である。また、0.062の事例として、高減衰積層ゴムを用いた20層の耐力壁付きラーメンRC構造の集合住宅もある。0.255（X方向）及び0.215（Y方向）の事例は、増幅機構付き減衰装置（減衰こま）を用いた中間階免震の事例で、免震層の最大変位が13.2cmと最小の建物の事例である。また0.190の事例は、1階柱頭部と2階床梁下との間に天然ゴム積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴムを設置した4層のRC造耐震壁付きラーメン構造とした医療施設のケースである。免震層の地震層せん断力係数が最大となる入力地震動は、図2.3-23より免震層の最大変位と同様に大半の事例において告示波あるいはサイト波である。

c. 頂部の最大絶対加速度

レベル2地震時における頂部の最大絶対加速度を図2.3-24に示す。ビルディングレターの性能評価シートにおける応答結果の記載欄に上部構造の最大絶対加速度が記載されているが、「頂部の絶対加速度」、「最上階の絶対加速度」、「最上階床位置の絶対加速度」と記載事項が事例により異なっている。ここではこれらを併せて「頂部の最大絶対加速度」として表記している。平均値は252cm/s²であり、89cm/s²~559cm/s²に分布している。89cm/s²の事例は、免震部材に天然ゴム系積層ゴム、低摩擦弾性すべり支承、鋼製ダンパー及びオイルダンパーを併用した5層PCaPC造の事務所ビルである。559cm/s²の事例は、柱CFT梁S造の5層事務所ビルの事例であり、免震部材は天然ゴム系積層ゴムと鉛ダンパーからなる。最下階の最大せん断力係数は0.12である。頂部の絶対加速度から最上階の最大応答地震層せん断力係数 C_t は、 $C_t \doteq a/g$ （ a ：頂部の最大加速度、 g ：重力加速度）と近似的に表すと、この事例では $C_t \doteq 0.57$ となる。これより、最下階に対する最上階の地震層せん断力係数比は4.75となる。これは、図2.3-18で示した最上階と最下階の設計用地震層せん断力係数比の平均値2.43の約2倍であり、このケースでは高さ方向への地震層せん断力係数の増幅が大きいことがわかる。図2.3-25に示すように、頂部の絶対加速度が最大となる入力地震動は、免震層の最大変位、地震層せん断力係数の場合とは傾向が異なり、告示波（全体の42%）、サイト波（全体の6%）のみならず、EL Centro波（28%）、TAFT波（17%）といった観測波である事例も見られる。免震層の最大変位と頂部の絶対加速度の関係を図2.3-26に示す。今回の調査結果において、免震層応答変位が大きくなれば応答加速度は小さくなる傾向は明瞭に見られなかった。

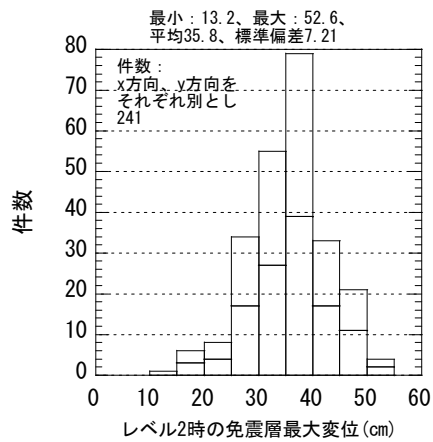


図 2.3-20 レベル 2 地震時
免震層最大変位

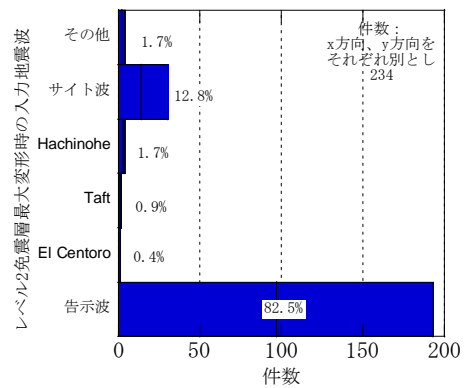


図 2.3-21 レベル 2 地震時
最大免震層変位の入力地震動

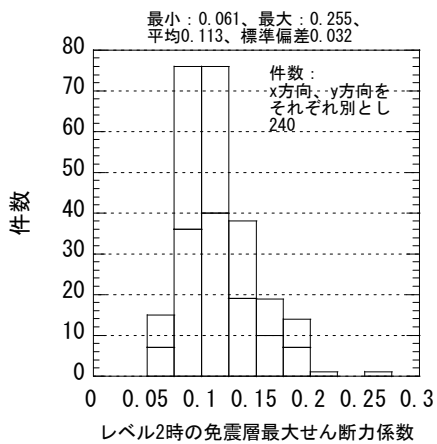


図 2.3-22 レベル 2 地震時
免震層の最大地震層せん断力係数

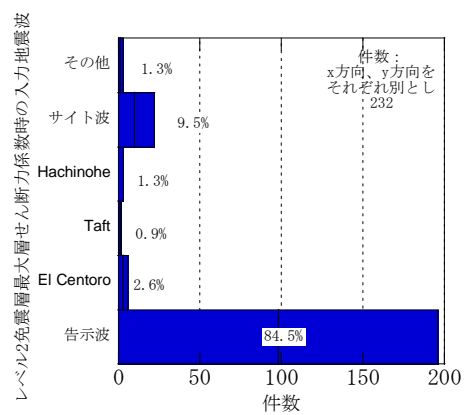


図 2.3-23 レベル 2 地震時
免震層の地震層せん断力係数が最大の入力地震動

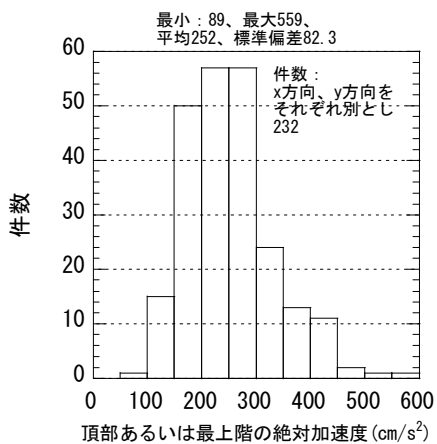


図 2.3-24 レベル 2 地震時
頂部の最大絶対加速度

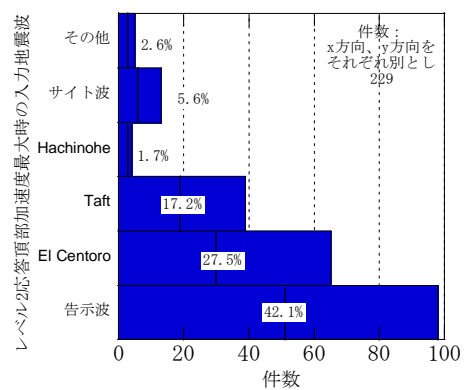


図 2.3-25 レベル 2 地震時
頂部の絶対加速度が最大時の入力地震動

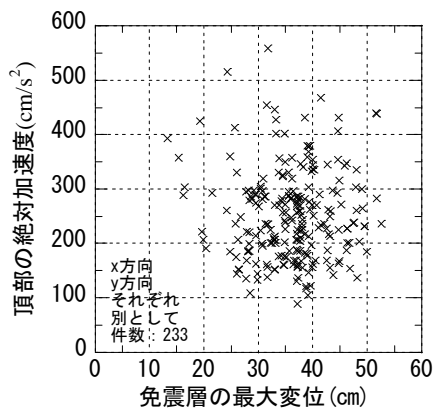


図 2.3-26 レベル 2 地震時

免震層の最大変位と頂部絶対加速度

(8) 地震層せん断力係数の高さ方向比

上部構造の地震層せん断力係数の増幅傾向を調査するために、レベル 2 地震時の上部構造最上階の地震層せん断力係数 C_i を免震層の地震層せん断力係数 C_0 で除した値（以下、応答地震層せん断力係数比 C_i/C_0 と記す。）を求めた。上部構造最上階の地震層せん断力係数は、(7) レベル 2 地震時応答の「c. 頂部の最大絶対加速度」で用いた頂部の最大絶対加速度 a より、最上階の最大応答地震層せん断力係数 C_i は、 $C_i \doteq a/g$ (a : 頂部の最大加速度、 g : 重力加速度) として求めた。ただし、上部構造最上階の地震層せん断力係数が最大になる地震波と免震層の地震層せん断力係数が最大になる地震波は同一であるとは限らないため、本節で求めた地震層せん断力係数比 C_i/C_0 は同一地震波における免震建築物の増幅特性を必ずしも表しているわけではないことに注意する必要がある。

a. 全体傾向

度数分布図を図 2.3-27 に示す。値は 1.00 から 6.64 の間に分布している。平均値は 2.42 であり、設計用せん断力係数における最上階と最下階との比の平均値 2.42 と同じ値である。1.0 以下の小さな値 ($C_i/C_0=0.995$) は、高さ 60m の鉄塔を有する 3 階建て RC 造の耐震壁付きラーメン構造の放送局のケースである。免震部材は、天然ゴム系積層ゴム、直動転がり支承、鋼材ダンパー及び鉛ダンパーを併用している。最大値となる 6.64 (X 方向)、6.22 (Y 方向) の事例は、地上 7 階建ての S 造ブレース付きラーメン構造の事務所であり、平面形状が T 字型となっている。免震部材は、鉛プラグ入り積層ゴム、天然ゴム系積層ゴム、弾性すべり支承、直動転がり支承、オイルダンパーを併用している。また次に大きな値となっている 5.76 の事例は、8 層の柱 CFT 梁 S 造の事務所ビルであり、免震部材は天然ゴム系積層ゴムと鉛ダンパーを併用している。

b. 他の抽出データとの関係

免震層の最大変位と地震層せん断力係数比 C_i/C_0 (図中では「応答 C_i/C_i 」と表記) の関係を図 2.3-28 に示す。免震層の最大変位と地震層せん断力係数比 C_i/C_i の間には明瞭な関係が確認されなかった。免震層の最大地震層せん断力係数と地震層せん断力係数比 C_i/C_i の関係を図 2.3-29 に示す。図 2.3-29 は右

肩下がりにデータがプロットされており、免震層の地震層せん断力係数が小さいほど地震層せん断力係数比 C_t/C_0 は大きくなることを示している。図 2.3-30 は、免震層固定時の上部構造 1 次固有周期と地震層せん断力係数比 C_t/C_0 の関係である。右肩上がりの傾向が現れているが、ばらつきは大きい。免震層固定時の上部構造 1 次固有周期が比較的長い場合において、図 2.3-30 より地震層せん断力係数比 C_t/C_0 は大きくなる傾向にあることから、図 2.3-26 で示す免震建築物頂部の応答加速度の平均値 250cm^2 程度までに抑えるには、上部構造の 1 次固有周期を小さく設定することが必要となると考えられる。

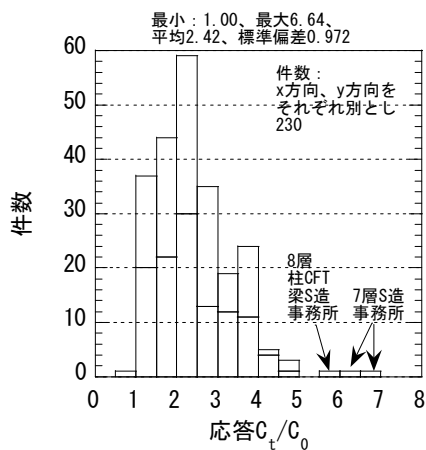


図 2.3-27 レベル 2 地震時
応答地震層せん断力係数比 C_t/C_0

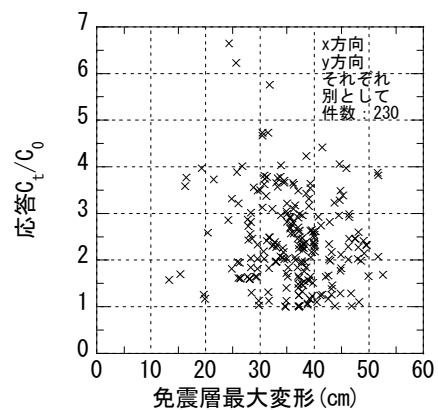


図 2.3-28 免震層最大変位と
応答地震層せん断力係数比 C_t/C_0

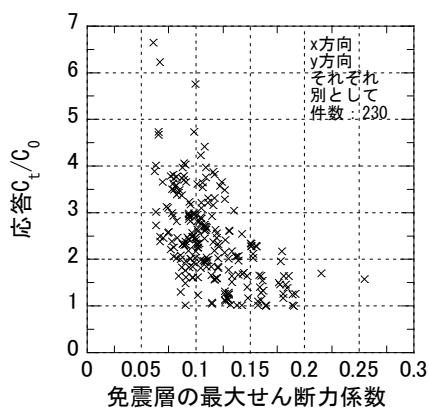


図 2.3-29 免震層の最大せん断力係数と
応答地震層せん断力係数比 C_t/C_0

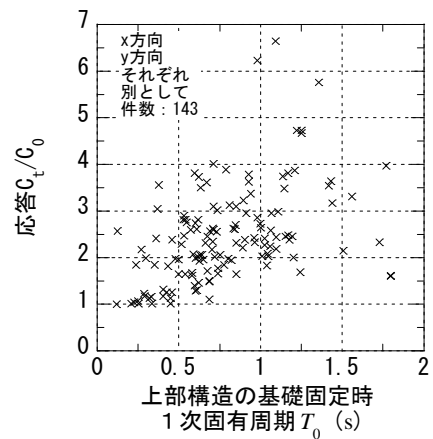


図 2.3-30 上部構造 1 次固有周期と
応答地震層せん断力係数比 C_t/C_0

(9) まとめ

日本建築センター発行の機関誌「ビルディングレター」に掲載された2005年～2008年の「性能評価シート」から高さ60m以下の免震建築物を対象として現状建物の実情を調査した。以下に調査結果を列挙する。

(建物の概要について)

- ・建物の階数は、平屋建てから最大20階までであった。
- ・構造種別はRC造が全体の80%、S造が15%、その他の構造（SRC造およびPC造他）が5%であった。
- ・地盤種別は、第2種地盤が全体の75%程度、第1種および第3種地盤がともに12%程度であった。
- ・上部構造の免震層固定時における1次固有周期は0.12s～1.8sに分布していた。ただし、この固有周期は略算式によるものか、固有値解析によるものかは不明である。
- ・免震層固定時における上部構造の固有周期を軒高で除した値について、RC造では0.003～0.04に分布しており、平均は0.02程度であった。S造は0.035～0.075の間に分布し、これは略算値の0.03に対して大きめの値であり、略算式による固有周期よりも長い。

(免震部材について)

- ・鉛プラグ入り積層ゴムは全調査対象事例の約6割に使用されており、積層ゴムの中で適用件数は最も多い。
- ・すべり・転がり系支承の適用事例は、弾性すべり支承が全体の約4割であり、直動転がり支承の適用事例は全体の約1割であった。
- ・減衰材の適用事例は、オイルダンパーが全体の3割程度であり、鋼材系ダンパー、鉛ダンパー（ともに約1割）よりも多い。

(応答解析モデルについて)

- ・振動解析における免震部材の復元力特性は、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムともにバイリニア特性としてモデル化されているものが多く、歪み依存型のバイリニアを用いた事例が鉛プラグ入り、高減衰ともに全体の7割程度となっている。
- ・弾性すべり支承、剛すべり支承および直動転がり支承の復元力特性は、バイリニアとしているものがほとんどであった。
- ・弾塑性ダンパー（鋼材系、鉛）および摩擦ダンパーについては、すべてがバイリニアとしてモデル化されており、依存性に関する記述はなかった。
- ・オイルダンパーは、すべて変形速度と減衰係数の関係がバイリニアとしてモデル化されており、中には速度依存性を考慮したものが見られた。
- ・上部構造の減衰は瞬間剛性比例型が最も多く、全体の約6割を占める。その他は初期剛性比例型が

約4割であり、ほぼこの2つのタイプが適用されている。

・基礎固定時の1次振動モードに対する上部構造の減衰定数の設定値は0.02が全体の5割強と最も多く、上部構造がRC造であっても0.02として設定している事例はRC造の約半数である。0.02もしくは0.03と設定している事例が全体の97%を占めている。

(応答解析結果について)

- ・レベル2地震時応答において、免震層の最大変位は13cmから53cmまで分布している。
- ・免震層の最大地震層せん断力係数は0.06~0.26まで分布し、平均は0.11であった。
- ・上部構造最上階の地震層せん断力係数を免震層の地震層せん断力係数で除した値(応答地震層せん断力係数比 C_i/C_0)は、1.00から6.64の間に分布しており、平均値は2.42であった。応答地震層せん断力係数比 C_i/C_0 が6程度となっている事例は、上部構造がS造あるいはCFT柱といったRC造以外の構造においてであった。
- ・免震層の地震層せん断力係数が大きいほど応答地震層せん断力係数比 C_i/C_0 は小さくなり、免震層固定時の上部構造1次固有周期が長いほど応答地震層せん断力係数比 C_i/C_0 は大きくなる傾向がみられた。

2-3-2 設計例の詳細情報調査結果

(1) 調査対象と調査件数

2-3-1 では、免震建築物設計例の各調査項目に対する全体的傾向を示した。2-3-1 の調査対象はビルディングレターの性能評価シートである。これより得られる各設計例における地震層せん断力係数の情報は、免震層、最上階および最下階に対してのみであった。ここでは、設計例の詳細情報の調査結果を示す。主な調査項目としては、実設計例における地震層せん断力係数の高さ方向の分布である。

調査対象は、一般社団法人日本免震構造協会の会員企業から提供された設計事例データである。2-3-1 同様、2005 年以降の設計事例を調査対象としている。また、高さ 60m を超える建物事例は告示第 2009 号第 6 の適用範囲外であるため、調査対象には含まれていない。調査件数は 5 である。ここで示した設計例はすべて時刻歴応答解析によるものである。

(2) 調査事例

各事例のデータは、1.建物概要、2.免震部材概要、3.振動系モデル、4.レベル 2 応答結果、5.各階の質量・剛性および 6.各階の地震層せん断力係数の順に表形式にて示している。

各層の地震層せん断力係数は、地震層せん断力係数の高さ方向分布を設計用ならびに応答解析結果の両方に対して求めている。告示第 2009 号における地震層せん断力係数分布は、減衰材及びこれと同等の減衰特性を有する支承材の部分の負担せん断力に対してのみ A_i 分布 (A_i 分布算出時の固有周期は基礎固定時の上部構造 1 次固有周期を用いる) での増幅を考え、支承材および復元材といった弾性部材については上部構造へ増幅しないものとして求めている。ここでは、免震構造の応答せん断力係数分布が A_i 分布により表現可能であるかを調べるために免震層固定時の 1 次固有周期から A_i 分布を求め、実応答の分布形と A_i 分布を比較する。これは、告示第 2009 号の地震層せん断力係数分布に支承材および復元材といった弾性部材にも A_i 分布による増幅を考慮した場合に相当し、告示第 2009 号よりも地震層せん断力係数の増幅を大きく評価することとなる。

a. 例 1～e. 例 5 における各層の質量・剛性及び各層の地震層せん断力係数を示す表内で使用する記号の意味を以下に示す。

Σm_i	: 当該階と当該階より上階の質量和
α_i	: 全質量に対する Σm_i の比
K_i/K_1	: 構造物最下階剛性に対する当該層剛性の比
設計用 C_i	: 設計用地震層せん断力係数
応答 C_i	: レベル 2 地震時の最大応答地震層せん断力係数
A_i	: 昭和 55 年建設省告示第 1793 号にて示される A_i の式より算出した値

$$A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha_i} - \alpha_i) \cdot \frac{2T}{1 + 3T}$$

ただし、 T は免震層固定時の 1 次固有周期であり、 X 方向、 Y 方向の平均値。また、

免震層を基準値 1 として表記。

- A_i' : 上記の A_i と同じ分布形であるが、質量が明記されている階のうち、最下階を基準値 1 として表記した値
- 設計 C_i/C_1 : 上部構造の最下階設計用地震層せん断力係数に対する当該層の設計用地震層せん断力係数の比
- 応答 C_i/C_0 : 免震層の最大応答地震層せん断力係数に対する当該層の最大応答地震層せん断力係数の比
- 応答 C_i/C_1 : 上部構造最下階の最大応答地震層せん断力係数に対する当該層の最大応答地震層せん断力係数の比

次ページ以降に、a. 例 1 から e. 例 5 の 5 つの事例についての調査結果を示す。

a. 例1 16階建RC造免震建築物

本例は、16階建てのRC造免震建築物である。免震層は鉛プラグ入り積層ゴム、天然ゴム系積層ゴム及び弾性すべり支承からなる。弾性すべり支承の軸力負担率は全軸力に対して0.03となっており、本例におけるすべり支承は補助的に用いられていると考えられる。表2.3-4に建物概要を、表2.3-5に免震部材の概要を、表2.3-6に振動系モデルを、表2.3-7にレベル2時の応答結果をそれぞれ示す。

表2.3-8より1階から3階までは4階以上に対し質量が倍程度異なっている。4階から上の各階質量はほぼ均一である。なお免震層直上の質量は不明である。地階の剛性は地上部の剛性より15倍以上大きい。地上1階に対する最上階の剛性比は0.36である。

設計用地震層せん断力は、最下階である地階では0.098、最上階では0.377であり、最上階と最下階との比は3.85である。応答解析による地震層せん断力係数は、地階で0.093、最上階で0.340となっている。また各階において設計用地震層せん断力係数は応答解析から得られた地震層せん断力係数を少し上回る程度となっている。これより本例における設計用地震層せん断力係数は応答解析の結果に基づき設定された可能性がある。各層の応答 C_i/C_0 と A_i' （上部構造の最下階を基準階とした A_i ）を比較すると、その比は0.87~1.10となっており、本例における応答地震層せん断力係数の高さ方向分布は概ね A_i' 分布にて表現されるものとみなせる。また、応答 C_i/C_1 と A_i' との比は0.91~1.14となっており、

表 2.3-4 建物概要

地上階数	16
地下階数	1
塔屋	1
軒の高さ(m)	58.32
構造種別	RC
地盤種別	第2種

表 2.3-5 免震部材概要

積層ゴム主要外径(mm)	1200
天然ゴム系積層ゴム台数	2
鉛プラグ入り積層ゴム台数	28
高減衰積層ゴム台数	-
弾性すべり支承台数	9
剛すべり支承台数	-

表 2.3-6 振動系モデル

上部構造固有周期(s)	X 方向	1.037	Y 方向	1.044
免震層初期剛性(kN/m)	X 方向	798,568	Y 方向	798,568
摩擦係数	0.136			
すべり支承軸力分担比	0.03			
1次固有周期(s)	微小変形 X	-	微小変形 Y	-
	レベル2	4.465	レベル2	4.467
解析モデル	天然ゴム：Linear，鉛プラグ入り積層ゴム：菊地モデル 弾性すべり支承：Bi-Linear			
減衰	瞬間剛性比例型 1次固有振動数に対して0.02			

Ai' と応答地震層せん断力係数の高さ方向分布との対応は比較的良好であった。

表 2.3-7 レベル2 時応答結果

免震部材	最大相対変位(cm)	X	33.2	告示波
		Y	32.8	告示波
	最大地震層せん断力係数	X	0.088	告示波
		Y	0.089	告示波
上部構造	頂部最大絶対加速度 (cm/s)	X	343	EL CENTRO NS
		Y	354	EL CENTRO NS
	最下階の最大地震層せん断力係数	X	0.093	告示波
		Y	0.093	告示波

表 2.3-8 各階の質量・剛性

階	質量(t)	Σm_i	α_i	剛性 K_i (MN/m)	K_i/K_1
R	1,556	1,556	0.050		
16	1,625	3,181	0.102	2,018	0.013
15	1,398	4,579	0.147	5,219	0.033
14	1,448	6,027	0.194	6,384	0.041
13	1,398	7,425	0.239	7,323	0.047
12	1,448	8,873	0.285	7,930	0.051
11	1,398	10,271	0.330	8,335	0.053
10	1,457	11,728	0.377	8,797	0.056
9	1,409	13,137	0.422	9,394	0.060
8	1,460	14,597	0.469	9,691	0.062
7	1,409	16,006	0.514	10,016	0.064
6	1,480	17,486	0.562	10,349	0.066
5	1,374	18,860	0.606	9,935	0.064
4	3,886	22,746	0.731	10,954	0.070
3	2,137	24,883	0.800	6,437	0.041
2	2,807	27,690	0.890	5,727	0.037
1	3,420	31,110	1.000	5,618	0.036
B1	-	-	-	156,394	1.000

表 2.3-9 各階の地震層せん断力係数

階	設計用 C_i	応答 C_i	A_i'	設計 C_i/C_1	応答 C_i/C_0	応答 C_i/C_1	A_i'	A_i'
							応答 C_i/C_0	応答 C_i/C_1
16	0.377	0.340	3.95	3.85	3.82	3.66	1.03	1.08
15	0.323	0.300	3.02	3.30	3.37	3.23	0.89	0.94
14	0.292	0.270	2.64	2.98	3.03	2.90	0.87	0.91
13	0.265	0.240	2.39	2.70	2.70	2.58	0.88	0.92
12	0.245	0.220	2.21	2.50	2.47	2.37	0.89	0.93
11	0.227	0.205	2.06	2.32	2.30	2.20	0.89	0.93
10	0.211	0.200	1.94	2.15	2.25	2.15	0.86	0.90
9	0.197	0.180	1.83	2.01	2.02	1.94	0.91	0.95
8	0.184	0.170	1.74	1.88	1.91	1.83	0.91	0.95
7	0.171	0.160	1.66	1.74	1.80	1.72	0.92	0.97
6	0.161	0.150	1.59	1.64	1.69	1.61	0.94	0.98
5	0.153	0.135	1.51	1.56	1.52	1.45	1.00	1.04
4	0.146	0.120	1.45	1.49	1.35	1.29	1.08	1.13
3	0.125	0.105	1.29	1.28	1.18	1.13	1.10	1.14
2	0.117	0.100	1.21	1.19	1.12	1.08	1.08	1.13
1	0.107	0.098	1.11	1.09	1.10	1.05	1.01	1.06
B1	0.098	0.093	1.00	1.00	1.04	1.00	0.96	1.00
免	-	0.089	-	-	1.00	-		

b. 例2 3階建RC造免震建築物

本例は、3層のRC造免震建築物である。上部構造の1次固有周期は0.2秒程度と短い。免震層は鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承およびオイルダンパーからなる。表2.3-10に建物概要を、表2.3-11に免震部材の概要を、表2.3-12に振動系モデルを、表2.3-13にレベル2時の応答結果をそれぞれ示す。検討地震動に対する免震層最大変位は34cm、免震層の最大応答せん断力係数は0.18となっている。表2.3-14より質量は各階でほぼ均一とみなせる。ただし、免震層直上の質量と各階の剛性は不明である。各階の地震層せん断力係数を表2.3-15に示す。応答 C_i/C_0 において1.0~1.1となっており、上部の地震層せん断力係数の増幅はほとんどみられず、上部はほぼ剛体的に挙動しているものと考えられる。

設計用 C_i/C_1 は1.00~1.35であり、 A_i と近い値となっている。本例では設計用地震層せん断力係数を A_i 分布として設定した可能性がある。 A_i は2層目および3層目ともに応答 C_i/C_0 を上回っている。

表 2.3-10 建物概要

地上階数	3
地下階数	0
塔屋	1
軒の高さ(m)	15.7
構造種別	RC
地盤種別	第1種

表 2.3-11 免震部材概要

積層ゴム主要外径(mm)	1200
天然ゴム系積層ゴム台数	-
鉛プラグ入り積層ゴム台数	8
高減衰積層ゴム台数	-
弾性すべり支承台数	12
剛すべり支承台数	-
オイルダンパー台数	4

表 2.3-12 振動系モデル

上部構造固有周期(s)	X方向	0.171	Y方向	0.200
免震層初期剛性(kN/m)	X方向	495,944	Y方向	495,944
摩擦係数	0.015			
すべり支承軸力分担比	0.71			
1次固有周期(s)	微小変形 X		微小変形 Y	
	レベル2	3.769	レベル2	3.769
解析モデル	鉛プラグ入り積層ゴム：菊地モデル 弾性すべり支承：Bi-Linear オイルダンパー：Bi-Linear ($c_i=2500\text{kNs/m}$, $V_y=0.32\text{m/s}$)			
減衰	瞬間剛性比例型 1次固有振動数に対して0.02			

表 2.3-13 レベル2 時応答結果

免震部材	最大相対変位(cm)	X	34.6	サイト波
		Y	34.8	サイト波
	最大地震層せん断力係数	X	0.18	サイト波
		Y	0.18	サイト波
上部構造	頂部最大絶対加速度 (cm/s)	X	201	El Centro NS
		Y	232	El Centro NS
	最下階の最大地震層せん断力係数	X	0.182	サイト波
		Y	0.182	サイト波

表 2.3-14 各階の質量

階	質量(t)	Σm_i	α_i
R	1,565	1,565	0.354
3	1,349	2,913	0.659
2	1,506	4,420	1.000
1	-	-	-

表 2.3-15 各階の地震層せん断力係数

階	設計用 C_i	応答 C_i	A_i'	設計 C_i/C_1	応答 C_i/C_0	応答 C_i/C_1	$\frac{A_i'}{\text{応答 } C_i/C_0}$	$\frac{A_i'}{\text{応答 } C_i/C_1}$
3	0.270	0.200	1.31	1.35	1.099	1.099	1.19	1.19
2	0.240	0.182	1.13	1.20	1.000	1.000	1.13	1.13
1	0.200	0.182	1.00	1.00	1.000	1.000	1.00	1.00
免	0.200	0.182	-	-	1.000	-		

c. 例4 16階建RC造免震建築物（第1種地盤）

本例は、第1種地盤に立地するRC造16階建ての免震建築物である。免震層は鉛プラグ入り積層ゴムと弾性すべり支承からなる。表2.3-16に建物概要を、表2.3-17に免震部材の概要を、表2.3-18に振動系モデルをそれぞれ示す。弾性すべり支承の軸力負担率は、全体に対して35%を占める。表2.3-19にレベル2時の応答結果を示す。表2.3-20に各階の質量および剛性を示す。免震層直上の質量を除けば、各階とも均一な質量分布となっている。剛性分布は、最下階の剛性を1とすれば0.12~1.35である。

表2.3-21に示す各階の地震層せん断力係数より応答 C_i/C_1 は1.0~4.22となっている。 A_i' は1.0~2.95である。各階において A_i' と応答 C_i/C_1 を比較すると0.59~1.0となり、本例では A_i' 分布の方が実応答の地震層せん断力係数分布よりも小さめの値となった。

表 2.3-16 建物概要

地上階数	16
地下階数	-
塔屋	1
軒の高さ(m)	47.80
構造種別	RC
地盤種別	第1種

表 2.3-17 免震部材概要

積層ゴム主要外径(mm)	900
天然ゴム系積層ゴム台数	-
鉛プラグ入り積層ゴム台数	9
高減衰積層ゴム台数	-
弾性すべり支承台数	5
剛すべり支承台数	-

表 2.3-18 振動系モデル

上部構造固有周期(s)	X 方向	0.848	Y 方向	1.216
免震層初期剛性(kN/m)	X 方向	211,952	Y 方向	211,952
摩擦係数	0.01			
すべり支承の軸力分担比	0.35			
1次固有周期(s)	微小変形 X	-	微小変形 Y	-
	レベル2	4.00	レベル2	4.07
解析モデル	鉛プラグ入り積層ゴム：修正HDモデル 弾性滑り支承：Bi-Linear			
減衰	瞬間剛性比例型 1次固有振動数に対して0.03			

表 2.3-19 レベル2 時応答結果

免震部材	最大相対変位(cm)	X	38.5	告示波
		Y	34.2	告示波
	最大地震層せん断力係数	X	0.081	告示波
		Y	0.080	告示波
上部構造	頂部最大絶対加速度 (cm/s)	X	282	El CentroNS
		Y	177	Hachinohe NS
	最下階の 最大地震層せん断力係数	X	0.081	告示波
		Y	0.083	告示波

表 2.3-20 各階の質量・剛性

階	質量(t)	Σm_i	α_i	剛性 K_i (kN/m)	K_i/K_1
R	655	655	0.065		
16	618	1273	0.126	702000	0.122
15	618	1891	0.187	1080600	0.188
14	618	2509	0.248	1398400	0.243
13	618	3128	0.310	1691000	0.294
12	618	3746	0.371	1964800	0.342
11	618	4364	0.432	2234100	0.389
10	618	4982	0.493	2519300	0.438
9	618	5601	0.554	2809200	0.489
8	618	6219	0.616	3133000	0.545
7	618	6837	0.677	3519700	0.612
6	622	7459	0.738	3954800	0.688
5	624	8083	0.800	4512700	0.785
4	630	8714	0.863	5190700	0.903
3	633	9346	0.925	6236900	1.085
2	756	10102	1.000	7752700	1.349
1	1934	12036	1.191	5748700	1.000

表 2.3-21 各階の地震層せん断力係数

階	応答 C_i	A_i'	応答 C_i/C_0	応答 C_i/C_1	A_i' ―― 応答 C_i/C_1
16	0.343	2.947	4.217	4.218	0.70
15	0.315	2.356	3.871	3.871	0.61
14	0.286	2.070	3.514	3.515	0.59
13	0.258	1.886	3.173	3.173	0.59
12	0.233	1.750	2.859	2.859	0.61
11	0.209	1.641	2.573	2.574	0.64
10	0.188	1.549	2.313	2.314	0.67
9	0.169	1.469	2.074	2.074	0.71
8	0.150	1.397	1.850	1.850	0.76
7	0.133	1.332	1.639	1.640	0.81
6	0.120	1.271	1.472	1.473	0.86
5	0.111	1.214	1.362	1.362	0.89
4	0.102	1.160	1.259	1.259	0.92
3	0.095	1.108	1.162	1.163	0.95
2	0.087	1.058	1.074	1.074	0.99
1	0.081	1.000	1.000	1.000	1.00
免	0.081	0.861	1.000	1.000	0.86

d. 例4 6階建RC造免震建築物

本例は、6階RC造免震建築物である。免震層は鉛プラグ入り積層ゴムと弾性すべり支承から構成されている。上部構造の1次固有周期は0.3秒程度である。表2.3-22に建物概要を、表2.3-23に免震部材の概要を、表2.3-24に振動系モデルを、表2.3-25にレベル2時応答結果を、表2.3-26に各階の剛性および質量をそれぞれ示す。表2.3-27より応答地震層せん断力係数は頂部においても0.168となっている。応答 C_i/C_0 は0.99~1.46の間に分布し、上階への地震層せん断力係数の増加は比較的小さい。 A_i を応答 C_i/C_0 にて除した値は1.0から1.37であり、 A_i は実応答の増幅よりも大きめの値となっている。

表 2.3-22 建物概要

地上階数	6
地下階数	1
塔屋	-
軒の高さ(m)	19.97
構造種別	RC

表 2.3-23 免震部材概要

積層ゴム主要外径(mm)	800
天然ゴム系積層ゴム台数	-
鉛プラグ入り積層ゴム台数	32
高減衰積層ゴム台数	-
弾性すべり支承台数	10

表 2.3-24 振動系モデル

上部構造固有周期(s)	X 方向	0.308	Y 方向	0.212
免震層初期剛性(kN/m)	X 方向	424,000	Y 方向	424,000
摩擦係数	0.015			
すべり支承の軸力分担比	0.294			
1次固有周期(s)	微小変形 X	-	微小変形 Y	-
	レベル2	3.140	レベル2	3.134
解析モデル	鉛プラグ入り積層ゴム：修正HDモデル 弾性滑り支承：Bi-Linear ：			
減衰	瞬間剛性比例型 1次固有振動数に対して0.03			

表 2.3-25 レベル 2 時応答結果

免震部材	最大相対変位(cm)	X	29.1	告示波
		Y	29.1	告示波
	最大地震層せん断力 係数	X	0.115	告示波
		Y	0.134	告示波
上部構造	頂部最大絶対加速度 (cm/s)	X	203	告示波
		Y	134	告示波
	最下階の最大地震 層せん断力係数	X	0.114	
		Y	0.139	

表 2.3-26 各階の質量・剛性

階	質量(t)	Σm_i	α_i	剛性 Ki(kN/m)	Ki/K ₀
R	1,251	1,251	0.081	3279000	0.114
6	1,754	3,005	0.194	5395000	0.188
5	2,063	5,068	0.327	8472000	0.294
4	2,377	7,445	0.481	11400000	0.396
3	2,282	9,727	0.628	14310000	0.497
2	2,340	12,067	0.779	28770000	1.000
1	3,417	15,484	1.000		

表 2.3-27 各階の地震層せん断力係数

階	設計用 C _i	応答 C _i	A _i	設計 C _i /C ₁	応答 C _i /C ₀	応答 C _i /C ₁	$\frac{A_i}{\text{応答 } C_i/C_0}$
6	0.270	0.168	2.004	2.077	1.461	1.473	1.37
5	0.213	0.141	1.606	1.638	1.224	1.234	1.31
4	0.182	0.126	1.415	1.400	1.100	1.109	1.29
3	0.161	0.114	1.281	1.238	0.994	1.003	1.29
2	0.144	0.114	1.185	1.108	0.988	0.997	1.20
1	0.130	0.114	1.103	1.000	0.991	1.000	1.11
免		0.115	1.000		1.000		1.00

e. 例5 14階建RC造免震建築物

本例は、地上14階地下2階のSRC造建物である。免震層は鉛プラグ入り積層ゴムのみからなる。基礎固定時の上部構造1次固有周期は2秒である。表2.3-28に建物概要を、表2.3-29に免震部材の概要を、表2.3-30に振動系モデルを、表2.3-31にレベル2時応答結果を、表2.3-32に各階の剛性および質量をそれぞれ示す。免震層の最大変位は約28cm、最大せん断力係数は0.105である。設計 C_i/C_1 は1.0から2.70となっており、 A_i' の値と各層で同様な数値となっていることから、設計用地震層せん断力係数は A_i' 分布により設定した可能性がある。また応答 C_i/C_1 と A_i の比は0.97から1.09となっており、 A_i' 分布と実応答の地震層せん断力係数の分布がよく対応している。

表 2.3-28 建物概要

地上階数	14
地下階数	2
塔屋	1
軒の高さ(m)	57.95
構造種別	SRC
地盤種別	第2種

表 2.3-29 免震部材概要

積層ゴム主要外径(mm)	1000
天然ゴム系積層ゴム台数	-
鉛プラグ入り積層ゴム台数	22
高減衰積層ゴム台数	-
弾性すべり支承台数	-
剛すべり支承台数	-

表 2.3-30 振動系モデル

上部構造固有周期(s)	X方向	1.96	Y方向	2.03
免震層初期剛性(kN/m)	X方向	465,940	Y方向	465,940
摩擦係数	-			
すべり支承の軸力分担比	-			
1次固有周期(s)	微小変形 X	2.64	微小変形 Y	2.70
	レベル2	3.66	レベル2	3.70
解析モデル	鉛プラグ入り積層ゴム：修正HDモデル ： ：			
減衰	瞬間剛性比例型 1次固有振動数に対して0.02			

表 2.3-31 レベル 2 時応答結果

免震部材	最大相対変位(cm)	X	27.7	告示波
		Y	26.0	告示波
	最大地震層せん断力係数	X	0.105	告示波
		Y	0.105	告示波
上部構造	頂部最大絶対加速度 (cm/s)	X	295	El Centro NS
		Y	331	Taft EW
	最下階の最大地震 層せん断力係数	X	0.105	告示波
		Y	0.105	告示波

表 2.3-32 各階の質量・剛性

階	質量(t)	Σm_i	α_i	剛性 K_i (kN/m)	K_i/K_0
R	1,317	1,317	0.098	281357	0.015
14	732	2,049	0.153	471790	0.026
13	698	2,747	0.205	497187	0.027
12	700	3,447	0.257	521661	0.028
11	702	4,149	0.309	531835	0.029
10	706	4,854	0.362	553427	0.030
9	707	5,562	0.415	572312	0.031
8	714	6,276	0.468	620490	0.034
7	718	6,994	0.522	641513	0.035
6	721	7,714	0.575	662964	0.036
5	724	8,438	0.629	713596	0.039
4	727	9,165	0.684	745562	0.040
3	793	9,959	0.743	788898	0.043
2	1,200	11,159	0.832	1181996	0.064
1	2,250	13,408	1.000	18481434	1.000
B1	1,693	15,101			

表 2.3-33 各階の地震層せん断力係数

階	設計用	応答	Ai'	設計	応答	応答	Ai'
	Ci	Ci		Ci/C ₁	Ci/C ₀	Ci/C ₁	応答 Ci/Ci
14	0.324	0.241	2.77	2.700	2.295	2.654	1.04
13	0.279	0.217	2.37	2.325	2.066	2.389	0.99
12	0.252	0.195	2.15	2.100	1.861	2.152	1.00
11	0.233	0.175	1.98	1.942	1.670	1.932	1.02
10	0.218	0.158	1.85	1.817	1.502	1.737	1.07
9	0.206	0.145	1.74	1.717	1.379	1.594	1.09
8	0.195	0.143	1.65	1.625	1.361	1.574	1.05
7	0.185	0.140	1.57	1.542	1.335	1.544	1.02
6	0.177	0.136	1.49	1.475	1.297	1.500	1.00
5	0.169	0.132	1.42	1.408	1.253	1.449	0.98
4	0.161	0.127	1.36	1.342	1.208	1.397	0.97
3	0.154	0.122	1.30	1.283	1.159	1.340	0.97
2	0.147	0.116	1.24	1.225	1.103	1.275	0.97
1	0.137	0.106	1.15	1.142	1.014	1.172	0.98
B1	0.120	0.091	1.00	1.000	0.865	1.000	1.00
免	-	0.105			1.000		

(3) まとめ

性能評価シートよりも詳細な情報を含む 5 例の設計事例から、特に各階の地震層せん断力係数に関する分析を実施した。設計用地震層せん断力係数は、応答解析に基づいて設定されているものもあれば、Ai 分布として地震層せん断力係数の高さ方向分布を設定していると思なされる事例もみられた。応答結果における地震層せん断力係数の高さ方向分布と Ai 分布との比較を実施し、6 階以下の比較的低層の建物では、Ai 分布は実際の応答よりも同等もしくはやや大きめの評価となった。また 14 階以上の高層建物では、Ai 分布は実際の応答よりも同等もしくはやや過小評価となる傾向がみられた。ここで求めた Ai 分布は告示第 2009 号による分布よりも大きく評価されるため、上部構造が高層の場合、告示第 2009 号による地震層せん断力係数分布は実応答に対して過小評価となることが考えられる。

2-3-3 免震部材種別による水平特性の変動に関する調査結果

免震建築物の応答値を求めるにあたっては、各種免震部材の基準値に対する特性変動を考慮する必要があり、告示第 2009 号においてもこれを考慮することとなっている。

各免震部材の特性変動要因は、

- ①製造ばらつき
- ②環境温度
- ③経年劣化
- ④面圧、速度依存（すべり支承のみ考慮）

などである。よって、ここでは種々の免震部材からなる免震層の復元力特性における変動幅の整理を実施した。この調査結果は、免震部材の各製造会社発行の技術資料³⁾および国土交通大臣の認定を受けた免震部材について告示第 1446 号で要求する性能（基準値）を掲載した一般社団法人日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-⁴⁾に基づいている。詳細は付録 1 にて別掲する。なお転がり系支承については摩擦係数が小さいことから、本検討では検討対象外としている。文献 4)は発刊後 8 年が経過しており、現状の特性変動の基準値は、製造実績等の反映から文献 4)の値から変化している可能性がある。よってここで示す特性変動値は、目安としての参考資料の位置づけであることを付記する。免震部材構成別の力学特性変動幅の目安値を表 2.3-34～36 に示す。本検討より以下のことがわかった。

- a. 層全体の 2 次剛性のばらつき幅は、積層ゴムの剛性のばらつきに等しくなる。弾塑性ダンパーを用いる場合は、弾塑性ダンパーの 2 次剛性のばらつきは 0 と評価されているために、免震層全体の 2 次剛性のばらつき幅はさらに小さくなる。ばらつき幅は±30%以内となる。ただし、HDR は等価剛性で評価されており、そのばらつき幅は+50%～-30%となっている。
- b. 減衰機構を有する免震装置の切片荷重および摩擦係数の基準値に対するばらつき幅の比率は、弾塑性系ダンパー<LRB<すべり系支承の順に大きくなっている。これらの装置が組み合わさる場合には、水平力の負担比率により層全体の切片荷重のばらつき幅が変化する。ビルディングレターの性能評価シートに示された上記装置を組み合わせた例において免震層全体の切片荷重のばらつき幅は±40%程度であった。

以上のばらつき幅は 3 章の層せん断力の設定に用いた免震層のパラメータに対して影響の大きな値となっており、設計用地震層せん断力の設定においては、パラメータ変動を別途考慮する必要がある。

表 2.3-34 免震層復元力特性値のばらつき幅（積層ゴムのみ）

特性		・LRB のみ ・NR+LRB	・HDR のみ*
2次剛性	＋側	0.26～0.31	—
	－側	-0.15～-0.30	—
切片荷重	＋側	0.33～0.44	—
	－側	-0.27～-0.31	—
等価水平剛性	＋側	—	0.37～0.51
	－側	—	-0.12～-0.27
等価減衰定数	剛性＋側	—	-0.06～-0.16
	剛性－側	—	-0.01～+0.12

* 等価水平剛性と等価減衰定数のばらつきは独立に変化しないため、等価水平剛性の変化率の最大・最小を示し、それに対応する等価減衰定数の変化率を示した。

表 2.3-35 免震層復元力特性値のばらつき幅（積層ゴム+すべり）

特性		・NR+すべり	・LRB+すべり ・NR+LRB+すべり
2次剛性	＋側	0.21～0.30	0.26～0.31
	－側	-0.12～-0.20	-0.15～-0.30
切片荷重	＋側	0.60～1.17（低摩擦） 0.46～0.70（高摩擦）	負担力割合による 検討例:0.41
	－側	-0.65～-0.89（低摩擦） -0.58～-0.85（高摩擦）	負担力割合による。 検討例:-0.37

表 2.3-36 免震層復元力特性値のばらつき幅（弾塑性ダンパーを有する場合）

特性		・NR+ 弾塑性系ダンパー	・NR+LRB+ 弾塑性系ダンパー	・積層ゴム+ すべり支承+ 弾塑性系ダンパー
2次剛性	＋側	～0.31	0.26～0.31	0.26～0.31
	－側	～-0.30	-0.15～-0.30	-0.15～-0.30
切片荷重	＋側	0.20 程度	～0.44	負担力割合による 検討例:0.37
	－側	-0.13～-0.17	～-0.31	負担力割合による 検討例:-0.32

第3章 免震建築物の地震応答特性の検討

3-1 目的と検討方法

(1) 目的

告示 2009 号第 6 は、免震建築物の構造計算を規定している。条件によっては、告示 2009 号第 6 により算出した設計用地震層せん断力係数は、時刻歴応答解析結果から求めた最大層せん断力係数との間に乖離が見られることも指摘されている。

ここでは、2-3 節での免震建築物実情調査結果を踏まえ、上部構造および免震部材の解析モデルとその諸元・パラメータを設定し、地震応答解析を実施する。この結果と告示 2009 号第 6 による計算結果を比較することにより、入力地震動特性と対応する上部構造の設計用地震層せん断力係数算出法の検討を行う。

(2) 検討方法

免震建築物の設計用地震層せん断力係数の提案を行うために、まず建物の振動モデルを設定して地震応答解析を行い、現行法の告示 2009 号による方法との比較を行う。さらにこの結果を分析して、層せん断力係数の合理的設定法の提案につなげる。また、建物全体としての転倒モーメントについても検討する。

検討用の振動モデルとしては、高さ 60m までの免震建築物の諸特性をほぼカバーできるように上部構造として 7 階建てと 14 階建ての 2 種類を基本モデルとして設定し、それぞれ剛性のパラメータを 3 種類設定する。免震層の特性はバイリニア型の復元力特性を有するものとし、この特性値パラメータを変えたモデルを設定する。いずれも建物各層の質量を集約化した質点をせん断型ばねでつないだ形のモデルとする。検討用の入力地震動は、平成 12 年建設省告示第 1461 号（以下、1461 号）により規定されたスペクトル特性を有する地震動（第四号イに示す「極めて稀に発生する地震動」の解放工学的基盤における減衰定数 5%の加速度応答スペクトルに適合し、かつ表層地盤の増幅特性を考慮して作成された模擬地震動）として複数設定する。

上記モデルでの応答解析結果を基に、解析パラメータと応答値との対応関係を分析する。また、免震層に粘性減衰が加わった場合の応答解析も実施し、粘性減衰の影響も考察する。

これに加えて、建物モデルとして 3 層、5 層、20 層のモデル、および入力地震動として実観測波も加えて条件の幅を広げ、告示 1461 号の地震動における地震応答解析結果の比較を行う。

さらに、建物全体としての転倒モーメントの最大値について、各層の最大層せん断力から算出した転倒モーメントと比較考察する。

3-2 解析パラメータの設定

(1) 解析モデル

ここでは、免震建築物の解析モデルを作成する。上部構造には7層と14層のモデルを検討用の基本モデルとして設定した。上部構造7層モデルを例にして、概要を図3.2-1に示す。各階の階高は3.5mとし、基礎固定時の周期は $T_0=\eta H$ ($H(=3.5\text{m}\times\text{階数})$ は建物高さ、 $\eta=0.02, 0.03, 0.04$)となるように各層の剛性を設定した。なお、各層の質量は一定とし、剛性分布は最上層で0.4、最下層で1.0となる台形分布を仮定した。また、基礎固定時の1次固有周期に対して、減衰定数 $h=0.02$ (または、 $h=0.03$)となる粘性減衰を剛性比例型で設定した。免震層には、図3.2-2に示す線形弾性要素と完全弾塑性要素を並列に設定し、質量は上部構造の各階と同一とした。線形弾性要素については、上部構造剛体時の弾性接線周期が T_2 となるように剛性 k_0 を設定した。また、完全弾塑性要素については、降伏せん断力係数 $\alpha_y=F_y/W$ (F_y :降伏せん断力、 W :地上部建物総重量)を4ケース(0.03、0.05、0.07、0.10)設定した。なお、各降伏せん断力係数に対して、それぞれ降伏変位 d_c を0.1cm、1cm、3cmの3ケース設定している。

作成した解析モデルのパラメータをまとめて表3.2-1に示す。各パラメータの組み合わせにより、作成した解析モデルは $2\times 3\times 2\times 3\times 4\times 3=432$ ケースである。

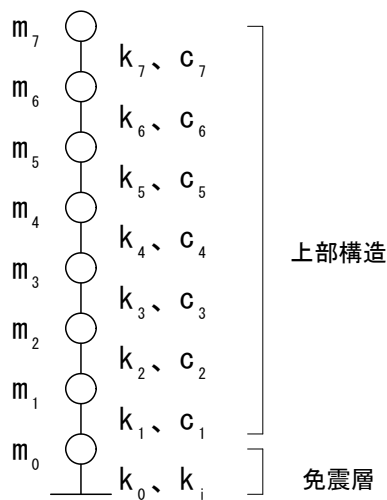


図3.2-1 解析モデルの概要 (上部構造7層モデルの例)

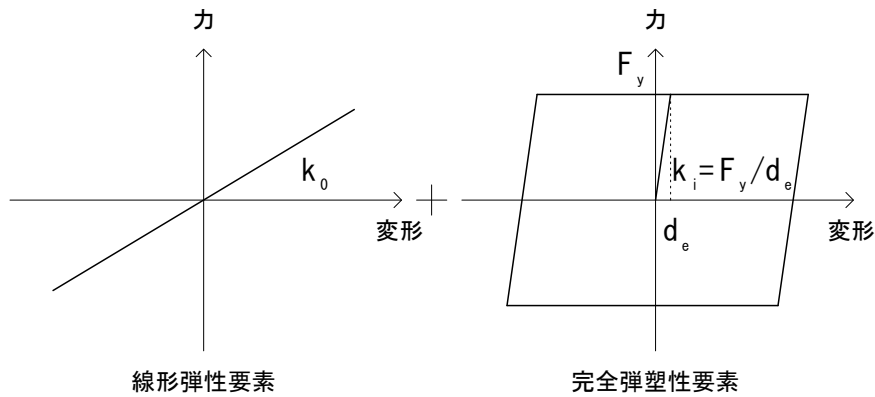


図 3.2-2 免震層の復元力モデル

表 3.2-1 解析パラメーター一覧

上部構造に関するパラメータ	
上部構造の階数 n	7層、14層 の2ケース
基礎固定時の上部構造の1次固有周期 $T_0 = \eta H$ (H : 建物高さ)	$\eta = 0.02, 0.03, 0.04$ の3ケース
基礎固定時の上部構造の1次モード減衰定数 h	2%、3% の2ケース
免震層に関するパラメータ	
線形弾性要素	
上部構造剛体時の弾性接線周期 T_2	2.5秒、4.0秒、6.0秒 の3ケース
完全弾塑性要素	
降伏せん断力係数 $\alpha_y = F_y / W$ (F_y : 降伏せん断力、 W : 地上部建物総重量)	$\alpha_y = 0.03, 0.05, 0.70, 0.10$ の4ケース
降伏変位 d_e	0.1cm、1cm、3cm の3ケース

(2) 入力地震動

入力地震動は、告示 1461 号で設定された解放工学的基盤での地震動に表層地盤の増幅特性を考慮して作成された模擬地震動とした。表層地盤の増幅特性は、限界耐力計算にて算出する表層地盤による加速度の増幅率 G_s として算出する。地震動の作成方法は正弦波合成法であり、目標とするスペクトルは上述の解放工学的基盤の加速度応答スペクトルに G_s を乗じた加速度応答スペクトルである。

表層地盤の増幅特性 G_s は以下の 3 ケースとした。

- ①：周期によらず $G_s=1.23$ 一定
- ②：第 2 種地盤の実地盤の PS 検層結果から算出した G_s
- ③：②と異なる第 2 種地盤の実地盤の PS 検層結果から算出した G_s

上記②及び③の表層地盤モデルと G_s の計算結果を表 3.2-2 に示す。上記②および③の表層地盤に対する G_s の算出は、平成 12 年建設省告示第 1457 号（以下、告示 1457 号）第 10 第 2 項（平成 19 年の改正版）に則る。上記告示 1457 号に基づく手法では、表層地盤のせん断ひずみを求める必要がある。ここでは表に示す物性値より多層表層地盤を多質点系に置換し、1 次モード分布から各層のせん断ひずみを求め、せん断ひずみによる剛性及び減衰定数の変化を質点系モデルへ反映し、1 次固有周期が収斂するまで繰り返すことにより算出している。地盤のせん断ひずみに対する非線形特性は、HD モデルで表せることとし、HD モデルのパラメータを規定する $\gamma_{0.5}$ ($G/Go=0.5$ でのせん断ひずみ) と最大減衰定数 h_{max} は東京、神奈川、大阪エリアを総合した全試験結果にもとづいた値⁹⁾を採用している。また各ケースとも G_s の最小値は平成 19 年の告示 1457 号に準じ 1.23 としており、地盤①のケースにおける G_s の一定値 1.23 はこれに基づくものである。

各表層地盤の G_s を図 3.2-3 に示す。表層地盤②の G_s は 0.5 秒にピークを有し、表層地盤③の G_s は 1.2 秒にピークを有する。②および③の表層地盤は、いずれも第 2 種地盤であるが、②は比較的短周期側、③は比較的長周期側に卓越周期を有する地盤である。

上記の 3 種類の表層地盤に対して得られる目標加速度応答スペクトルに対して、それぞれ入力地震動を作成した。目標加速度応答スペクトル G_sSa を図 3.2-4 に示す。それぞれのスペクトルに対して 3 波作成し、得られた波形は計 9 波である。波形作成におけるフィッティングの周期範囲は 0.02~10 秒とし、継続時間は 120 秒、位相特性は一様乱数、包絡特性は「日本建築センター指針（案）レベル 2 120 秒」に依った。

作成した入力地震動の加速度応答スペクトルおよび加速度時刻歴波形を図 3.2-5~図 3.2-7 に示す。また入力地震動の加速度、速度、変位の最大値を表 3.2-3 に示す。

表 3.2-2 PS 検層結果に基づいた地盤モデルと Gs 算出結果

(a) 地盤例②の場合

表層地盤					工学的基盤		
層i	層厚 [m]	土質	湿潤密度 ρ [t/m ³]	S波速度 V_s [m/s]	ρ	V_s	ポアソン比
1	6.5	砂質土	1.65	160	1.9	420	0.469
2	5.5	粘性土	1.65	160			
3	3.65	粘性土	1.7	250			
4	5	砂質土	1.8	340			

卓越周期T1,T2		増幅率Gs1,Gs2	
	損傷	安全	
T1	0.409	0.510	[sec]
T2	0.136	0.170	[sec]
Gs1	1.972	1.908	
Gs2	1.506	1.131	

(b) 地盤例③の場合

表層地盤					工学的基盤		
層i	層厚 [m]	土質	湿潤密度 ρ [t/m ³]	S波速度 V_s [m/s]	ρ	V_s	ポアソン比
1	1.6	粘性土	1.8	130	1.9	550	0.447
2	1.1	砂質土	1.6	130			
3	1.9	粘性土	1.8	160			
4	8.4	砂質土	1.6	120			
5	1	粘性土	1.8	120			
6	8.8	砂質土	1.6	135			

卓越周期T1,T2		増幅率Gs1,Gs2	
	損傷	安全	
T1	0.954	1.211	[sec]
T2	0.318	0.404	[sec]
Gs1	2.916	2.449	
Gs2	1.372	1.011	

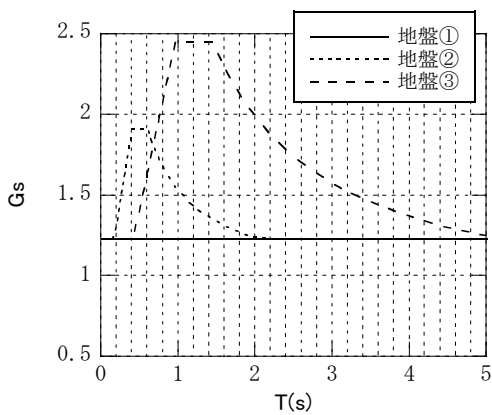


図 3.2-3 表層地盤の増幅率 Gs

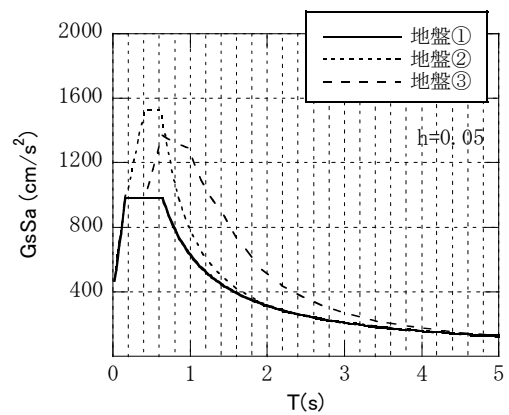
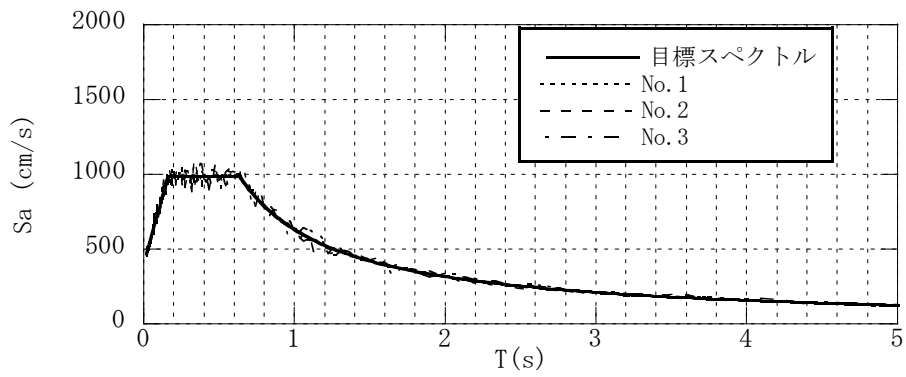
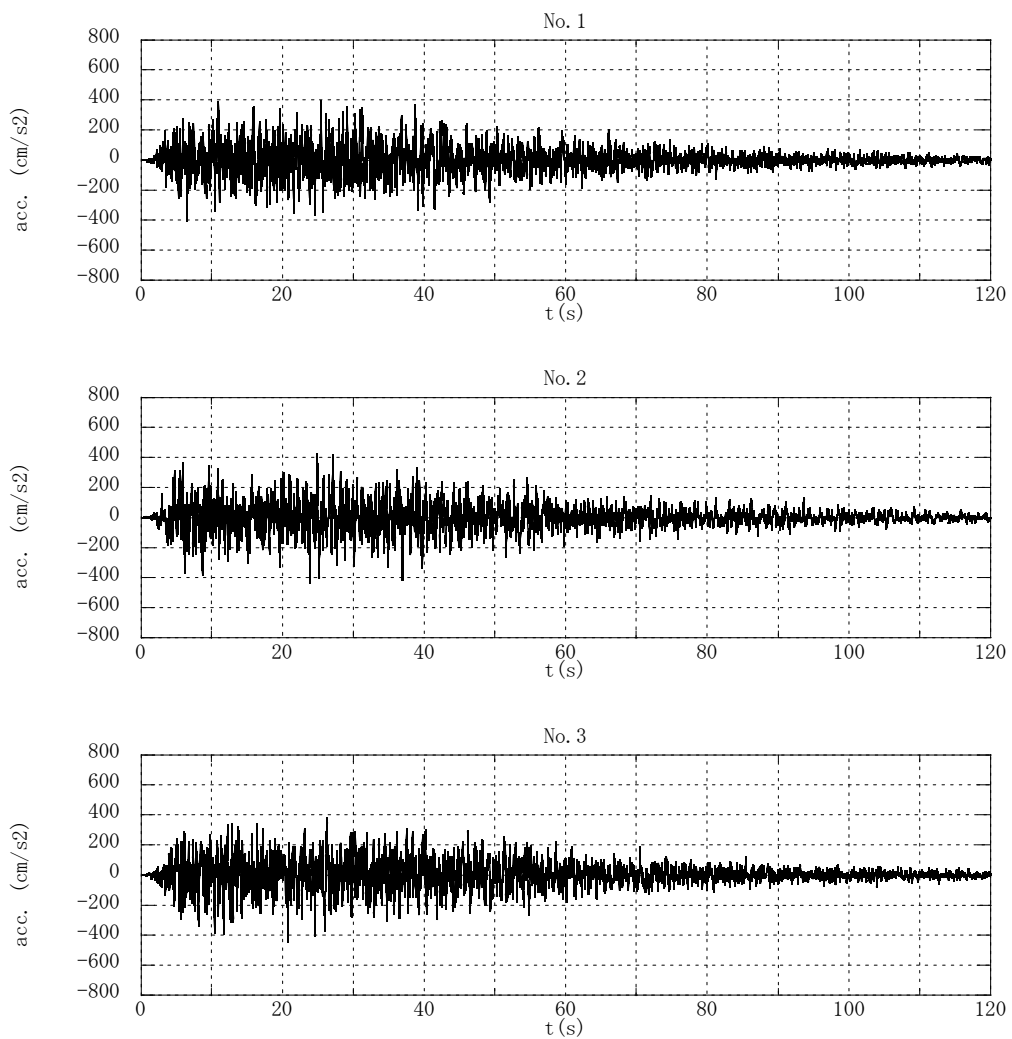


図 3.2-4 目標加速度応答スペクトル GsSa

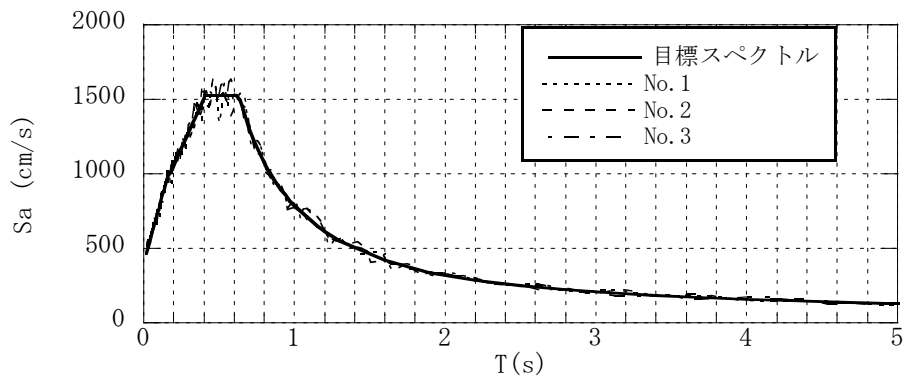


(a) 加速度応答スペクトル($h=0.05$)

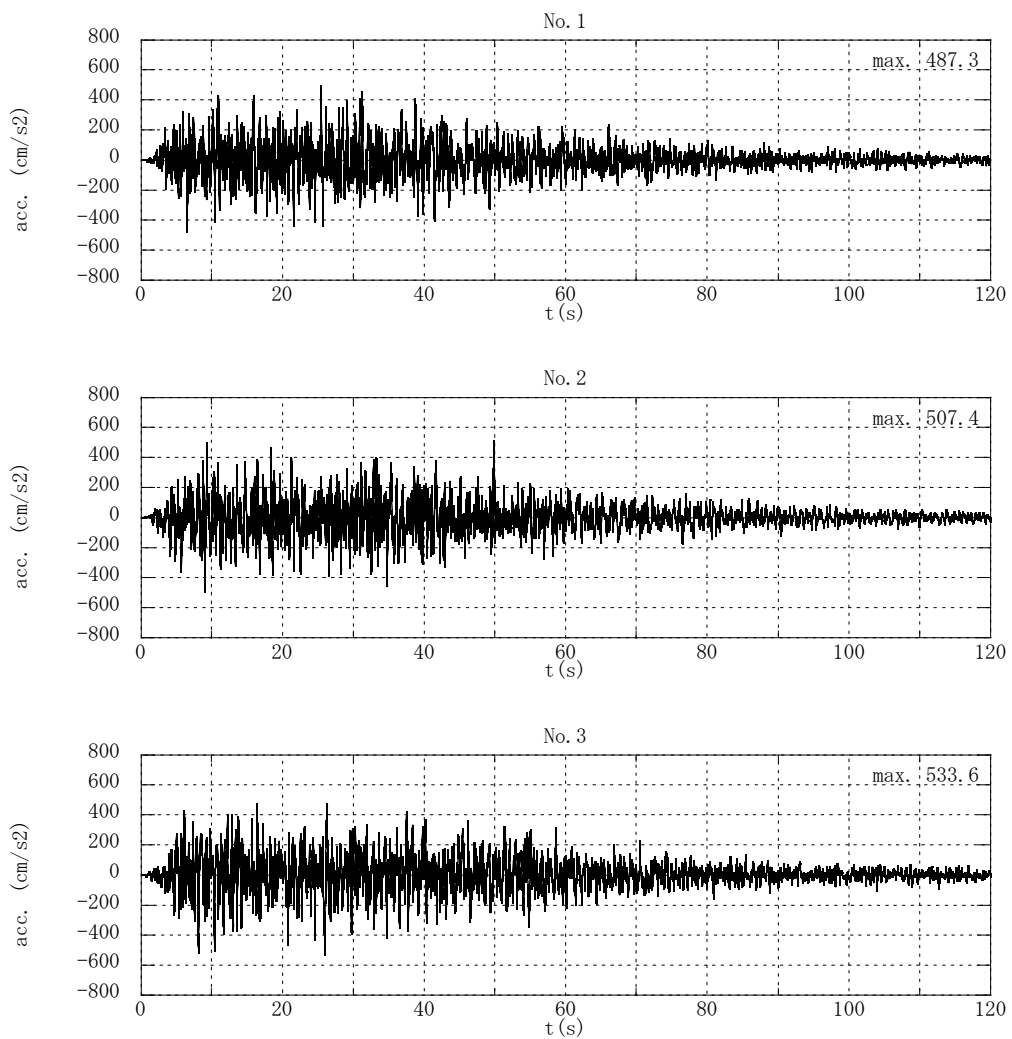


(b) 加速度時刻歴波形

図 3.2-5 地盤① ($G_s=1.23$ 一定) の特性を基に作成した模擬地震動

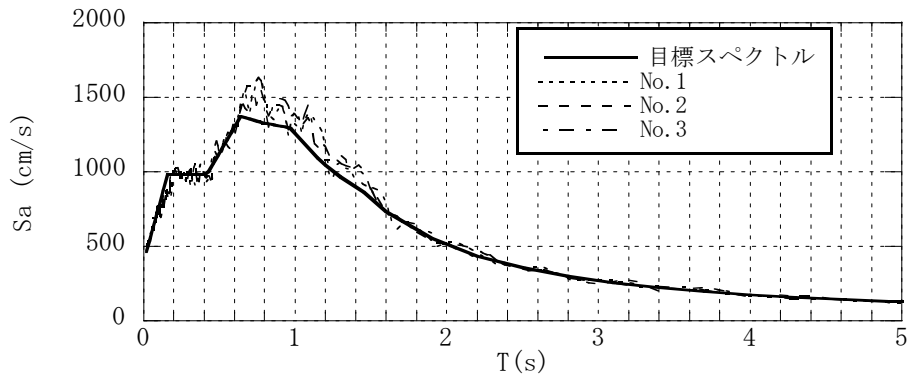


(a) 加速度応答スペクトル($h=0.05$)

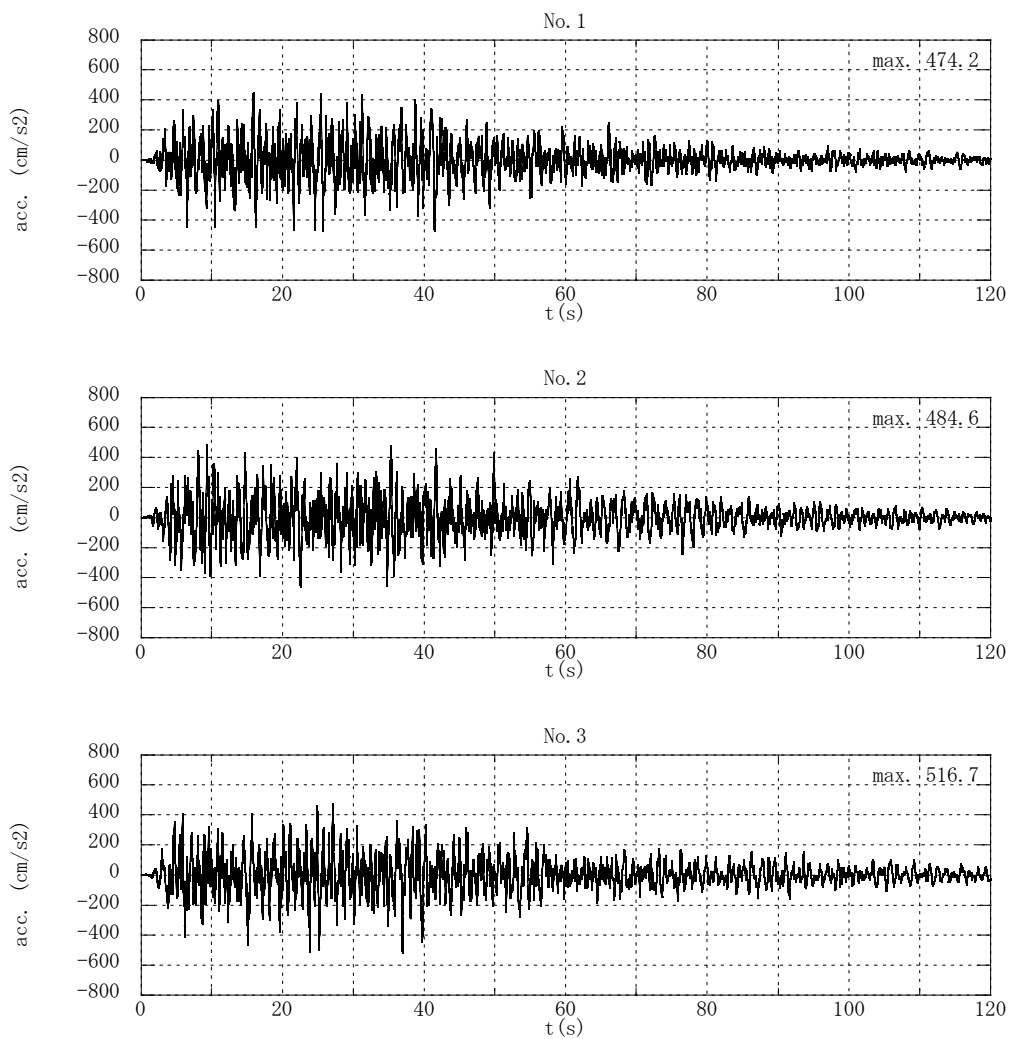


(b) 加速度時刻歴波形

図 3.2-6 地盤② (2種地盤卓越周期(短)) の特性を基に作成した模擬地震動



(a) 加速度応答スペクトル($h=0.05$)



(b) 加速度時刻歴波形

図 3.2-7 地盤③ (2種地盤卓越周期:長) の特性を基に作成した模擬地震動

表 3.2-3 入力地震動の最大値

表層地盤	波形 No.	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)
地盤① (Gs=1.23)	1	403.8	49.8	37.5
	2	440.7	60.6	33.8
	3	443.5	54.5	34.3
地盤② (第2種地盤 卓越周期(短))	1	487.3	59.3	38.6
	2	507.4	65.4	26.0
	3	533.6	68.3	35.1
地盤③ (第2種地盤 卓越周期(長))	1	474.2	73.5	39.8
	2	484.6	82.1	28.1
	3	516.7	81.1	37.2

(3) 告示 2009 号による計算について

告示 2009 号第 6 による上部構造の設計用地震層せん断力係数は、免震層の応答値から計算する。同告示の免震層の応答評価は、図 3.2-8 に示すように等価線形化手法による応答スペクトルを用いるもので、一般建築物の限界耐力計算で用いる手法と同一である。免震建築物の場合は上部構造を剛体 1 質点と仮定し、免震層の特性をばねとダッシュポットからなる等価 1 自由度系にモデル化した耐力曲線を用いる。免震層の耐力曲線上において、設計限界変位 δ_s の点を通る等価剛性による固有周期 T とその時の減衰定数 h_d にて低減された応答スペクトルの交点が、応答値 δ (基準変位) である。ここでは、最初に仮定した設計限界変位 δ_s が応答値である基準変位 δ と一致するように収束計算を実施し、免震層の応答を評価している。ここでの検討では、免震層の応答変位を算出するにあたり、不測の偏心などを念頭においた免震層外縁部の免震材料の応答変位を評価するために乗じる係数 1.1 は考慮するが、変形増大率 α (材料の剛性や減衰の変動による応答の変動を考慮する係数) は 1.0 とし、これを考慮しない。また、上部構造の設計用地震層せん断力算出にあたり、免震材料のばらつき、環境温度変化および経年変化の影響を考慮する係数 γ は、1.0 としている。表層地盤の増幅特性 G_s は、「3-2(2) 入力地震動」において地震動を作成した際に用いた G_s と同一の値とした。告示 2009 号第 6 に基づいた上部構造の設計用地震層せん断力より求めた、免震層がバイリニア特性を有する場合の設計用地震層せん断力係数の例を図 3.2-9 に示す。告示 2009 号の設計用地震層せん断力係数の分布は、免震層に作用する層せん断力のうち、支承材 (弾塑性系の減衰材と同等の減衰特性を有する部分を除く) 及び復元力のせん断力には高さ方向の増幅を考えず、減衰材およびこれと同等の減衰特性を有する支承材の部分のせん断力に A_i 分布 (固有周期は免震層固定時の上部構造 1 次固有周期を用いる。) による増幅を考える。

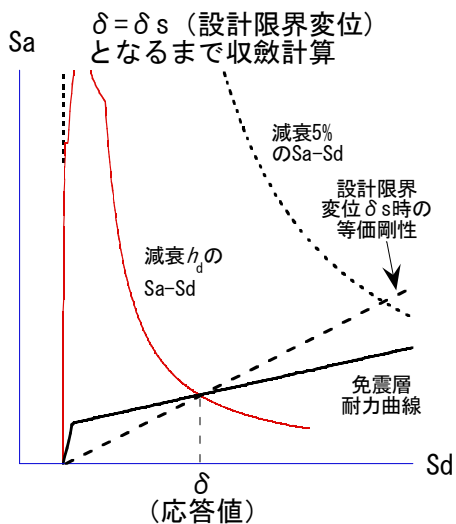


図 3.2-8 免震層の応答評価

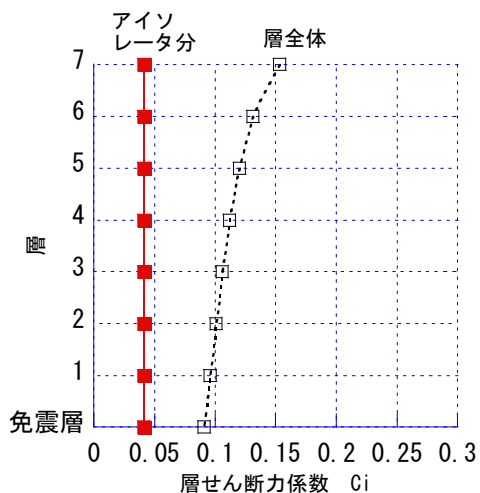


図 3.2-9 設計用地震層せん断力係数の例

3-3 地震応答解析

3-3-1 代表モデルの結果

「3-2(2) 入力地震動」で作成した模擬地震動を入力として、応答解析を実施した。まず、計算例のうち2ケースについて応答波形を含めた応答結果を示す。

ここで示す代表モデルは、上部構造が7層、周期 $T_0=0.03H$ 、減衰定数 $h=2\%$ とし、上部構造剛体時の弾性接線周期 $T_2=4.0s$ のケースとする。ケース1は降伏せん断力係数0.03で降伏変位が3cm、ケース2は降伏せん断力係数0.05で降伏変位が0.1cmのモデルとした。完全弾塑性要素の特性のみ異なる2ケースの応答解析結果の違いについて比較する。なお、入力は「3-2(2) 入力地震動」で作成した②の波で、第2種地盤で卓越周期(短)の実際の地盤例におけるPS検層結果を基に算出したGsを用いて作成した模擬地震動の3波のうちのNo.1である。ここからは「2種地盤卓越周期(短)の特性を基に作成した模擬地震波」と呼称する。

図3.3-1～図3.3-3および図3.3-8～図3.3-10に上部構造最上層7F・中間層4F・最下層1Fの変位・絶対加速度・層せん断力の応答波形をそれぞれ示す。なお、時刻歴の波形は全時間120秒の入力に対する0秒～40秒の範囲を拡大して示したものである。変位に関しては、上部構造では両ケースともほぼ同位相で挙動している。絶対加速度や層せん断力は、時刻歴波形だけを見ても、降伏せん断力係数の高いケース2では高振動数成分が多くなっていることが分かる。また、ケース1では、上部構造においても絶対加速度は200Gal以下であるのに対して、ケース2では400Galを超えている。図3.3-4および図3.3-11は層せん断力のフーリエスペクトル(120秒間の応答波形より算定)であり、ケース1とケース2では傾向が大きく異なっている。ケース2では、上部構造位置において2Hz以上の振動数成分が多く含まれており、これらは完全弾塑性要素の1次剛性が高いことが影響しているものと推察される。

図3.3-5および図3.3-12に転倒モーメントの時刻歴を示す。ケース2の転倒モーメントは、ケース1と比べて3～4割程度大きくなっている。このことから両ケースの層せん断力は大きく異なっていることが確認できる。

免震層の層せん断力-変形関係を図3.3-6および図3.3-13に、層せん断力係数を図3.3-7および図3.3-14に示す。層せん断力係数の図における縦軸の0は、免震層位置を示している。また、実線は地震応答解析による結果、点線は告示計算による結果である。免震層での層せん断力係数は両ケースとも約0.1である。上部構造の頂部と免震層での層せん断力係数を比較すると、ケース1では約2倍、ケース2では4倍以上に増幅しているといえる。上部構造頂部での増幅でみると、両者には倍以上の差が生じていることが分かる。上部構造での増幅の大きいケース2では、地震応答解析結果と告示計算結果との差も大きくなっている。

免震層の完全弾塑性要素の降伏せん断力係数及び降伏変位の設定により、上部構造の増幅傾向が大きく異なることを確認した。

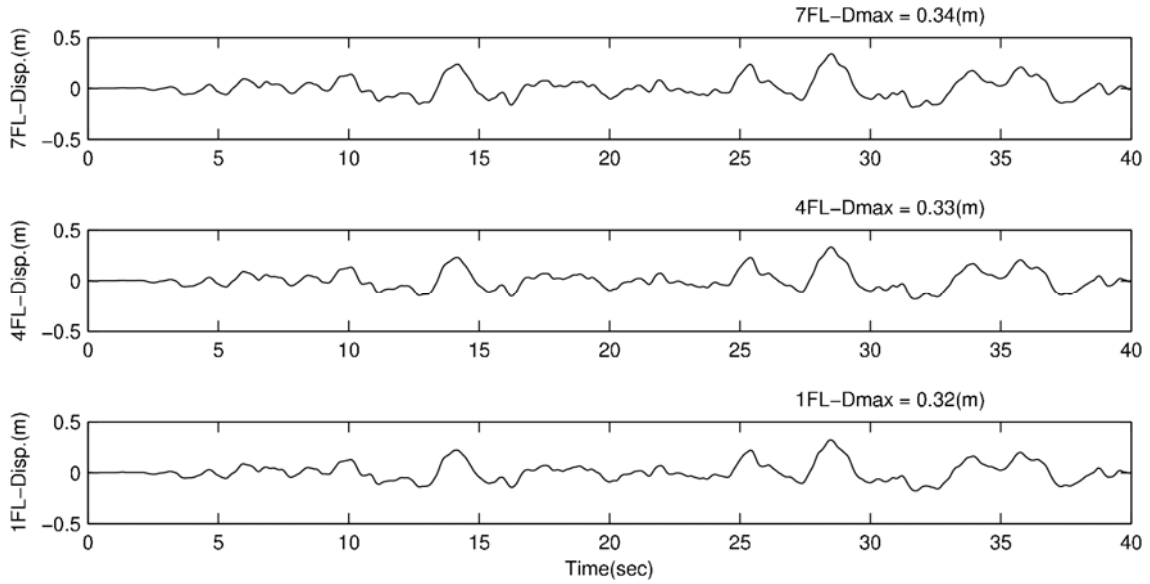


図 3.3-1 ケース 1（降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm）の応答解析結果
変位の時刻歴波形

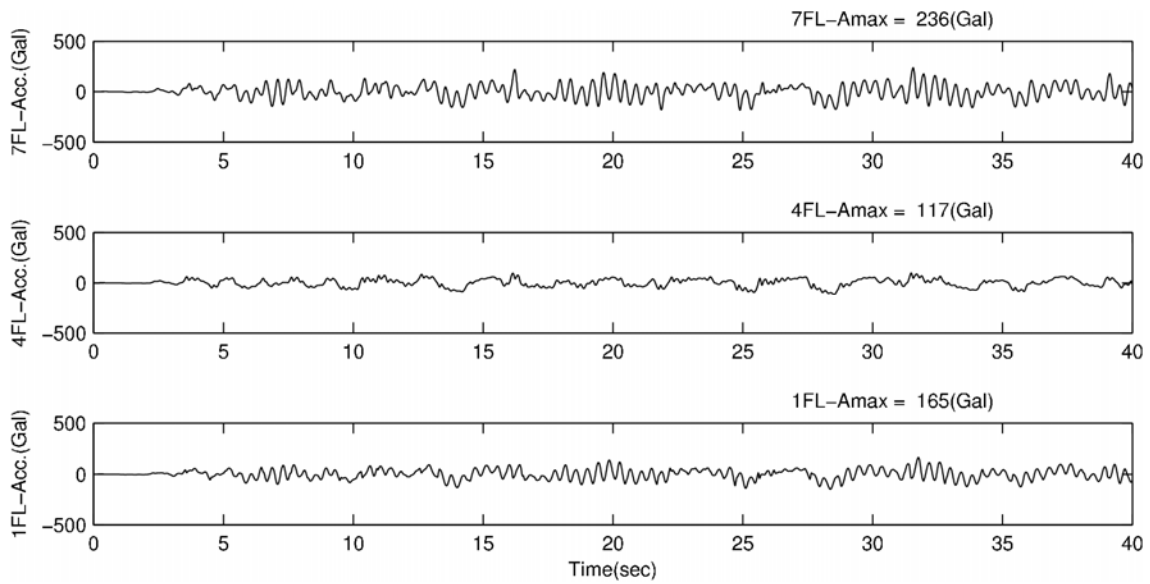


図 3.3-2 ケース 1（降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm）の応答解析結果
絶対加速度の時刻歴波形

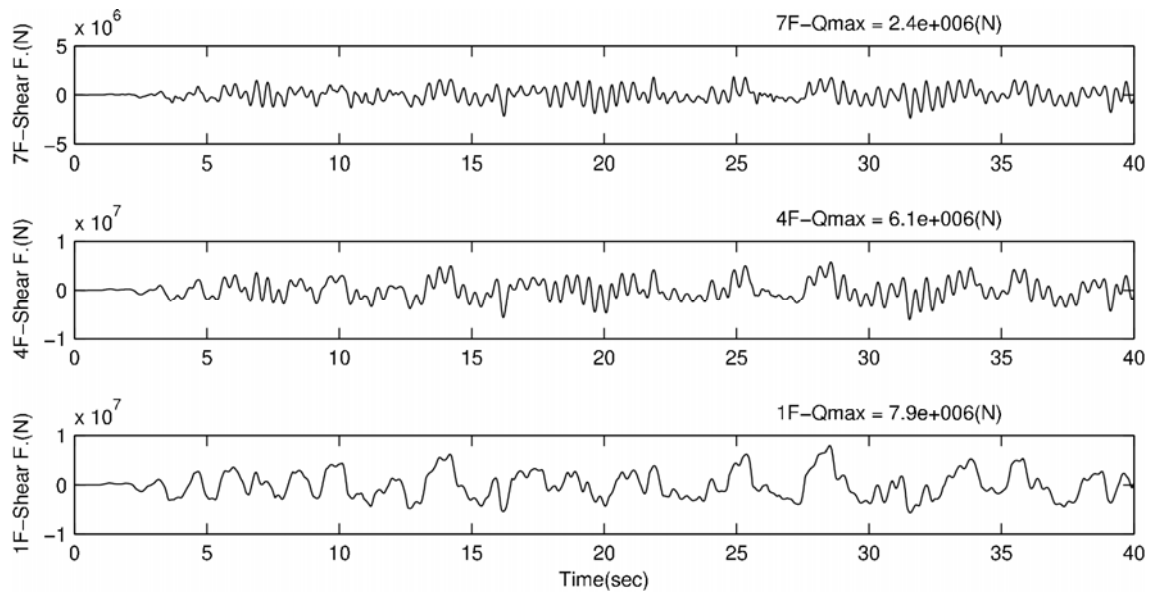


図 3.3-3 ケース 1 (降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm) の応答解析結果
層せん断力の時刻歴波形

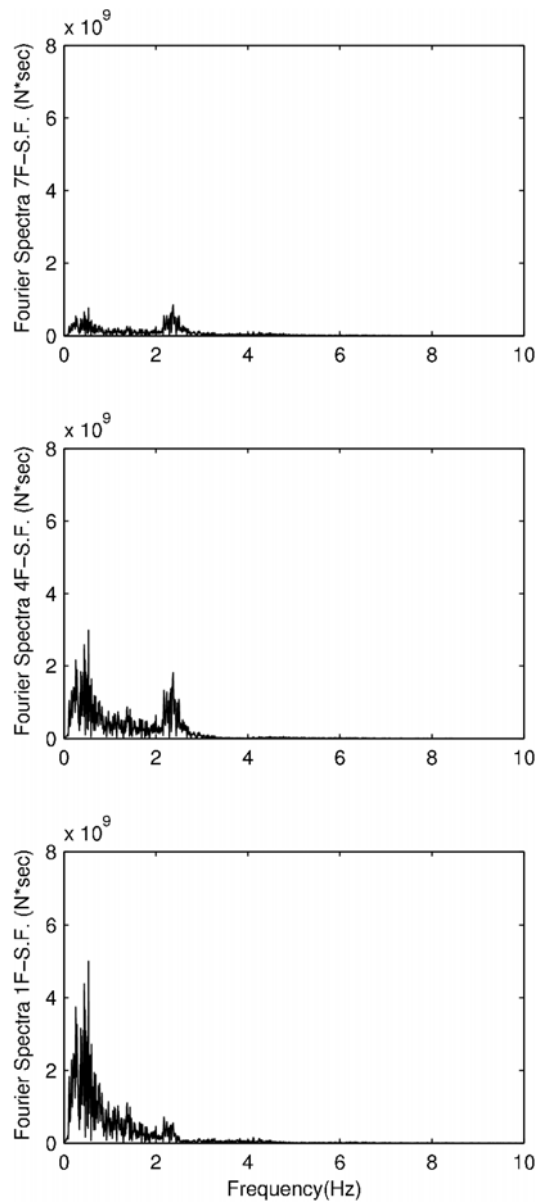


図 3.3-4 ケース 1（降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm）の応答解析結果
層せん断力のフーリエスペクトル

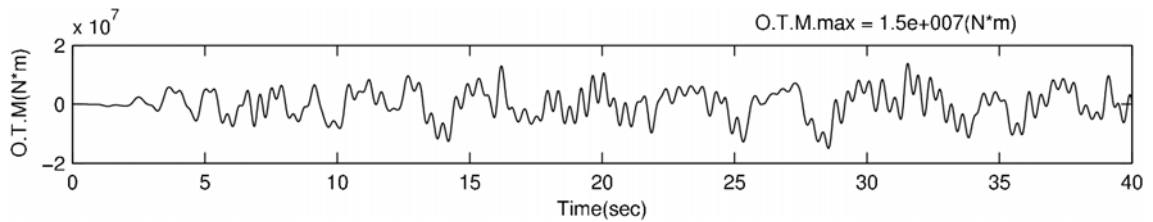


図 3.3-5 ケース 1（降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm）の応答解析結果
転倒モーメントの時刻歴波形

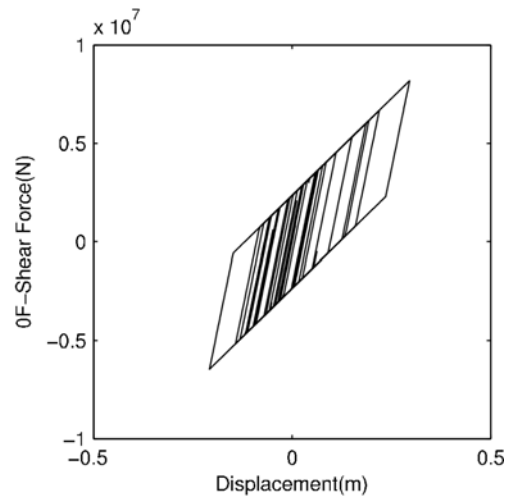


図 3.3-6 ケース 1（降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm）の応答解析結果
免震層の荷重—変形関係

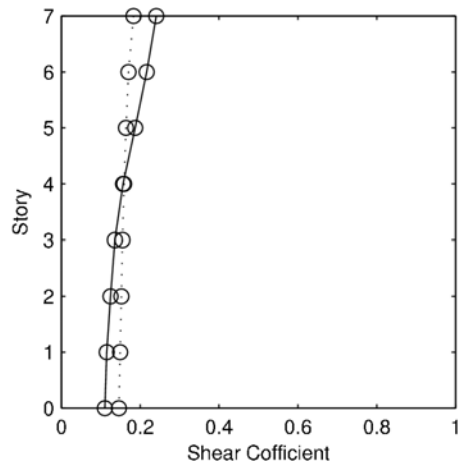


図 3.3-7 ケース 1（降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm）の応答解析結果
層せん断力係数（実線が応答解析結果、点線が告示計算結果）

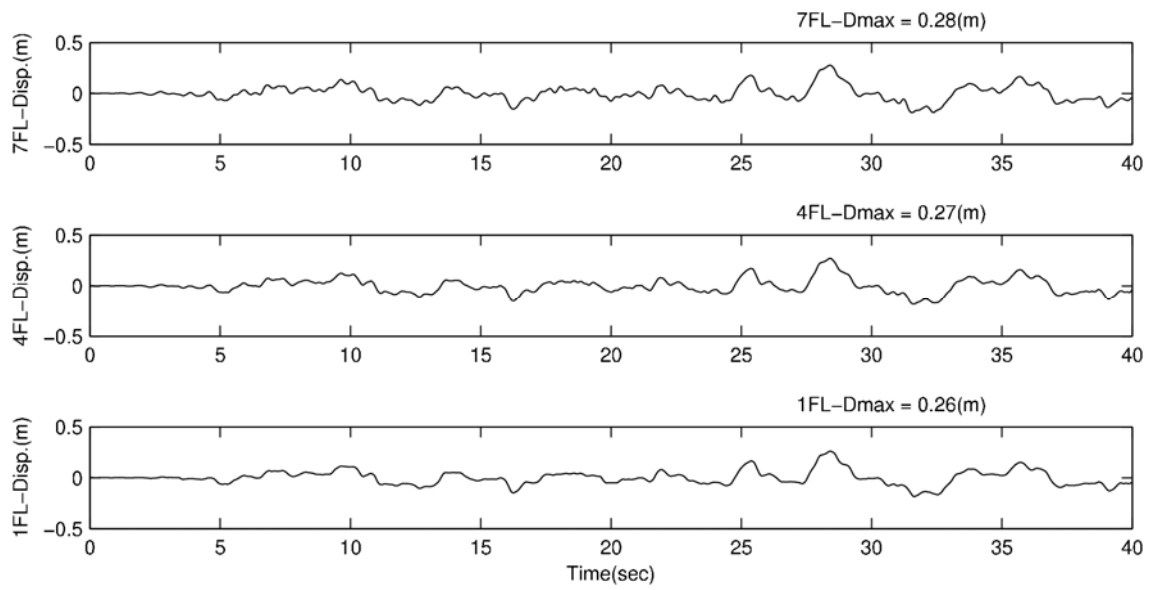


図 3.3-8 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の応答解析結果
変位の時刻歴波形

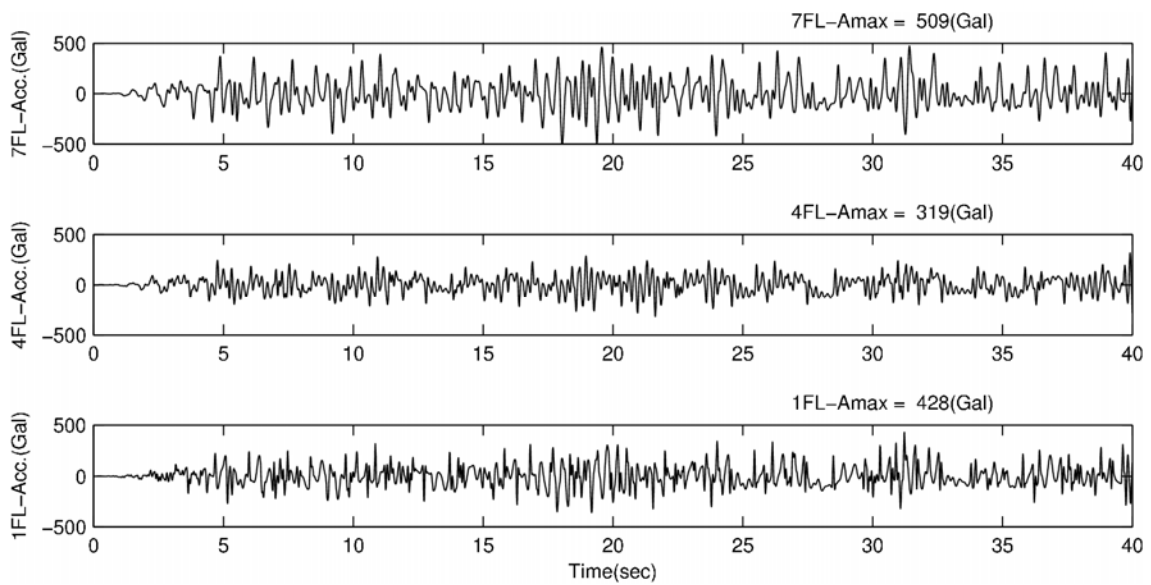


図 3.3-9 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の応答解析結果
絶対加速度の時刻歴波形

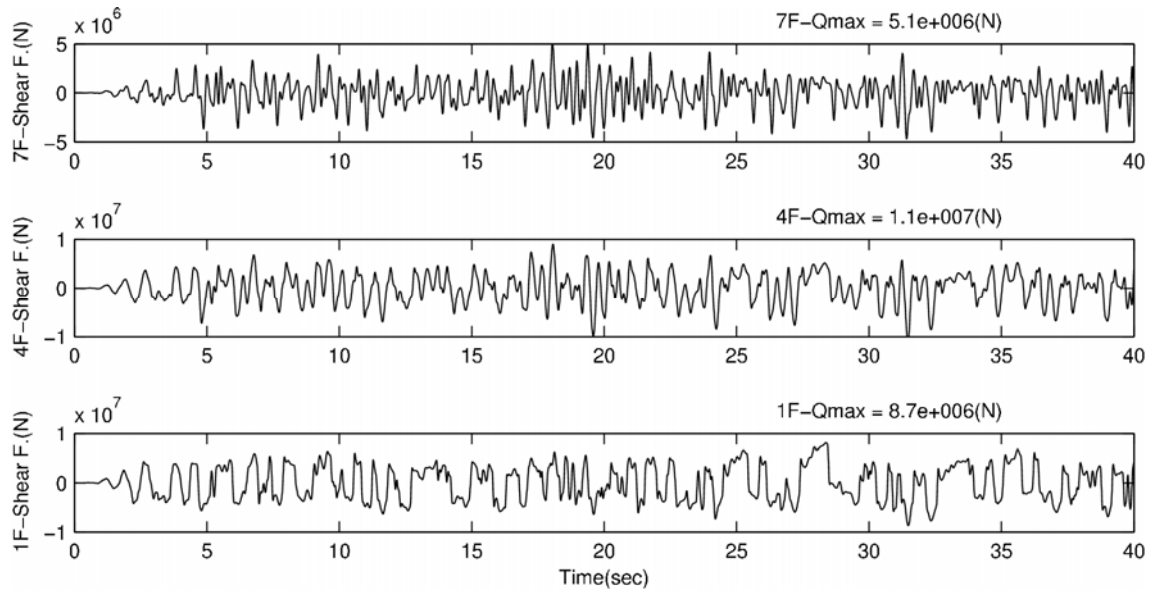


図 3.3-10 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の応答解析結果
層せん断力の時刻歴波形

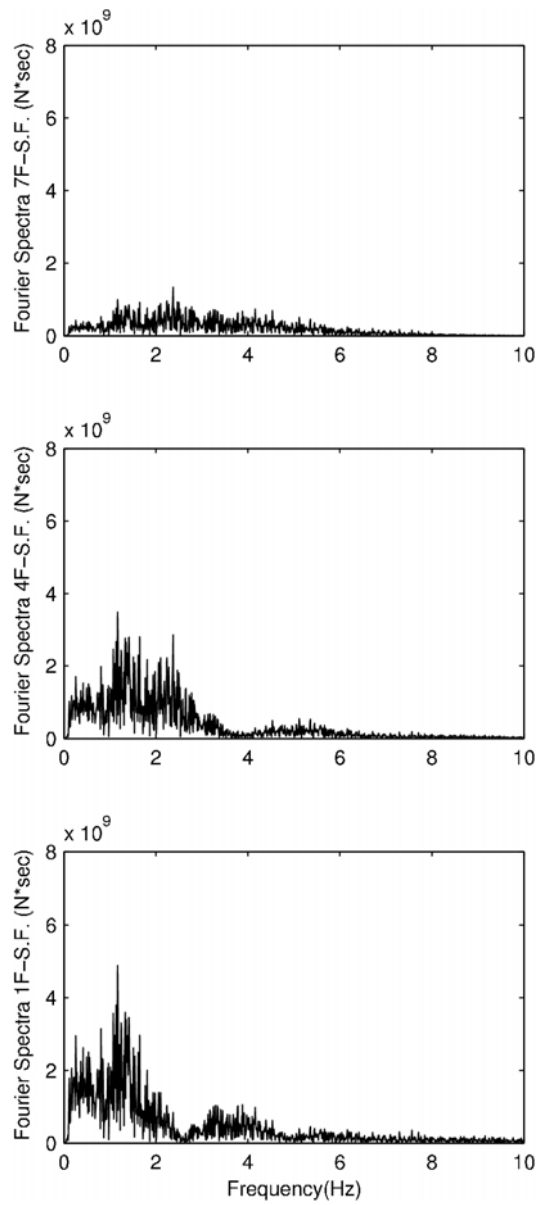


図 3.3-11 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の応答解析結果
層せん断力のフーリエスペクトル

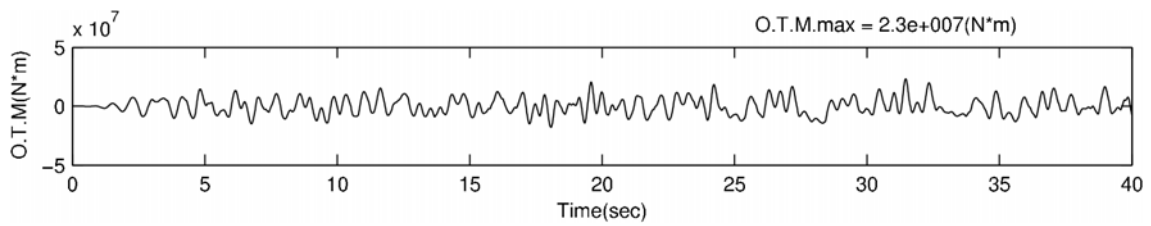


図 3.3-12 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の応答解析結果
転倒モーメントの時刻歴波形

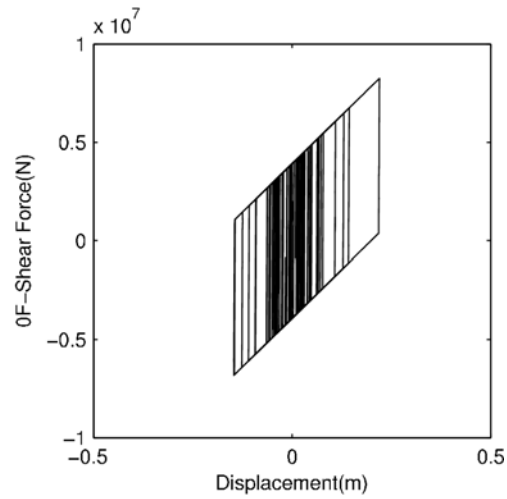


図 3.3-13 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の応答解析結果
免震層の層せん断力-変形関係

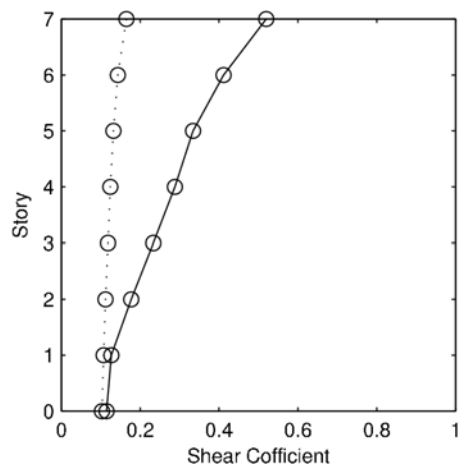


図 3.3-14 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の応答解析結果
層せん断力係数 (実線は応答解析結果、点線は告示計算結果)

3-3-2 解析パラメータを変えた結果

ここではパラメータを種々かえた場合の結果について示す。各モデルの免震層の変位と層せん断力係数及び層せん断力係数比を図 3.3-15～図 3.3-36 に示す。免震層の変位と層せん断力の図では、告示計算による結果を点線で示し、応答解析結果との比較を行っている。層せん断力係数比とは、時刻歴応答解析結果を告示 2009 号に従って計算した結果で除した値である。上部構造の減衰は、2%と 3%の場合で傾向は大きくは変わらなかったため、ここでは 2%の結果のみを示している。

各図上部のタイトルは解析モデルのパラメータを示す。「t25」は、上部構造剛体時の弾性接線周期 T_2 が 2.5 秒であり、「t40」は 4.0 秒、「t60」は 6.0 秒である。「d0」は免震層の降伏変位が 0.1cm であることを示し、「d1」は 1cm、「d3」は 3cm である。また「a03」は免震層の降伏せん断力係数が 0.03 であることを示し、「a05」は 0.05、「a07」は 0.07、「a10」は 0.10 である。

図 3.3-15～図 3.3-28 の入力地震動は、2 種地盤卓越周期（短）の特性を基に作成した模擬地震波である。2 種地盤卓越周期（短）の解析結果から以下のことがわかる。

免震層の変位

時刻歴応答解析の最大変位は 0.1～0.4m である。免震層の降伏せん断力係数が小さいほど、その変位は大きくなる。降伏せん断力係数の小さい時には告示計算結果との差が大きいケースが多く、告示 2009 号による変位は応答解析結果よりも大きくなっている。線形弾性要素として上部構造剛体時の弾性接線周期を 2.5 秒や 4.0 秒としたケースでは、倍程度異なっている場合もある。免震層の降伏せん断力係数が 0.07 あるいは 0.10 の場合は、応答解析結果と告示 2009 号による結果との差は小さい。

層せん断力係数

時刻歴応答解析の最上階層せん断力係数は 0.2～0.8 である。最上階層せん断力係数が 0.8 となる解析ケースは、免震層の降伏せん断力係数が 0.10、降伏変位が 0.1cm の場合である。完全弾塑性要素の降伏せん断力係数が大きく降伏変位が小さいケースほど、上部構造での増幅が大きくなっている傾向があり、応答解析結果は告示 2009 号による結果より大きくなる。その差は上階ほど大きくなる。また、上部構造での増幅が大きいケースほど、告示 2009 号による結果との差は大きくなっている。

上部構造の固有周期 T_0 が一番短いモデル（上部構造 7 層モデルで $T_0=0.02 \times 7 \times 3.5=0.49$ 秒の設定）のみ、上部構造での増幅が他のケースと比べて小さい場合が多い（各図で重ね書きしている 3 ケースでの比較）。その傾向は、降伏変位が大きいほど顕著である。 $T_0=0.49$ 秒のモデル以外では、明瞭な傾向の差は見られない。

層せん断力係数比

層せん断力係数の傾向と同様である。完全弾塑性要素の降伏せん断力係数が大きく降伏変位が大きいケースほど、層せん断力係数比は大きくなっており、比率として 3 を超えるような場合も見られる。なお、線形弾性要素として上部構造剛体時の弾性接線周期を 2.5 秒や 4.0 秒としたケースでは、降伏せん断力係数比は下層部分で 1.0 を下回っている場合もある。（図 3.3-18 および図 3.3-20 上段の図参照）これは、告示計算で求めた免震層の変位と時刻歴応答解析結果との差が大きいことに起因している（図 3.3-15 や図 3.3-16 上段中段図参照）。

また、図 3.3-29～図 3.3-36 の入力地震動は、2 種地盤卓越周期（長）の特性を基に作成した模擬地震波である。2 種地盤卓越周期（長）の解析結果から以下のことがわかる。

免震層の変位

時刻歴応答解析の最大変位は 0.2～0.5m である。上部構造剛体時の免震層弾性接線周期を 2.5 秒とした場合（図 3.3-29 および図 3.3-30 上段）、免震層の降伏せん断力係数の値によらず、告示 2009 号による変位は時刻歴応答解析結果よりも大きい。この場合、免震層の降伏せん断力係数が小さいほど、その差は大きくなる。一方、上部構造剛体時の免震層弾性接線周期が 4.0 秒あるいは 6.0 秒（図 3.3-29 および図 3.3-30 の中段、下段）では、免震層の降伏せん断力係数が小さければ告示 2009 号による変位は時刻歴応答解析結果より大きくなるが、降伏せん断力係数が大きい場合は、告示 2009 号の結果は時刻歴解析結果より小さくなり、大小関係が降伏せん断力係数により逆転する。

層せん断力係数

時刻歴応答解析の最上階層せん断力係数は 0.1～0.8 である。最上階層せん断力係数が 0.8 となる解析ケースは、免震層の降伏せん断力係数が 0.10、降伏変位が 0.1cm および 1cm の場合である。

上部構造 7 層モデルにおいて免震層の線形弾性要素周期が 2.5 秒、降伏せん断力係数が 0.03 の場合（図 3.3-31 の上段）では、いずれの階においても告示 2009 号による結果が時刻歴応答解析結果より大きくなる。他の解析ケースでは、少なくともいずれかの階にて告示 2009 号による結果が時刻歴応答解析結果を下回る。完全弾塑性要素の降伏せん断力係数が大きく降伏変位が小さいケースほど、上部構造での増幅が大きくなっている傾向があり、応答解析結果は告示 2009 号による結果より大きくなる。

上部構造の固有周期 T_0 が一番短いモデル（上部構造 7 層モデルで $T_0=0.02 \times 7 \times 3.5=0.49$ 秒の設定）のみ、上部構造での増幅が他のケースと比べて小さい場合が多い（各図で重ね書きしている 3 ケースでの比較）。その傾向は、降伏変位が大きいほど顕著である。 $T_0=0.49$ 秒のモデル以外では、明瞭な傾向の差は見られない。

免震層弾性接線周期が 2.5 秒の場合、告示 2009 号による免震層変位において入力地震動による違いが大きく、2 種地盤卓越周期（長）では 2 種地盤卓越周期（短）の約 2 倍の変位となる。2 種地盤卓越周期（長）では、免震層の線形弾性要素周期が 2.5 秒で降伏せん断力係数が 0.03 の場合において、告示 2009 号による層せん断力係数がいずれの階においても時刻歴応答解析結果より大きくなる。ただし、これ以外の解析ケースでは、少なくともいずれかの階にて告示 2009 号による結果が時刻歴応答解析結果を下回る。2 種地盤卓越周期（長）および 2 種地盤卓越周期（短）のどちらの入力においても、完全弾塑性要素の降伏せん断力係数が大きく降伏変位が小さいケースほど、上部構造での増幅が大きくなることわかる。また、上部構造での増幅が大きいケースほど、告示 2009 号による結果との差は大きくなる傾向が見られる。

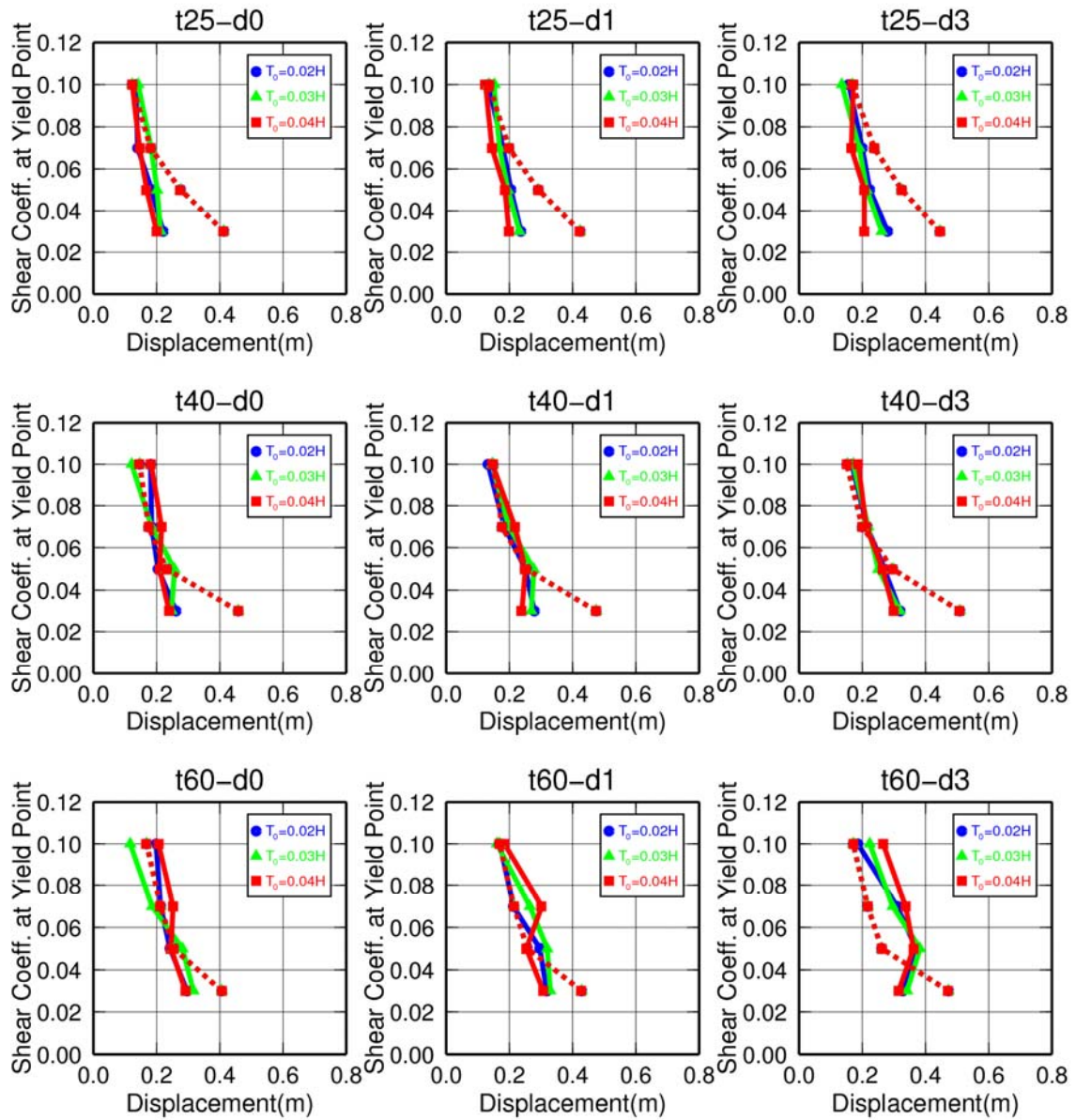


図 3.3-15 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%) の免震層変位 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波 : 2 種地盤卓越周期 (短)

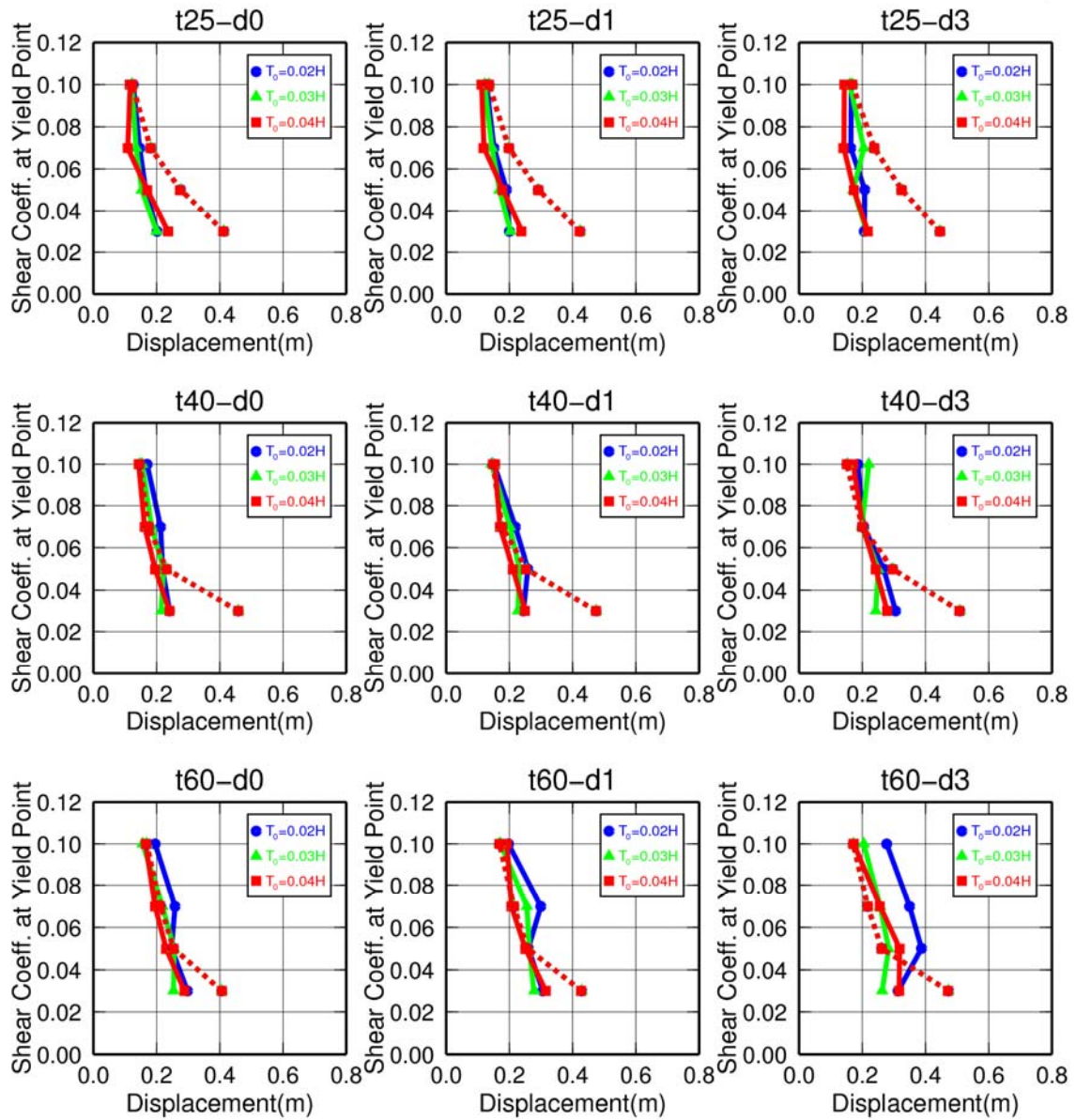


図 3.3-16 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%) の免震層変位 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

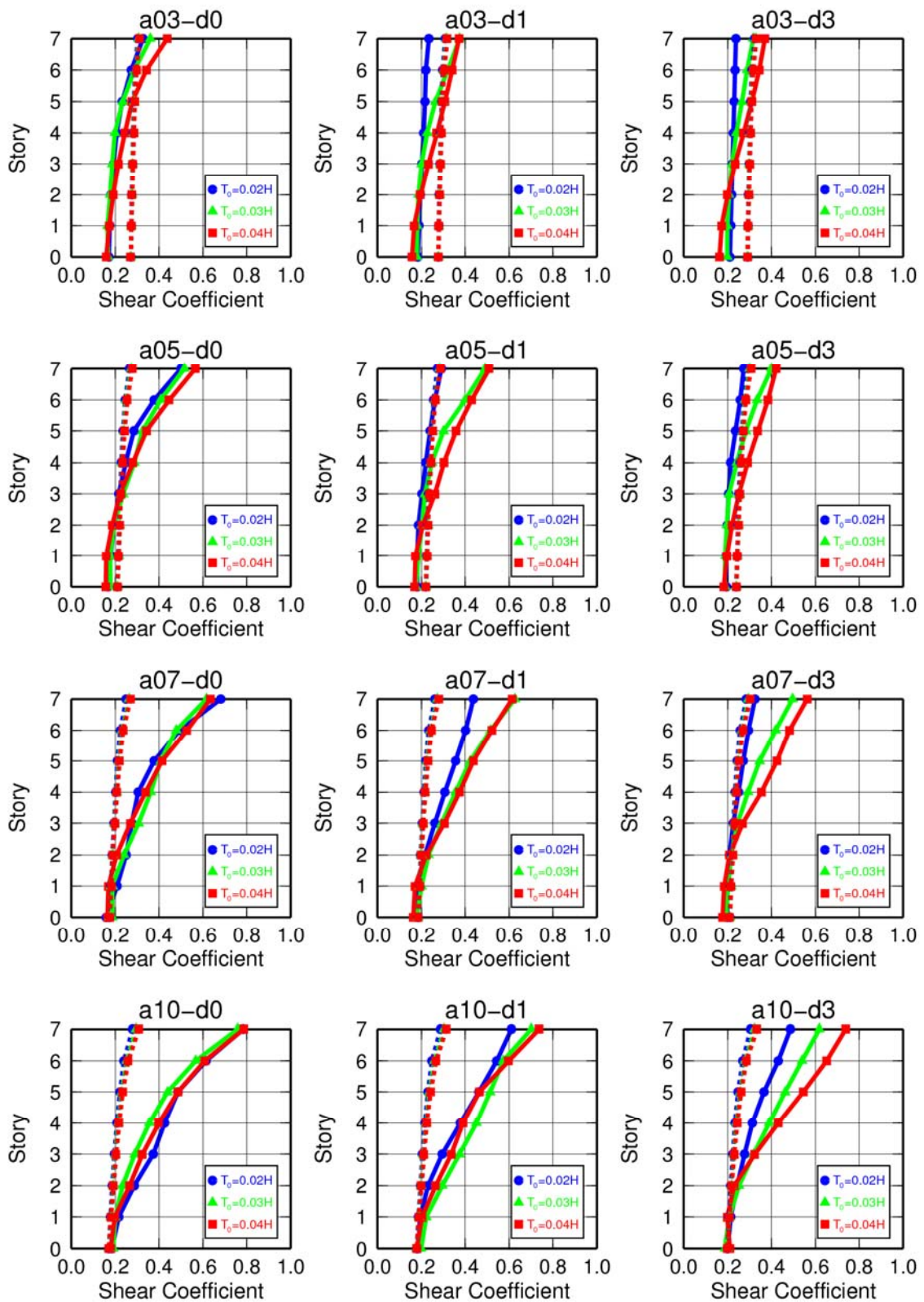


図 3.3-17 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短)

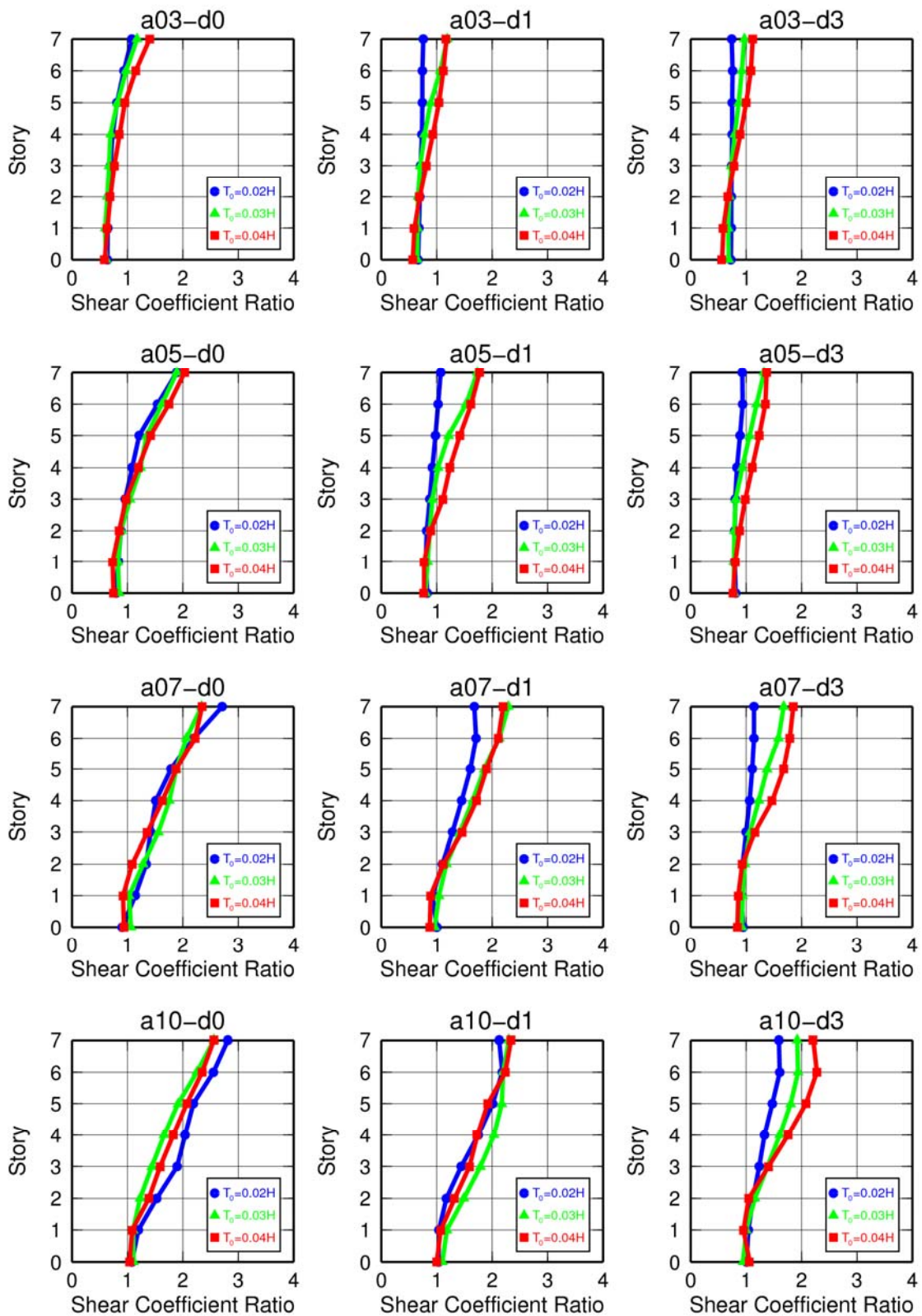


図 3.3-18 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の層せん断力係数比 (時刻歴応答解析結果/告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

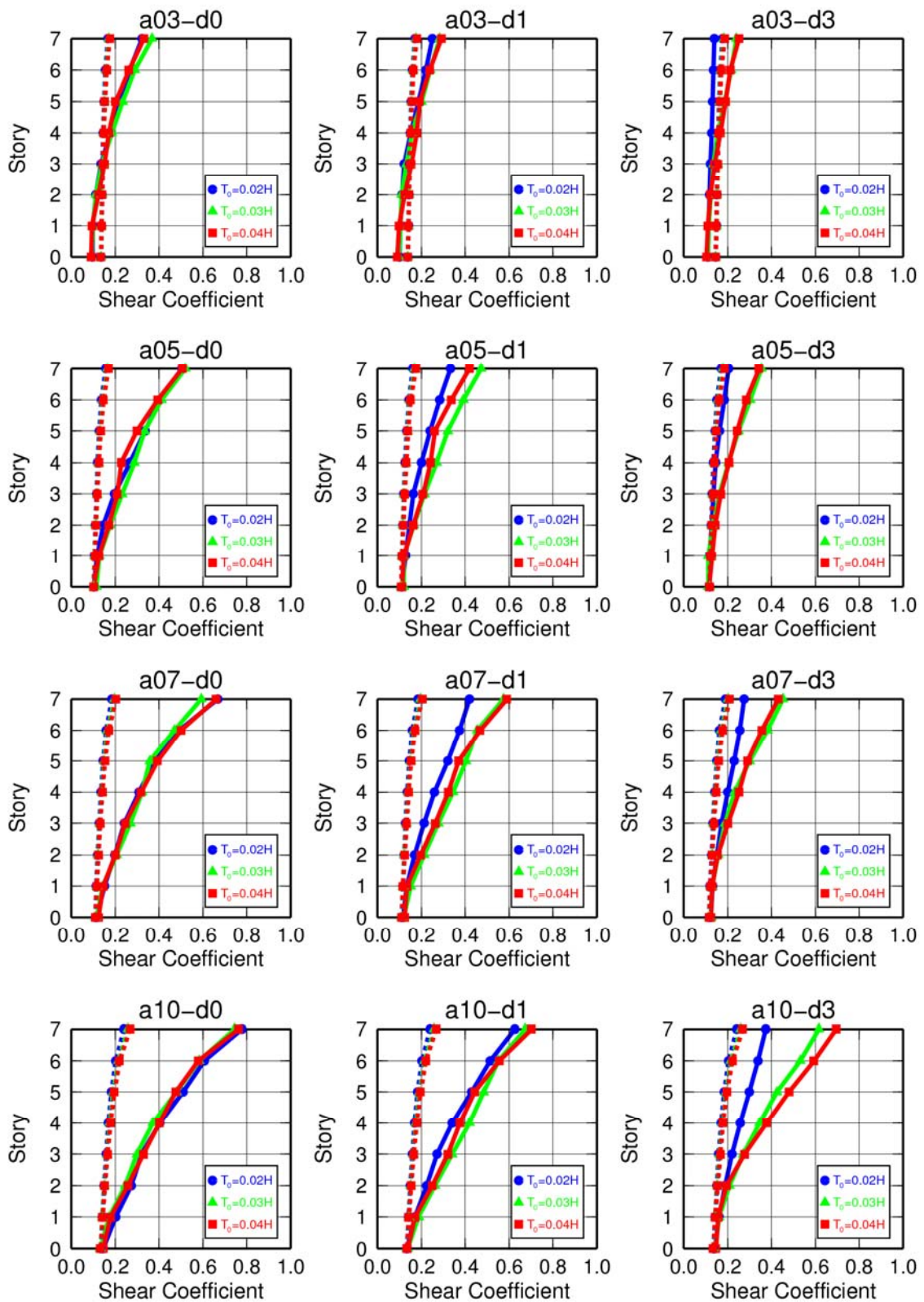


図 3.3-19 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短)

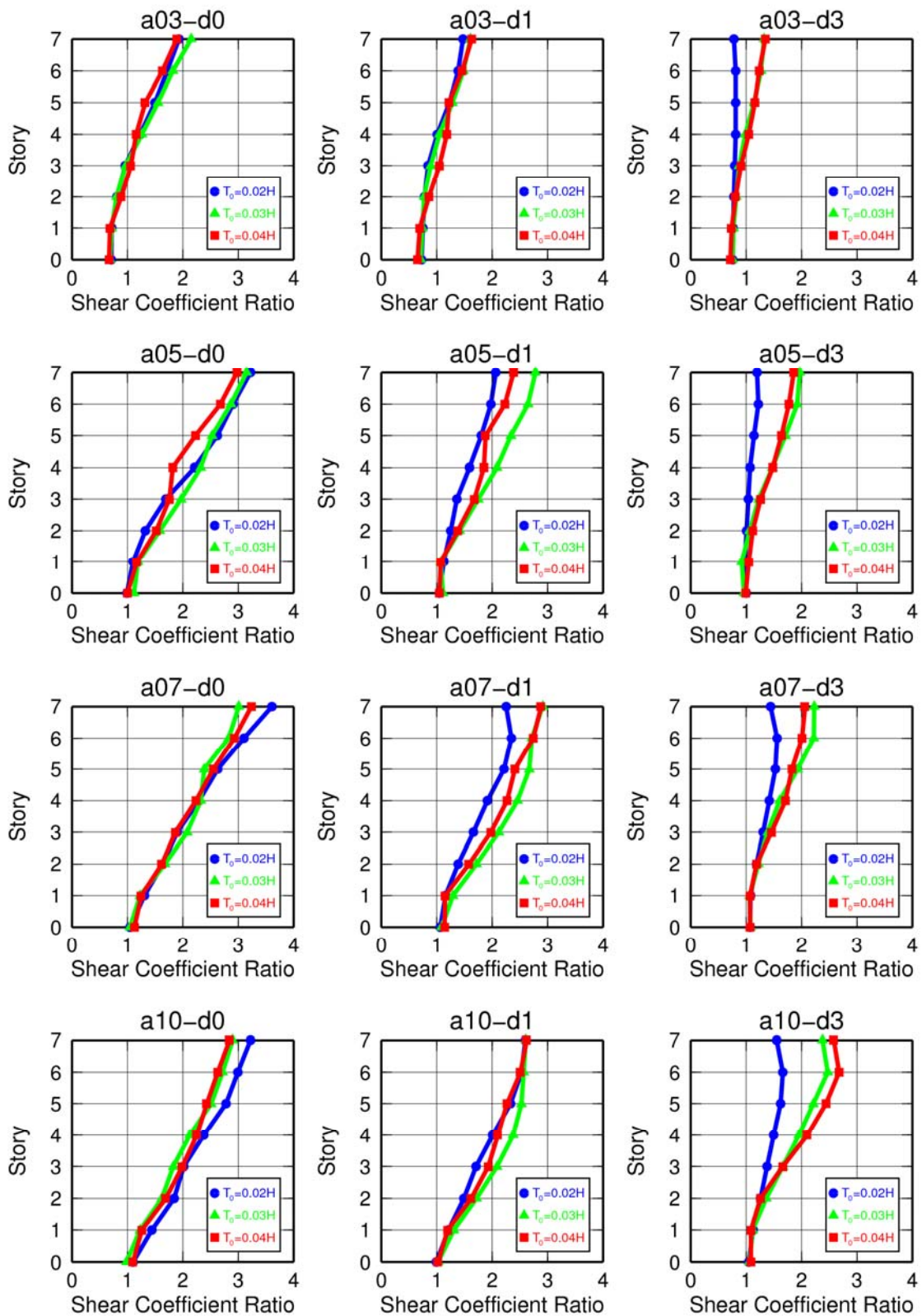


図 3.3-20 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の層せん断力係数比 (時刻歴応答解析結果/告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

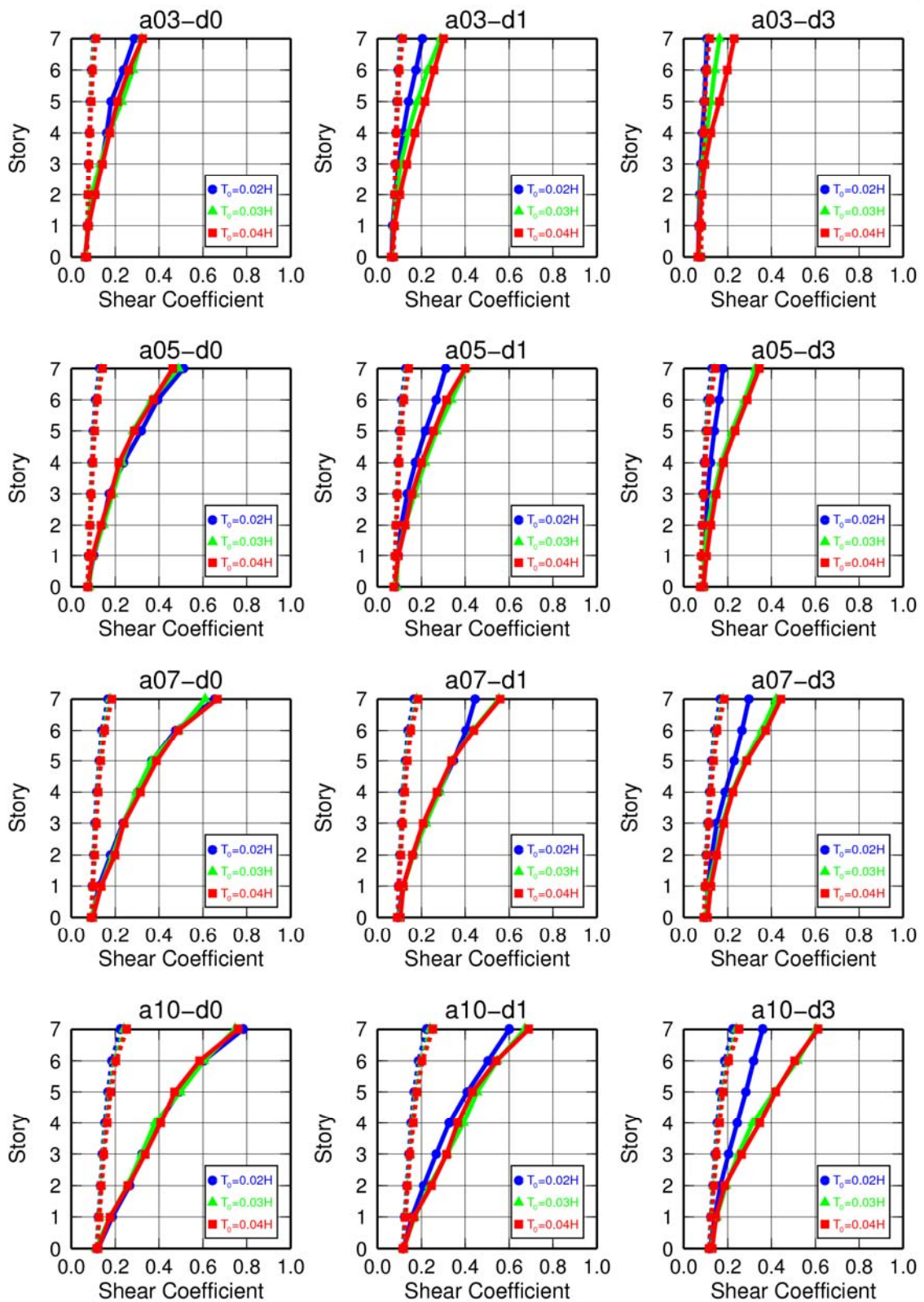


図 3.3-21 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短)

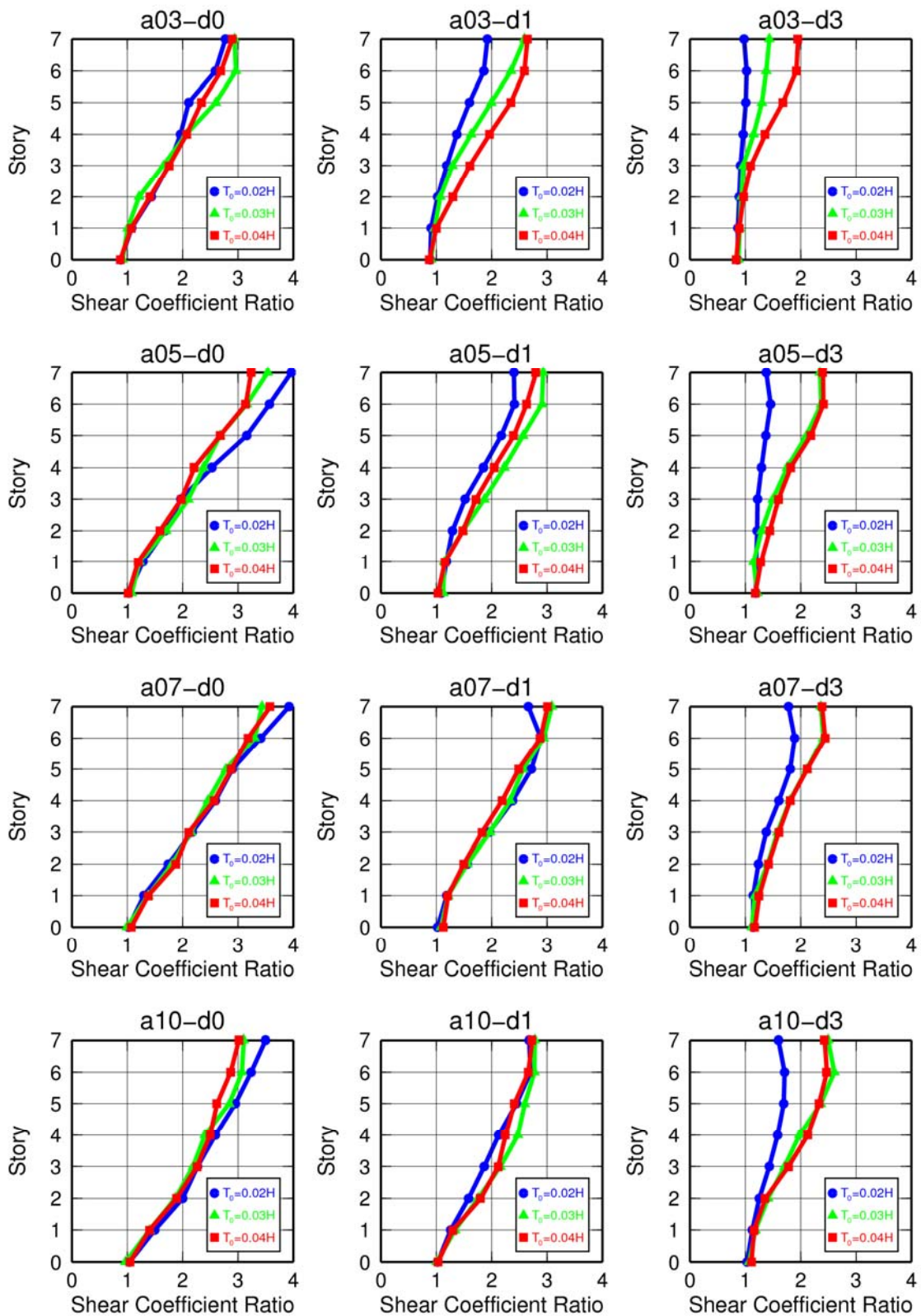


図 3.3-22 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の層せん断力係数比 (時刻歴応答解析結果/告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

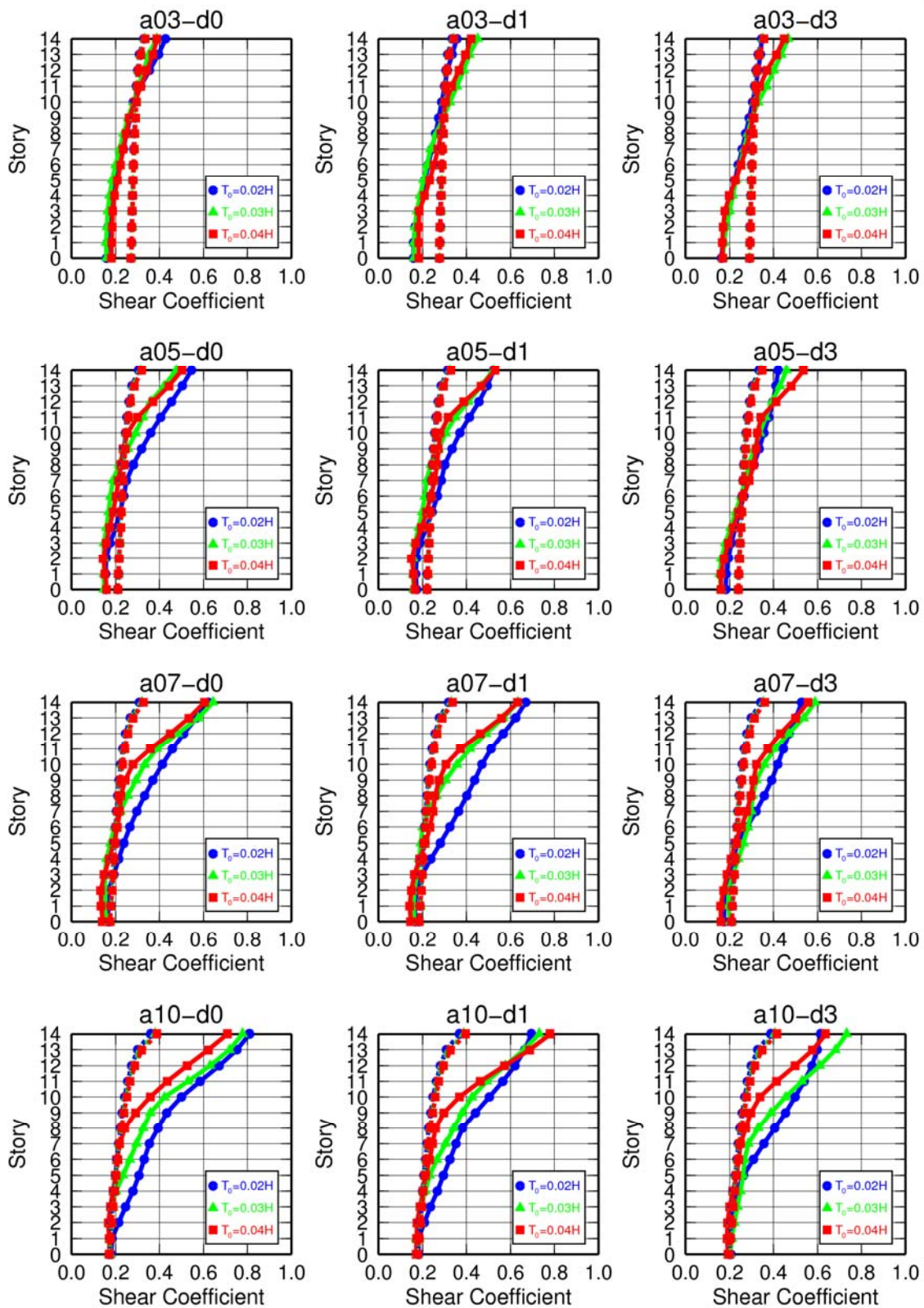


図 3.3-23 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短)

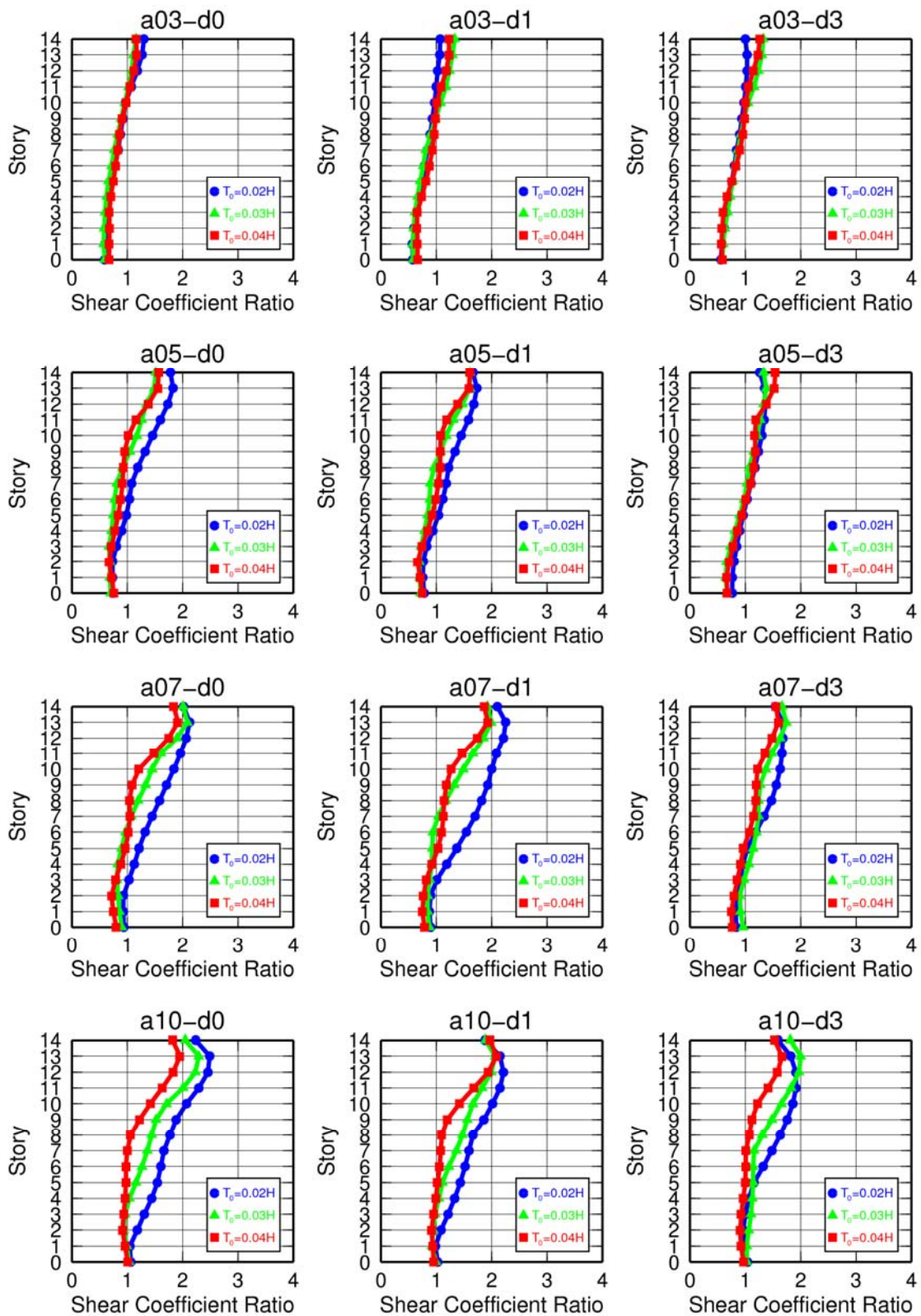


図 3.3-24 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の層せん断力係数比 (時刻歴応答解析結果/告示計算結果)、入力波 : 2 種地盤卓越周期 (短)

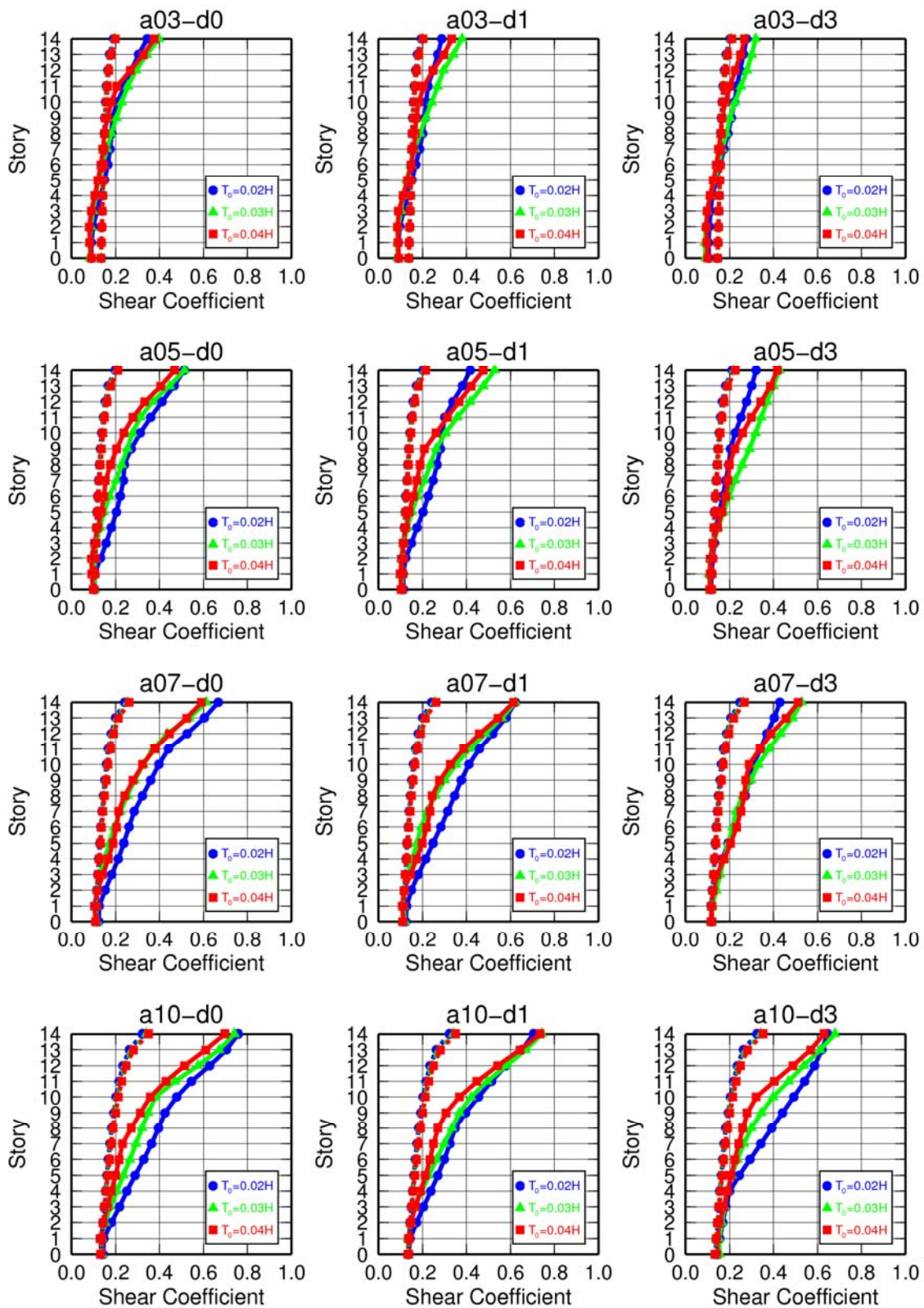


図 3.3-25 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短)

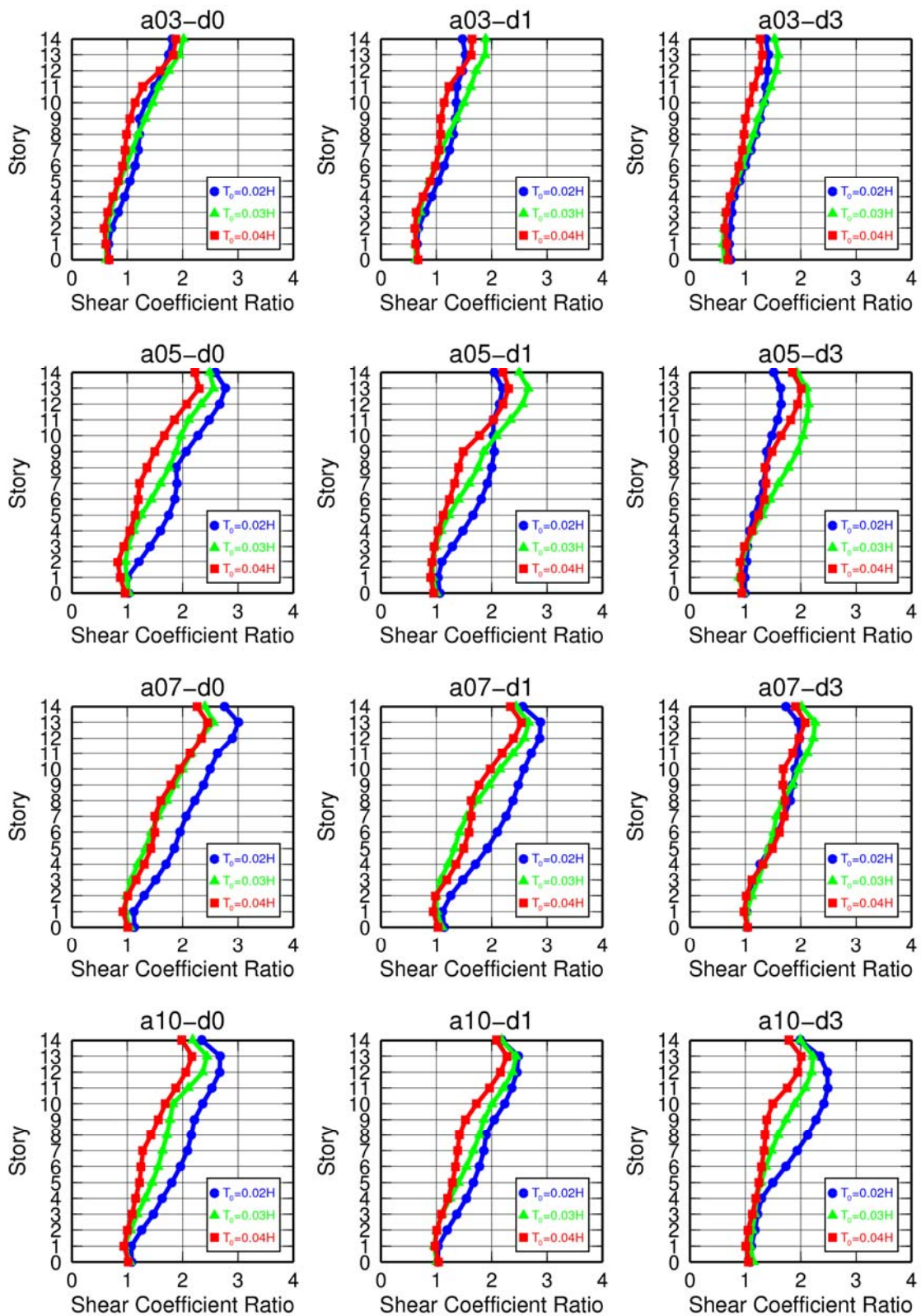


図 3.3-26 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の層せん断力係数比 (時刻歴応答解析結果/告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

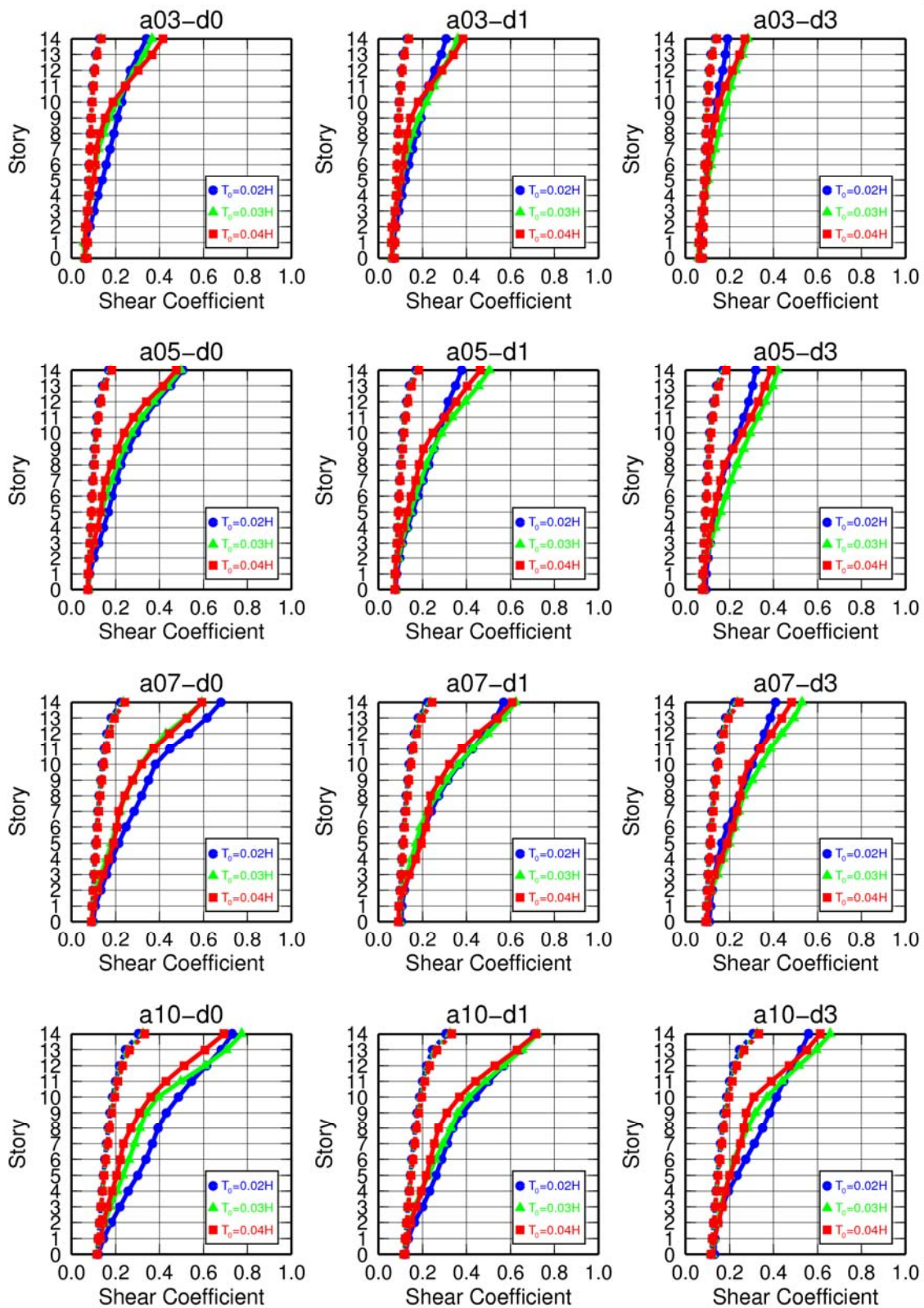


図 3.3-27 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短)

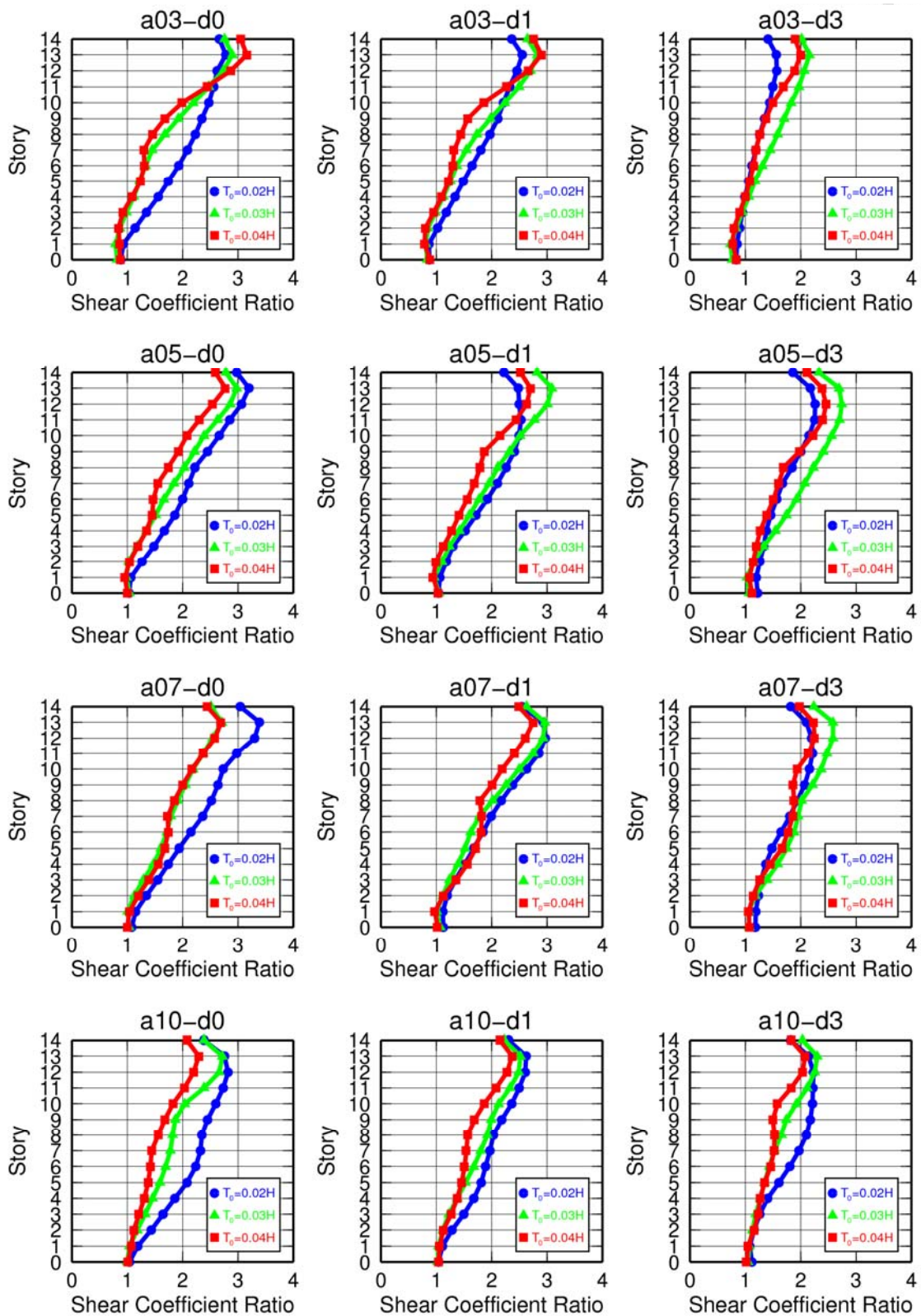


図 3.3-28 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の層せん断力係数比 (時刻歴応答解析結果/告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

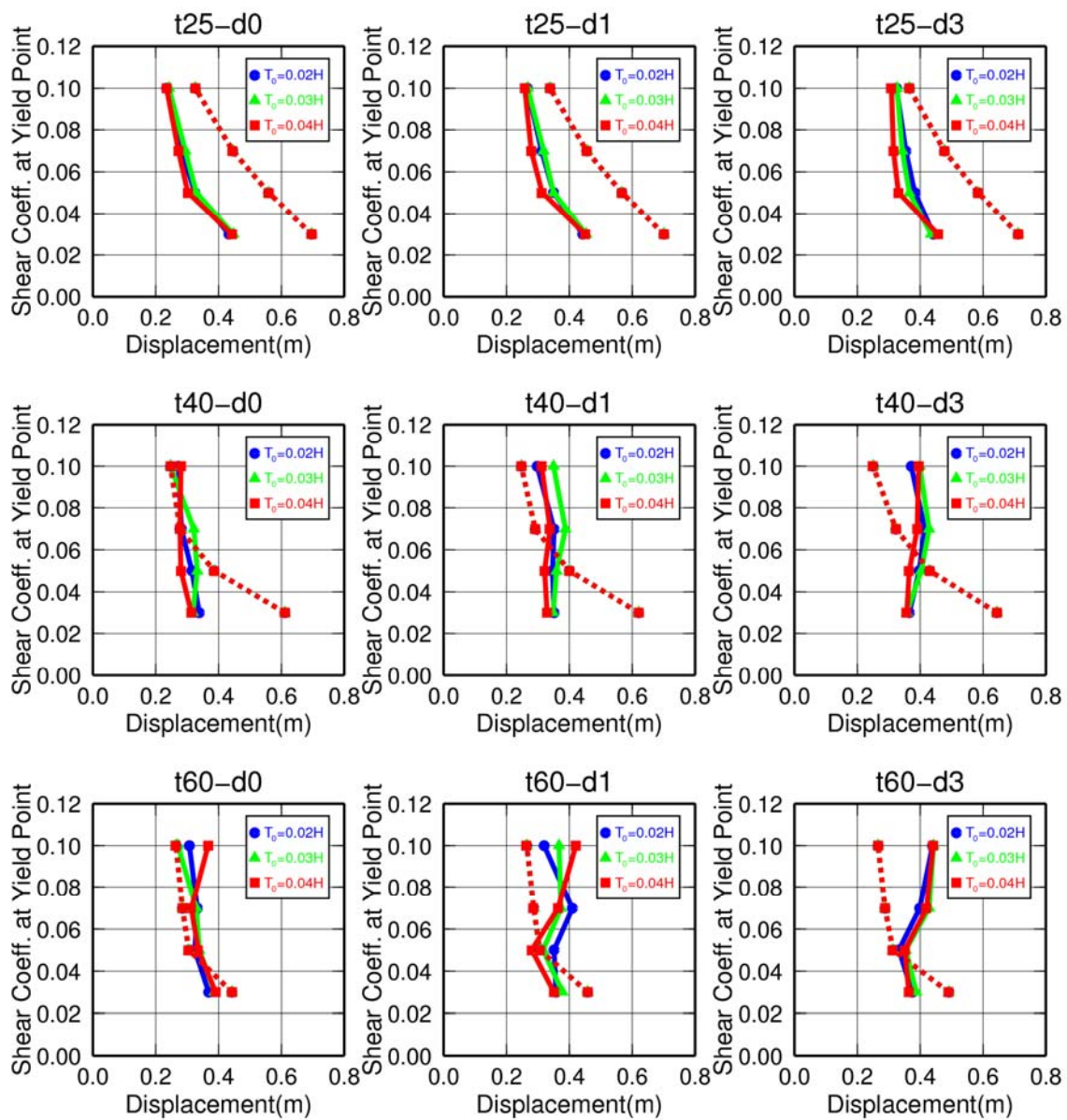


図 3.3-29 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%) の免震層変位 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (長)

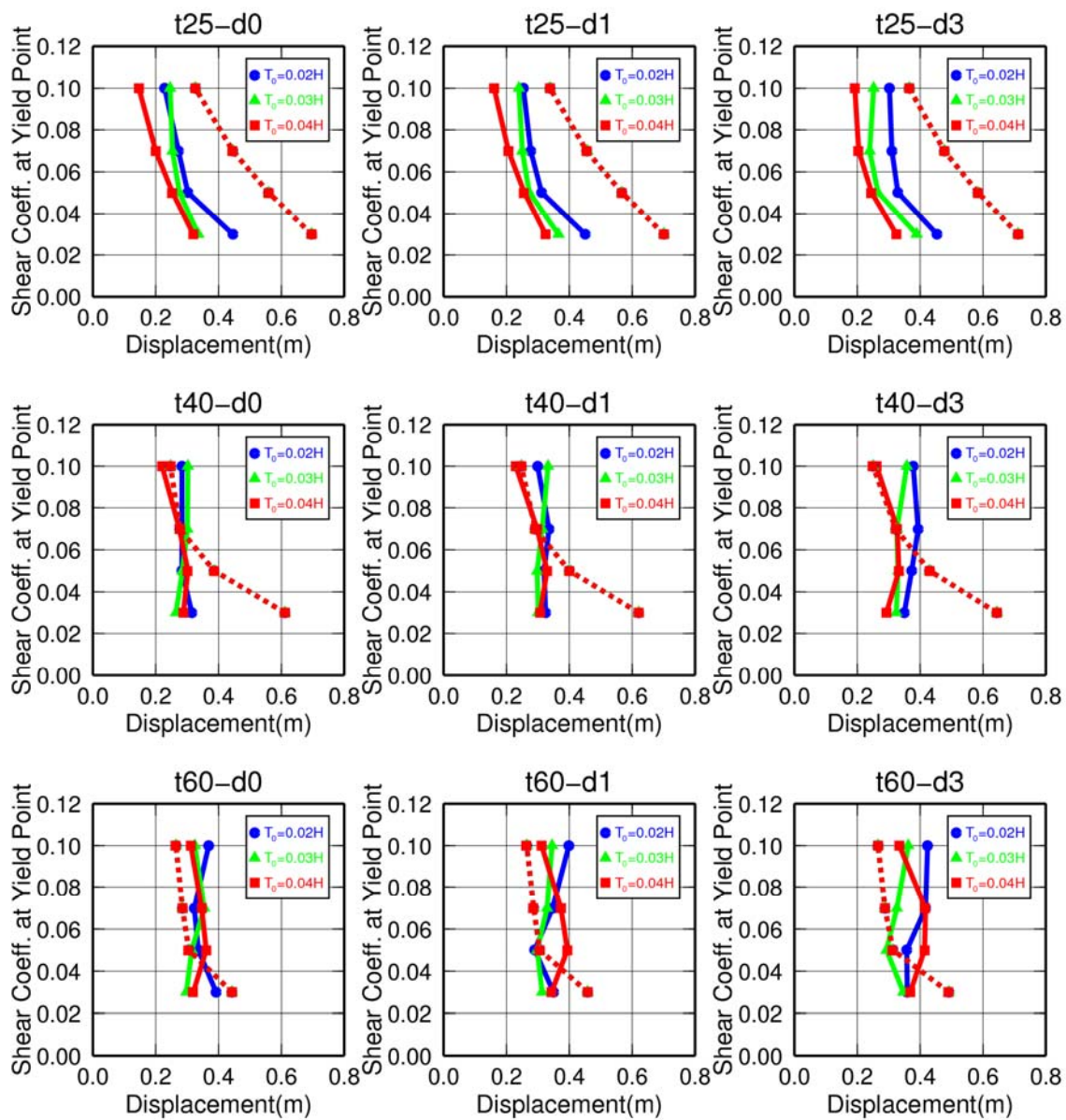


図 3.3-30 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%) の免震層変位 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (長)

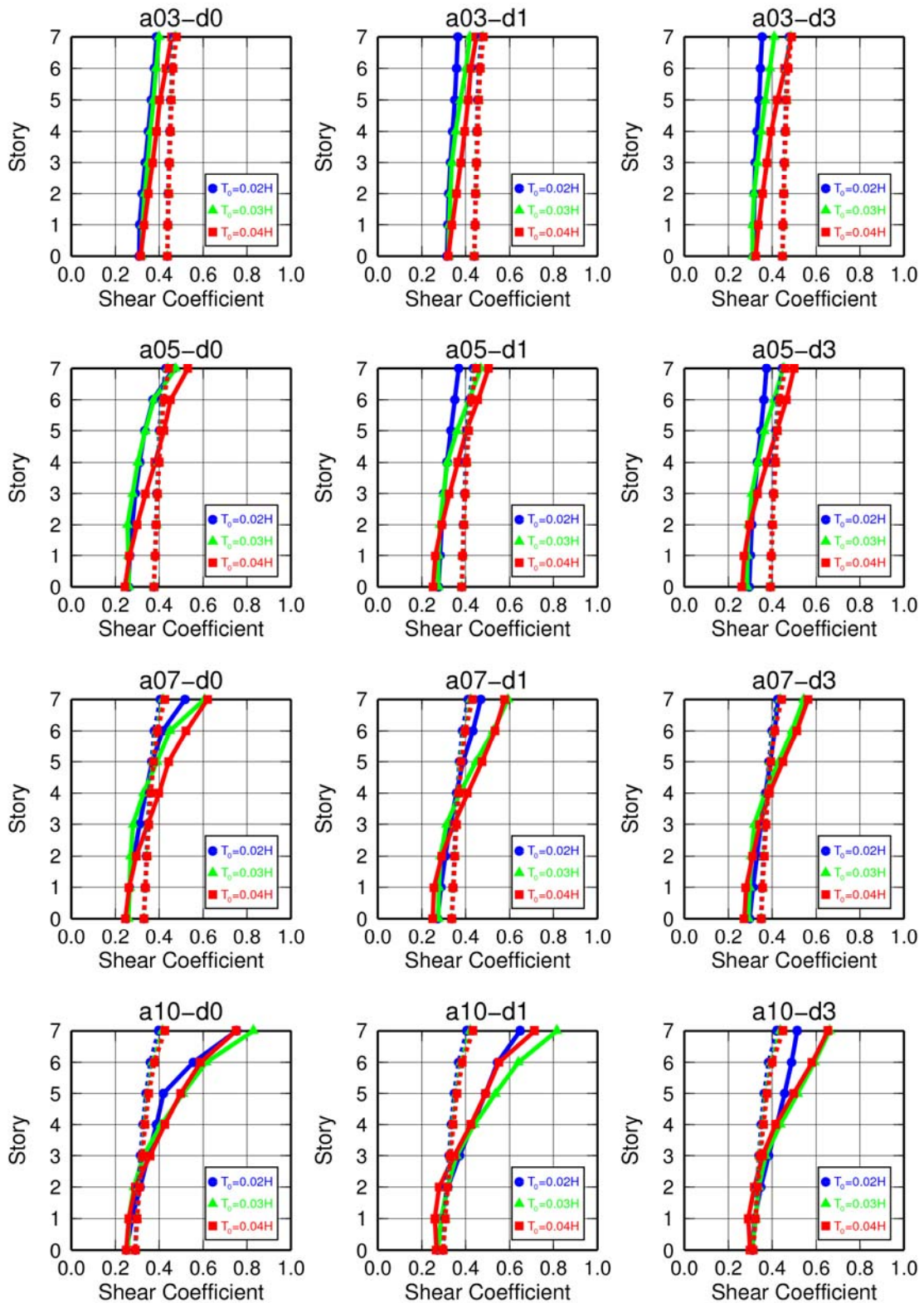


図 3.3-31 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (長)

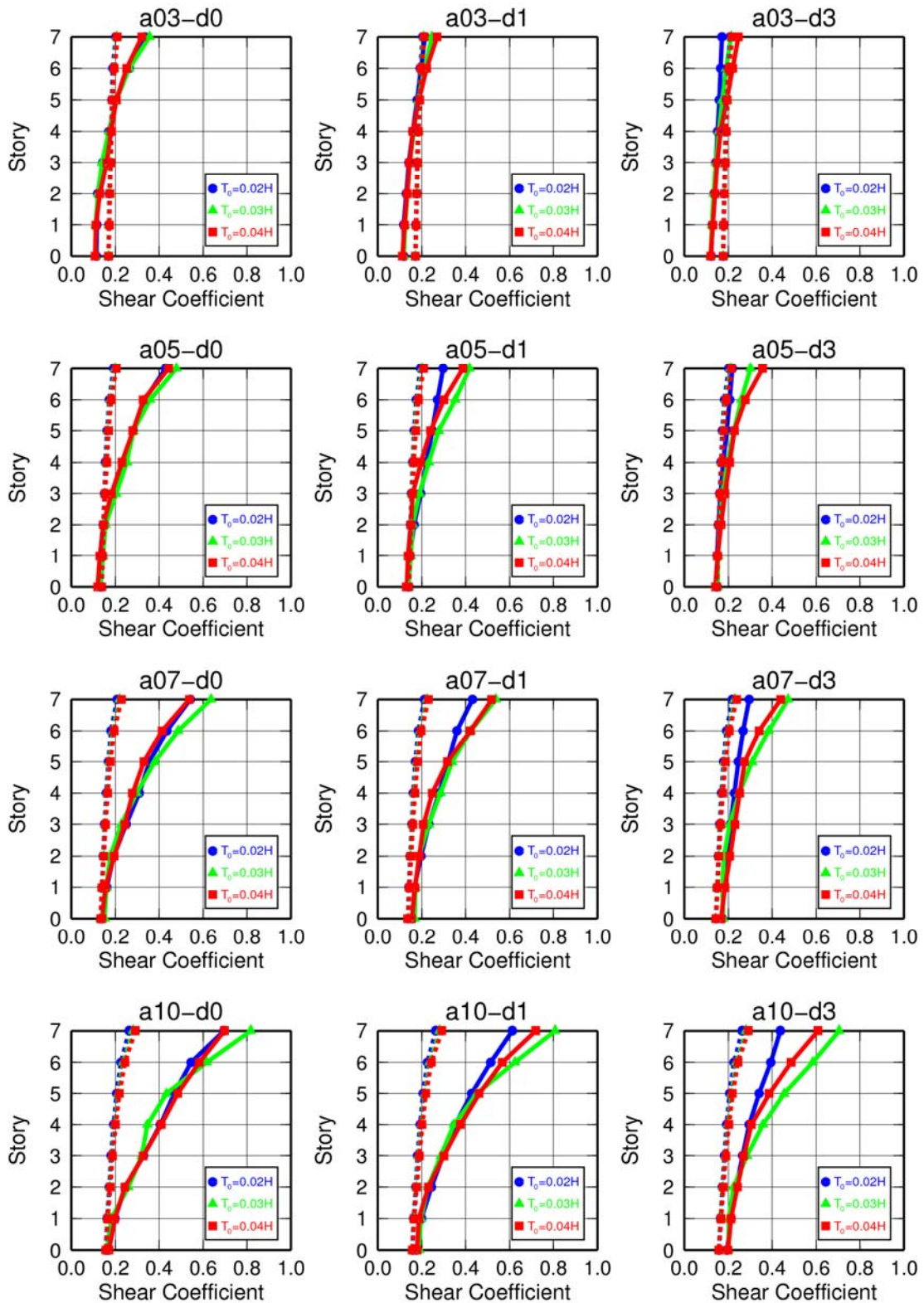


図 3.3-32 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (長)

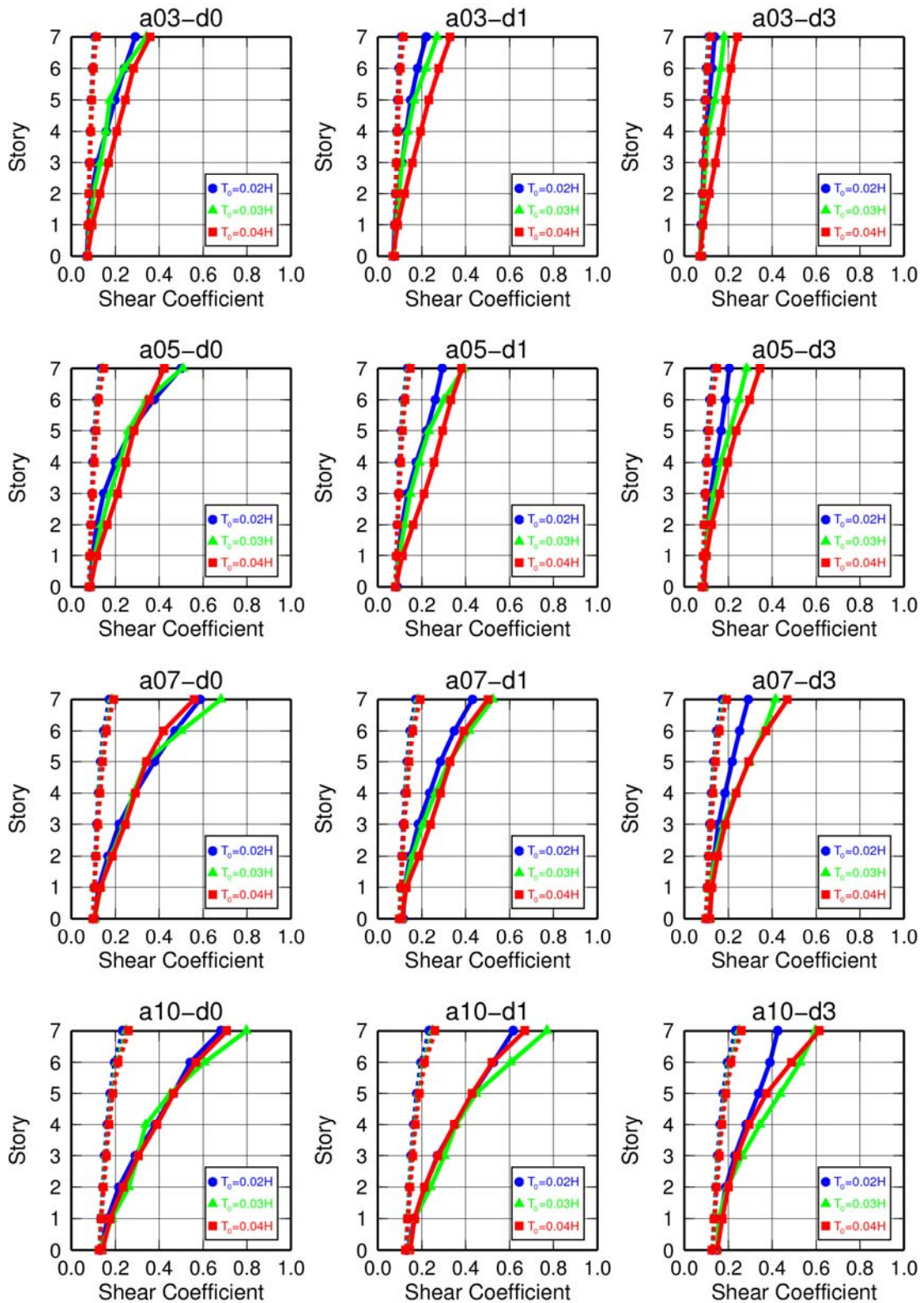


図 3.3-33 上部構造 7 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (長)

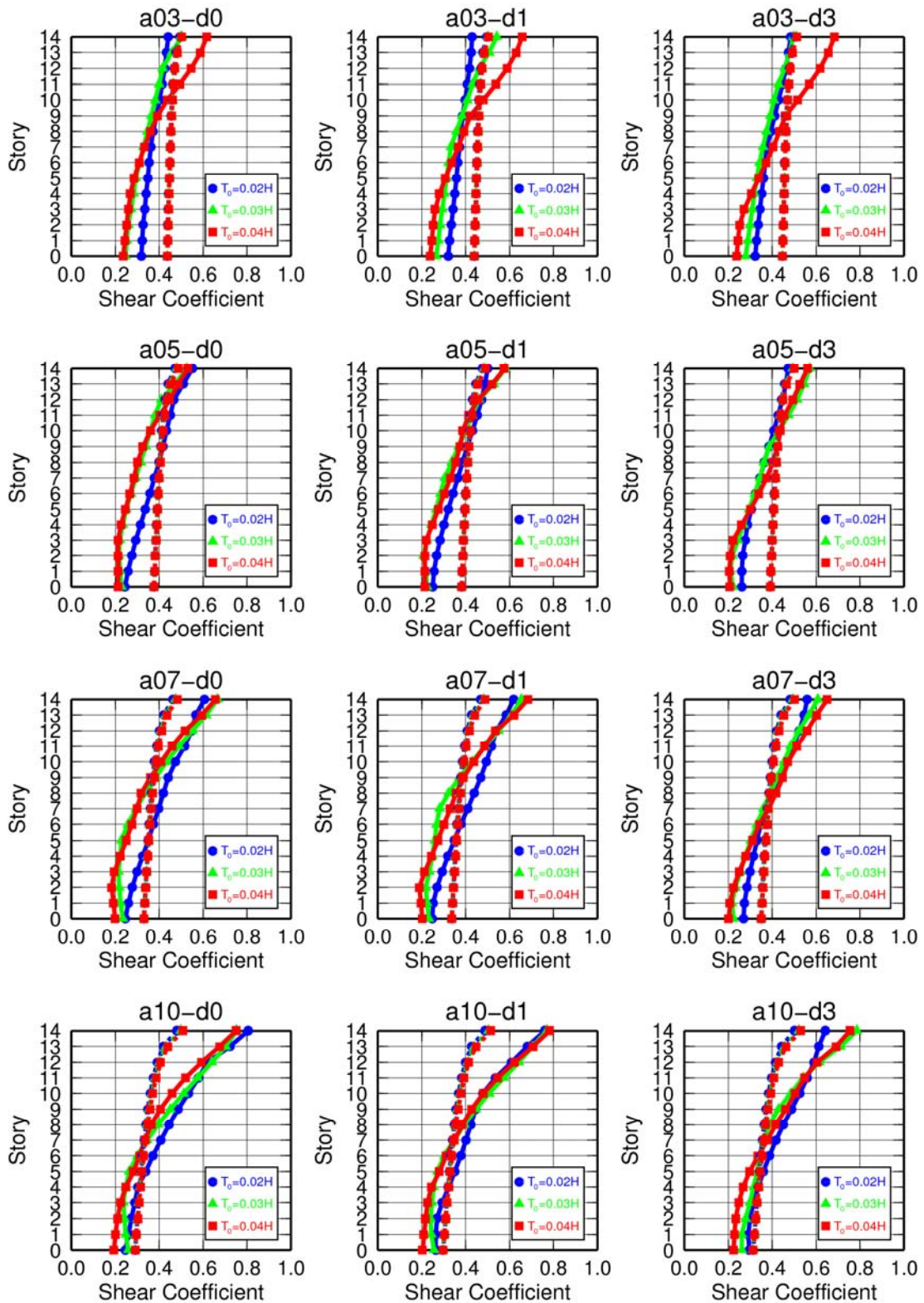


図 3.3-34 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (長)

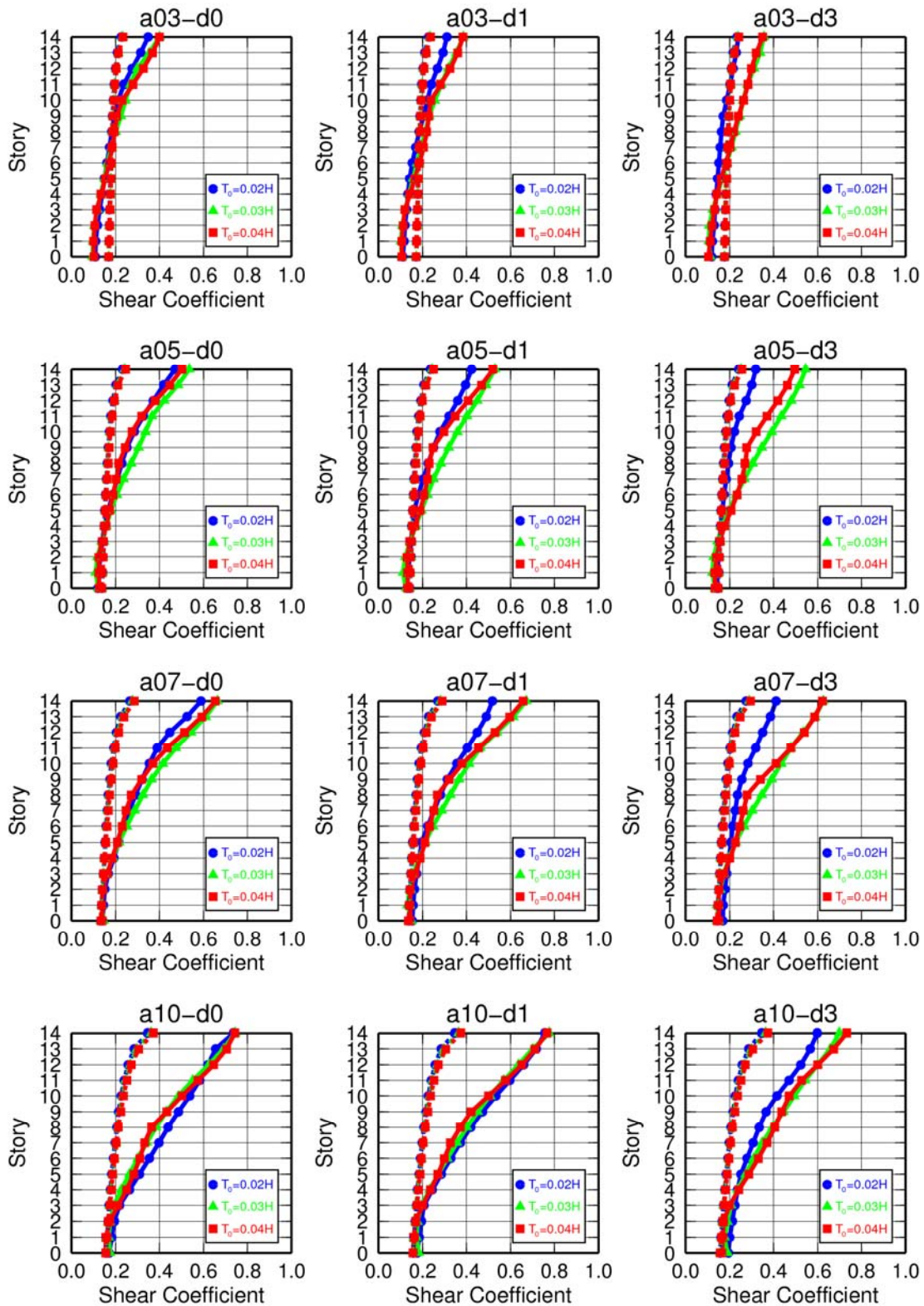


図 3.3-35 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (長)

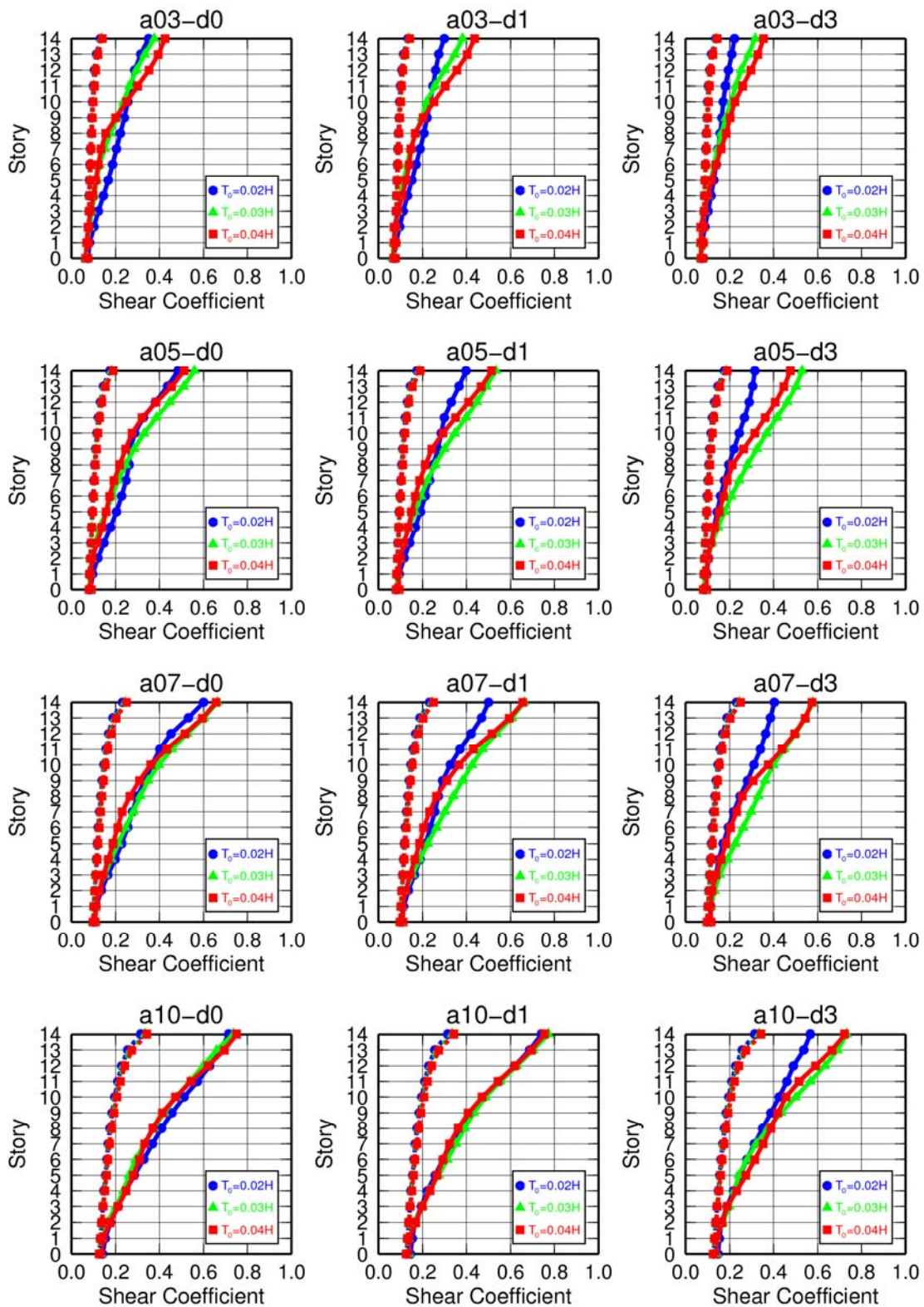


図 3.3-36 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (長)

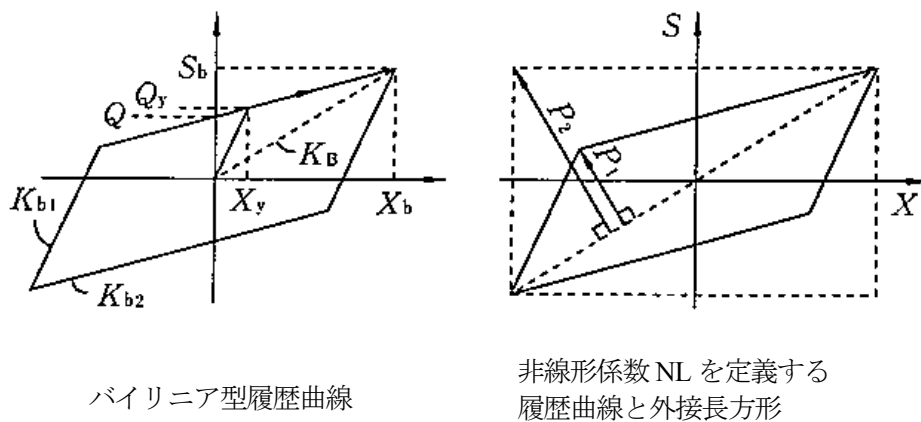
3-4 解析結果の分析

3-4-1 パラメータと応答値との対応

(1) 免震層のバイリニア型復元力特性の影響

免震層のバイリニア型復元力特性のパラメータが、上部構造の層せん断力分布に及ぼす影響について検討する。

ここで用いるパラメータとしては、免震層の応答最大変形に基づく等価周期 T_{eq} 、初期剛性に対応する周期（上部構造が剛体時） T_1 、免震層の応答最大変形に対応する非線形係数 NL、上部構造の基礎固定時 1 次固有周期 T_0 の 4 つを考える。



$$NL = A_h / (4S_b X_b) = Q_y / S_b - X_y / X_b$$

A_h : 履歴曲線の面積

図 3.4-1 Skinner による非線形係数 NL⁶⁾

パラメータと応答値に基づく増幅率あるいは告示 2009 号による方法との比率などについて 3-2 節で示した 3 つの入力地震動に対する応答解析結果を用いて検討する。第 2 種地盤（短）の告示 1461 号に基づく地震動（以下、告示波）を用いた結果を図 3.4-2～図 3.4-7 に、第 1 種地盤の告示波を用いた結果を図 3.4-8～図 3.4-13 に、第 2 種地盤（長）の告示波を用いた結果を図 3.4-14～図 3.4-19 に、それぞれ示す。各図中には、それぞれのパラメータ範囲で線形回帰した結果を示している。図中の R は線形回帰式の相関係数である。

なお、非線形係数 NL は Skinner⁶⁾ により提案された係数であり、免震層がバイリニア形履歴曲線を有する場合の、履歴曲線を囲む長方形の面積に対する履歴曲線の描く面積の比に等しくなる（図 3.4-1）。従って等価減衰定数 h_{eq} とは $h_{eq} = (2/\pi) \cdot NL$ の関係がある。

i) 第 2 種地盤（短）の告示波に対する結果について

図 3.4-2 は、横軸に T_{eq}/T_0 をとり、縦軸に免震層に対する層せん断力係数比（増幅率と呼ぶ）をとつ

ており、 T_1/T_0 のランク別に記号を変えてプロットしている。同図(a)は最上層の増幅率を、同図(b)は中間層の増幅率をそれぞれ示している。これより全体としては、 T_{eq}/T_0 が大きくなるにつれて増幅率がやや大きくなる傾向が見られ、 T_1/T_0 が小さいほど大きな増幅率になっている。また、中間層は最上層の1/2程度あるいはそれ以下の増幅率になっている。ただし、全体としてはばらつきが大きい。

図3.4-3は、横軸にNLをとり、縦軸に増幅率をとっており、 T_1/T_0 のランク別に記号を変えてプロットしている。これより、NLの増大につれ増幅率が大きくなる傾向がある。

図3.4-4は、同様に横軸にNLをとり、縦軸に増幅率をとっているが、 T_0 を大きく3グループに分けてプロットしている。これよりNLが大きいほど、 T_0 が長いほど大きな増幅率になっている。 T_0 の影響はそれほど小さくなく、NLの影響の方が大きくなっている。全体としてのばらつきは見られるものの、NLと T_0 だけでも概略の評価は可能と思われる。

図3.4-5～図3.4-7は、図3.4-2～図3.4-4と同じパラメータに対するものであるが、応答解析結果による層せん断力係数と免震層のせん断力係数の比を告示2009号による層せん断力係数と免震層せん断力係数の比で除した値（割増率）を縦軸としている。

図3.4-5は、 T_{eq}/T_0 および T_1/T_0 をパラメータとして表現したものであるが、これらパラメータと割増率との間にはよい対応が見られる。

図3.4-6、図3.4-7は、全体としてNLとの対応が見られるが、 T_1/T_0 あるいは T_0 との対応はそれほど明確にはなっていない。

ii) 第1種地盤の告示波に対する結果について

図3.4-8～図3.4-13に、図3.4-2～図3.4-7と対応させた図を示した。

図3.4-8～図3.4-13は、図3.4-2～図3.4-7とほぼ同様の傾向を示している。

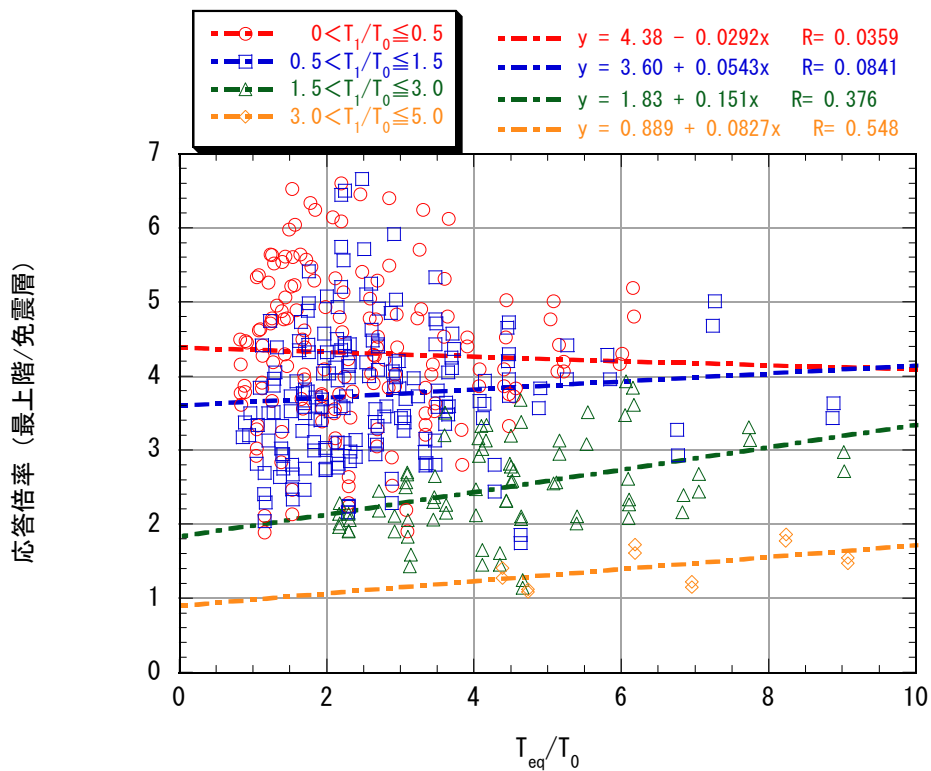
iii) 第2種地盤（長）の告示波に対する結果について

図3.4-14～図3.4-19に、図3.4-2～図3.4-7と対応させた図を示した。

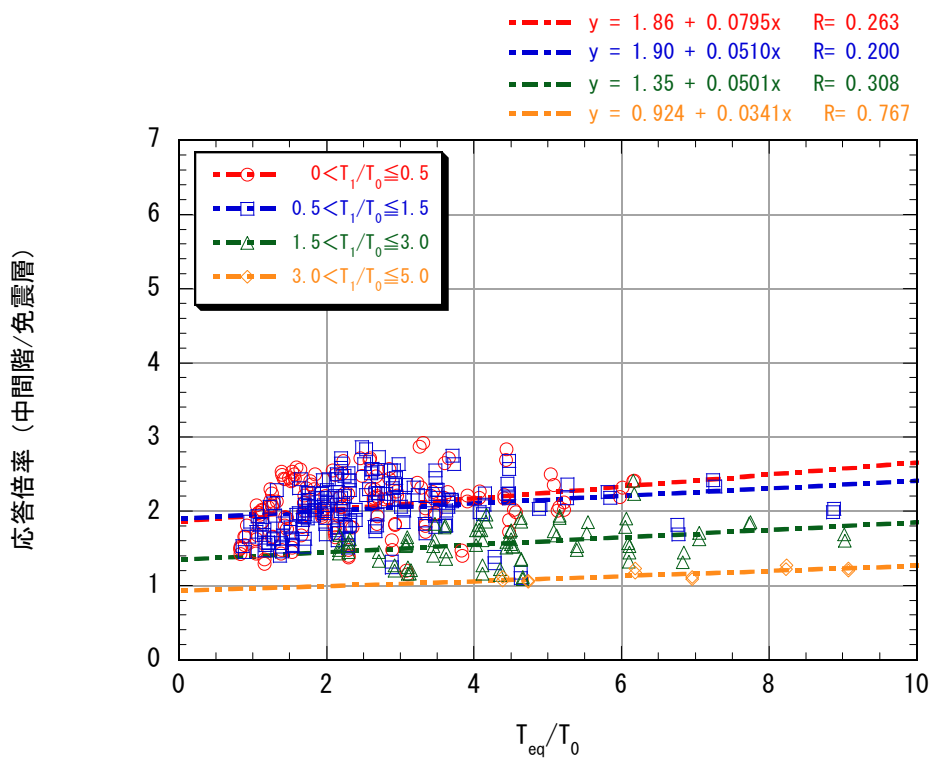
図3.4-14～図3.4-19は、図3.4-2～図3.4-7とほぼ同様の傾向を示している。

以上3種類の地震応答解析結果より、免震建築物のパラメータと応答増幅率（あるいは割増率）との対応関係がよいのは以下の3ケースであることがわかった。

- i) (NL、 T_1/T_0) と応答増幅率（免震層に対する上部構造の層せん断力係数の比）
- ii) (NL、 T_0) と応答増幅率（同上）
- iii) (T_{eq}/T_0 、 T_1/T_0) と応答割増率（告示2009号により求めた層せん断力係数に対する比）

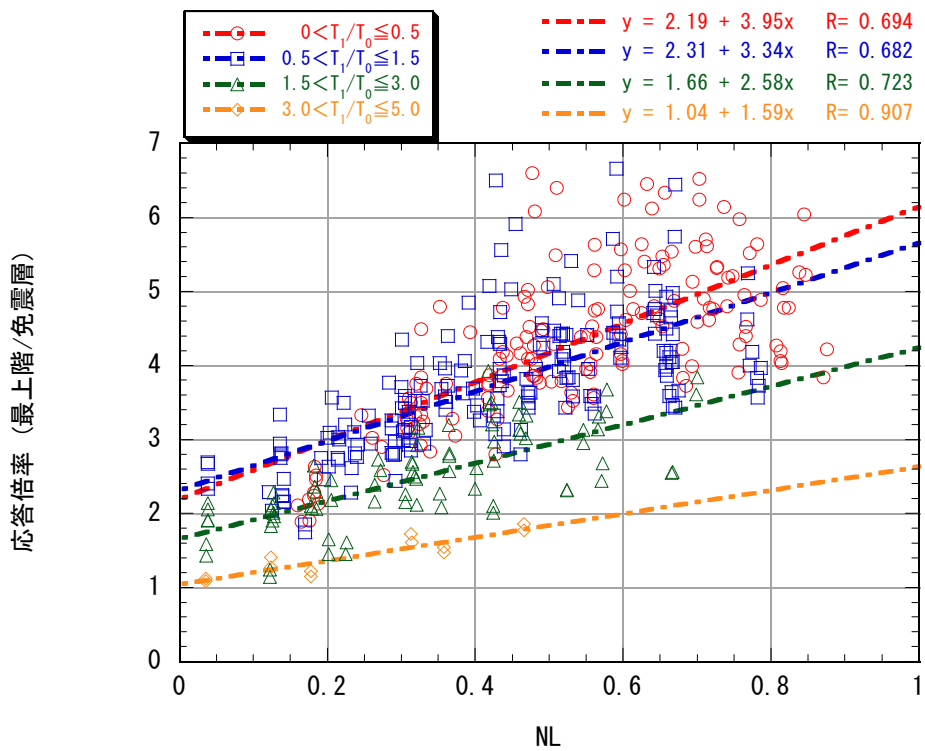


(a) 層せん断力比 (最上階/免震階)

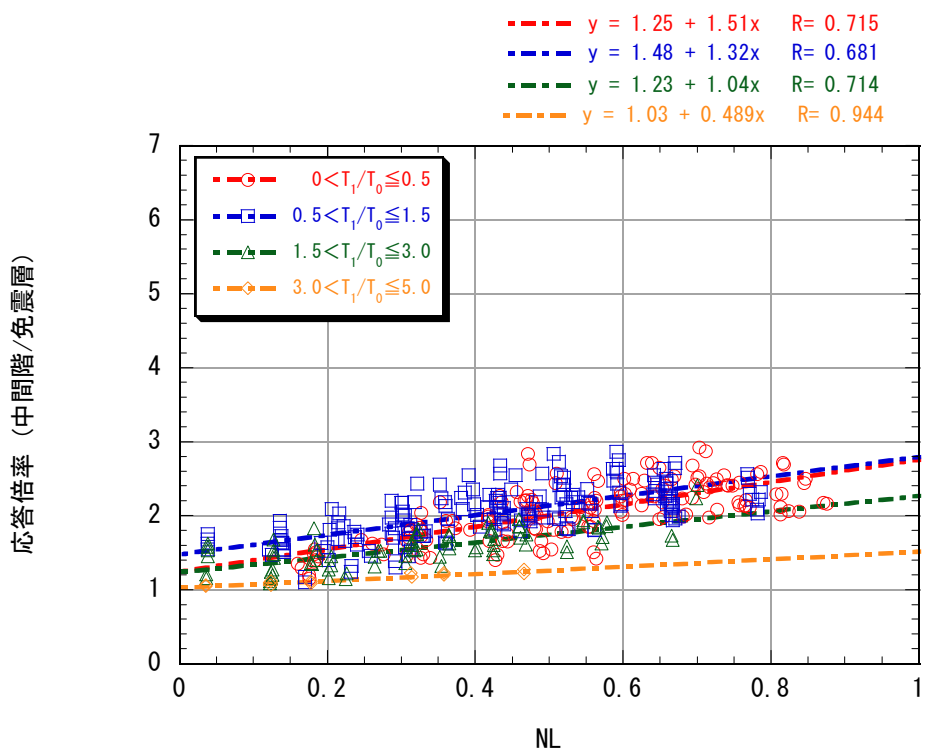


(b) 層せん断力比 (中間階/免震階)

図 3.4-2 $T_{eq}/T_0 \sim$ 免震層に対する層せん断力係数比<第 2 種地盤(短)>

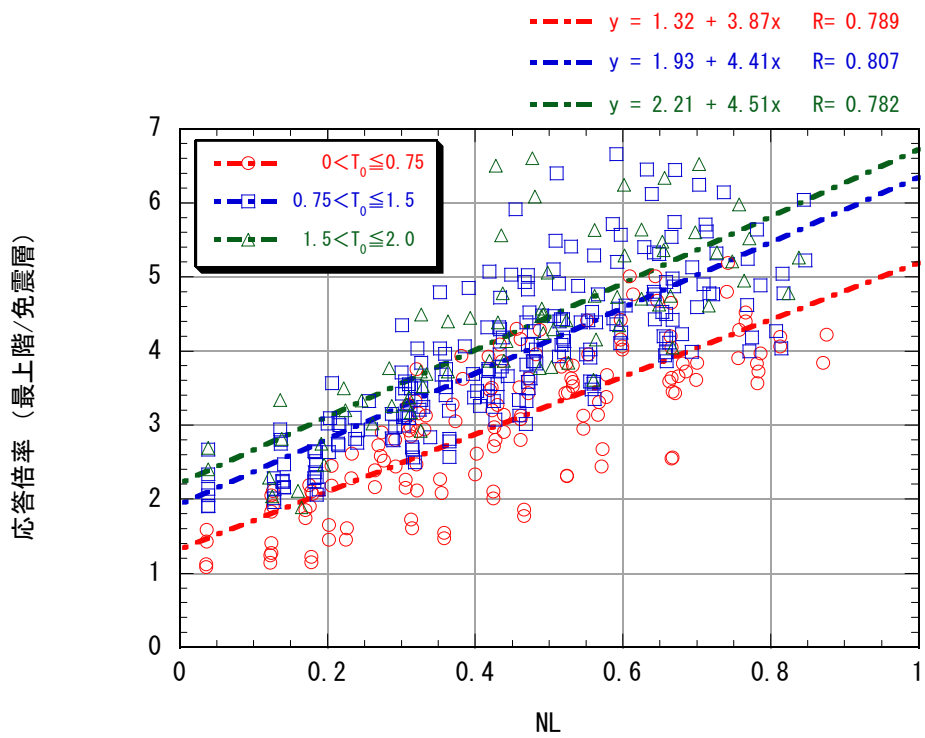


(a) 層せん断力比 (最上階/免震層)

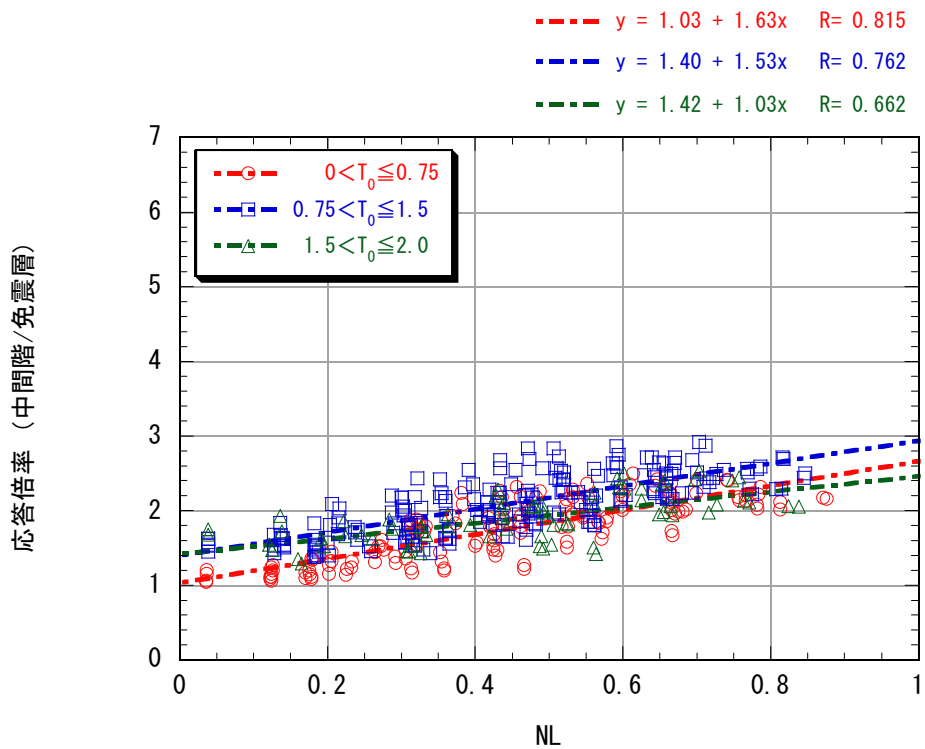


(b) 層せん断力比 (中間階/免震層)

図 3.4-3 NL~免震層に対する層せん断力係数比<第2種地盤(短)>

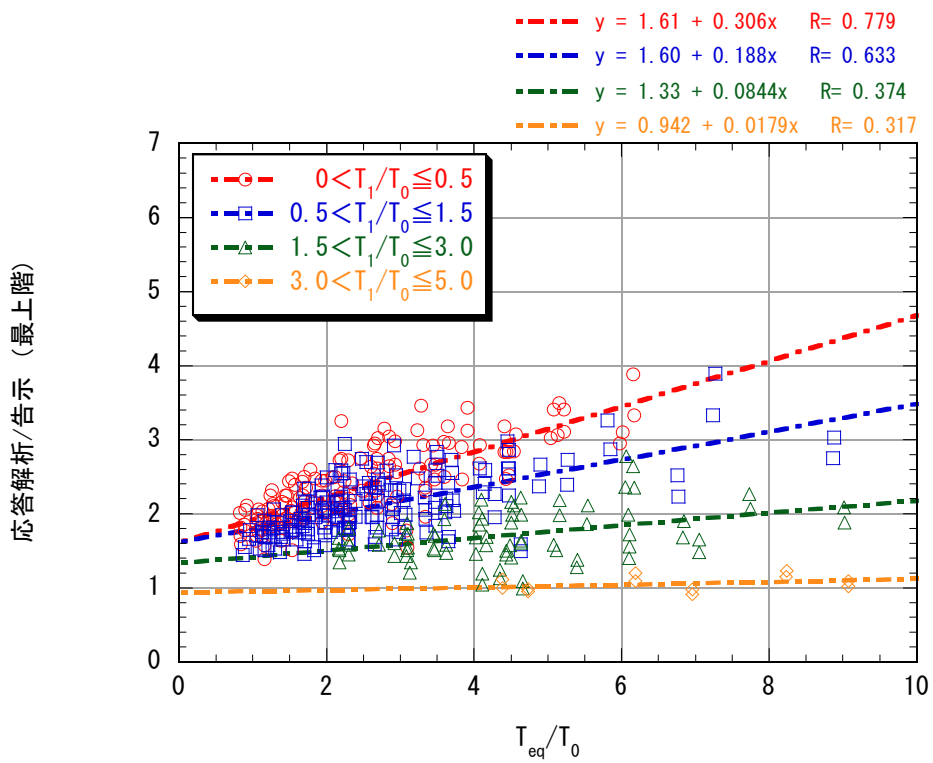


(a) 層せん断力比 (最上階/免震階)

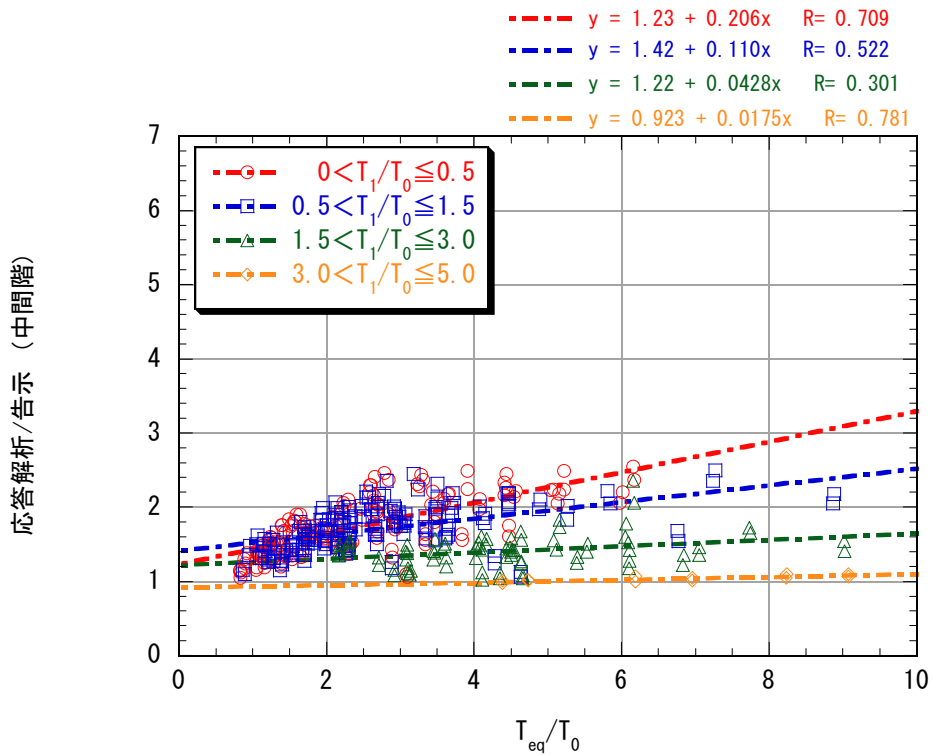


(b) 層せん断力比 (中間階/免震階)

図 3.4.4 NL～免震層に対する層せん断力係数比<第2種地盤(短)>

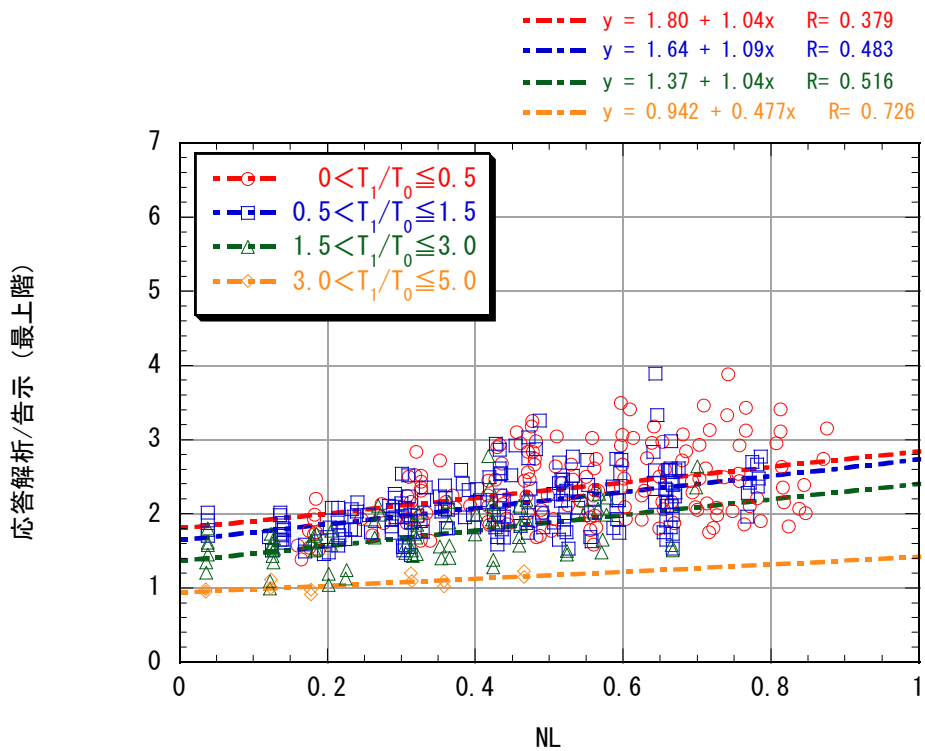


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

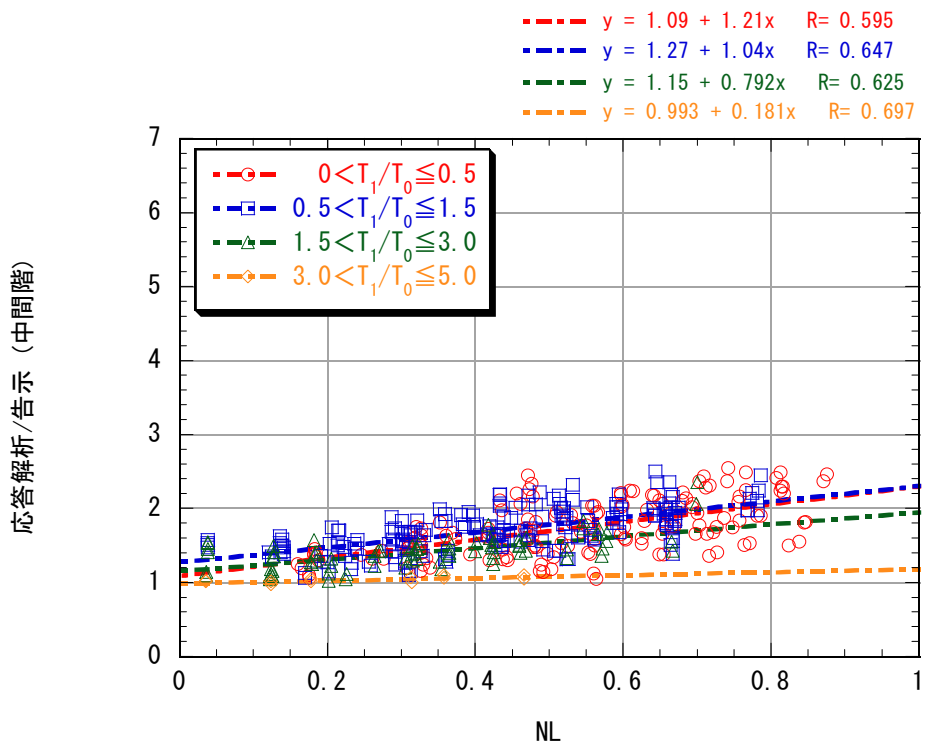


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-5 $T_{eq}/T_0 \sim$ 告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 2 種地盤(短)>

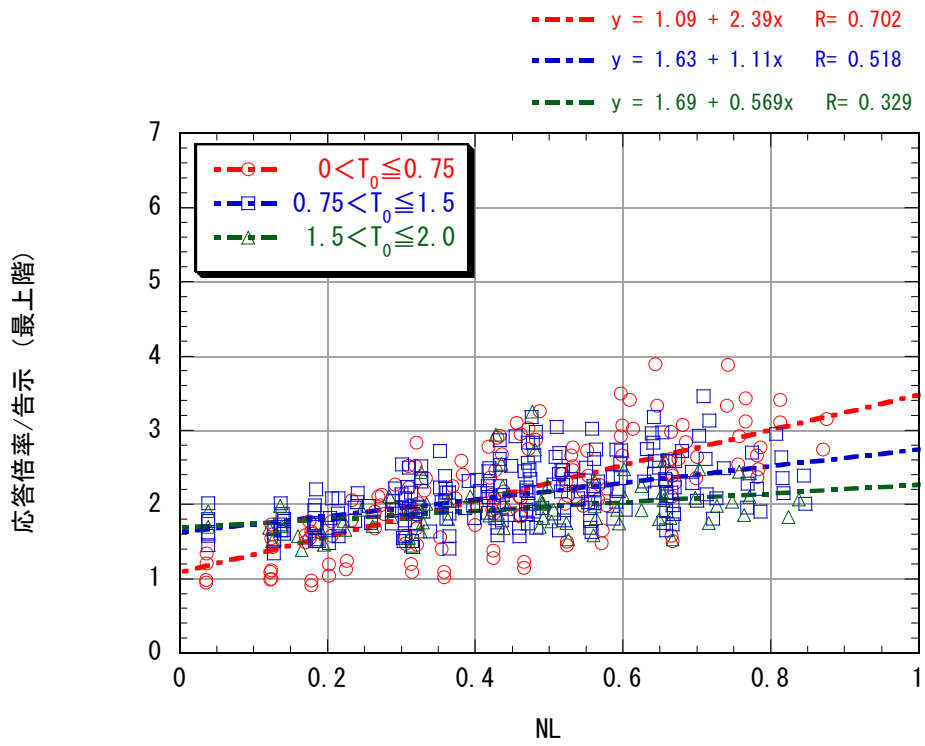


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

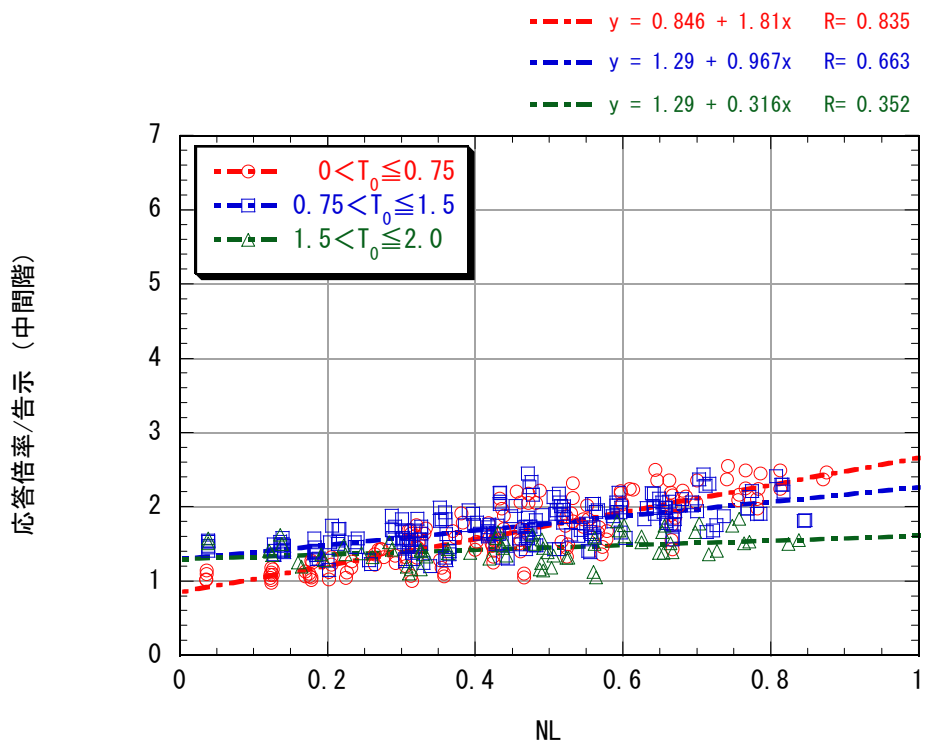


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-6 NL～告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 2 種地盤(短)>

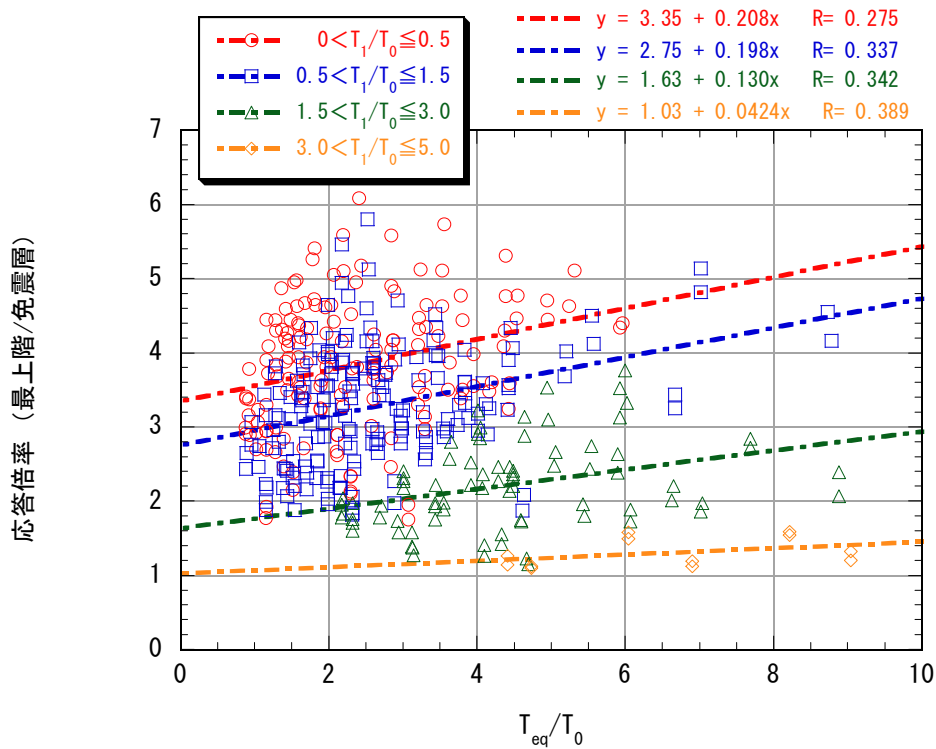


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

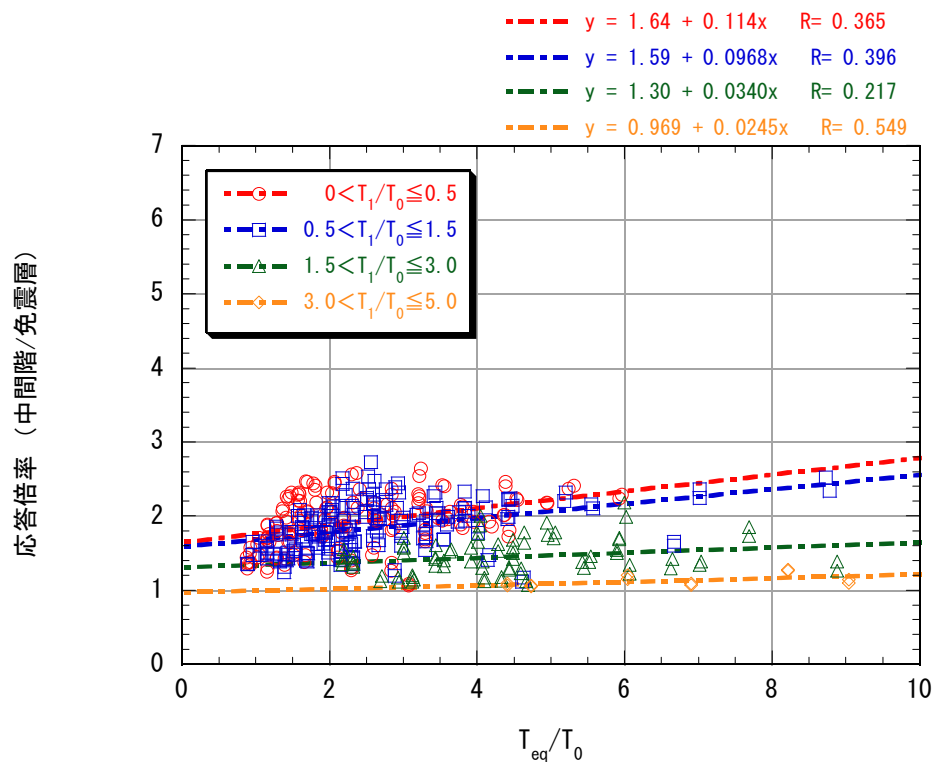


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-7 NL～告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 2 種地盤(短)>

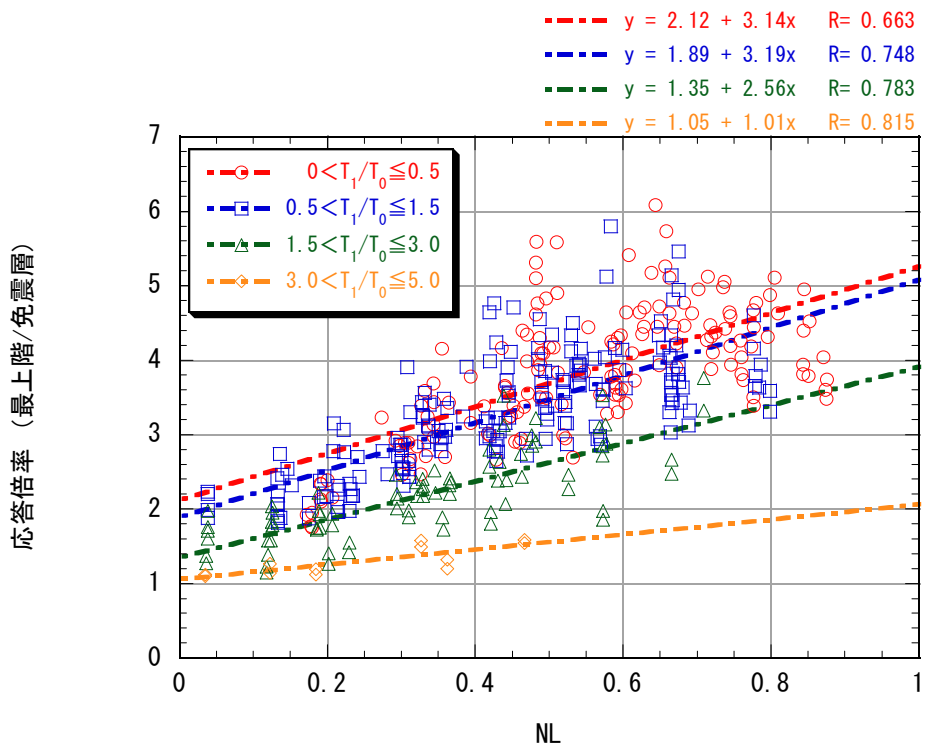


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

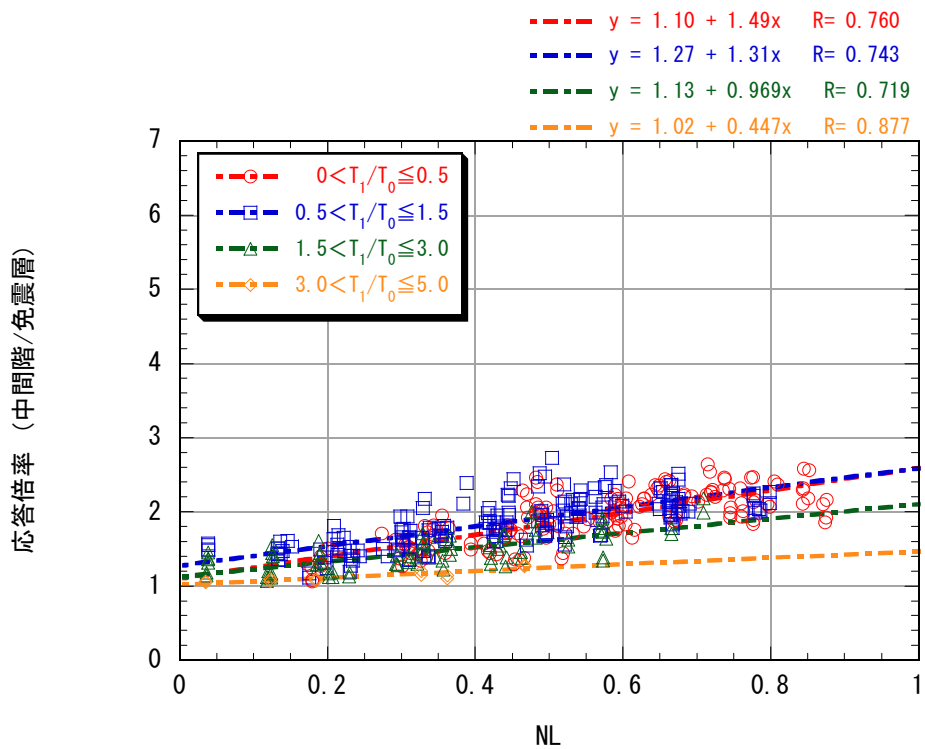


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-8 T_{eq}/T_0 ～免震層に対する層せん断力係数比<第 1 種地盤>



(a) 層せん断力比 (最上階/免震階)



(b) 層せん断力比 (中間階/免震階)

図 3.4-9 NL～免震層に対する層せん断力係数比<第1種地盤>

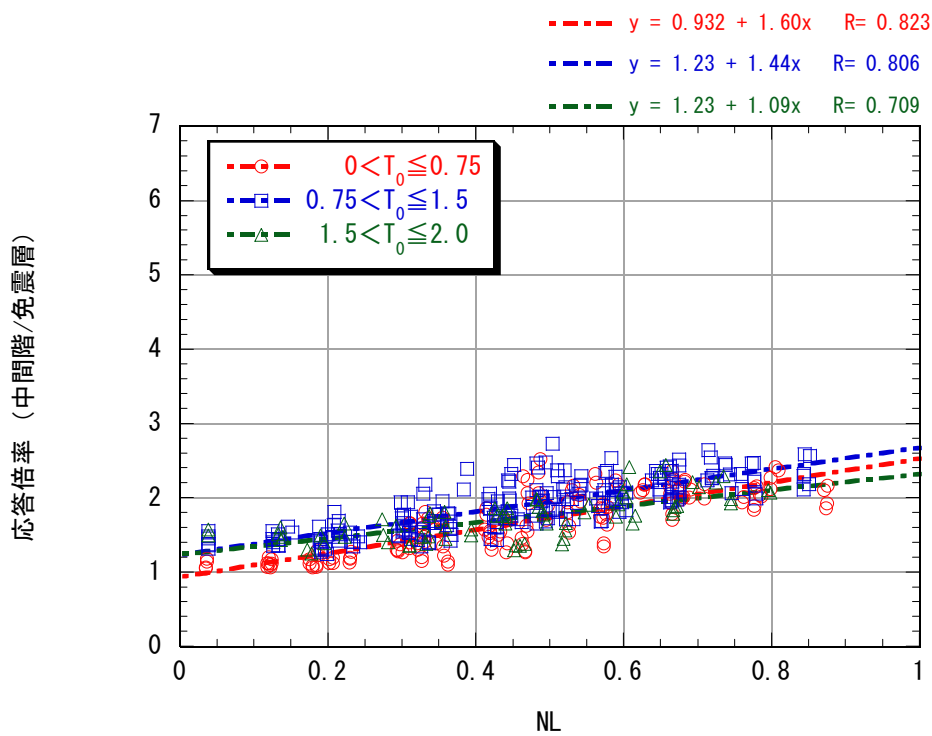
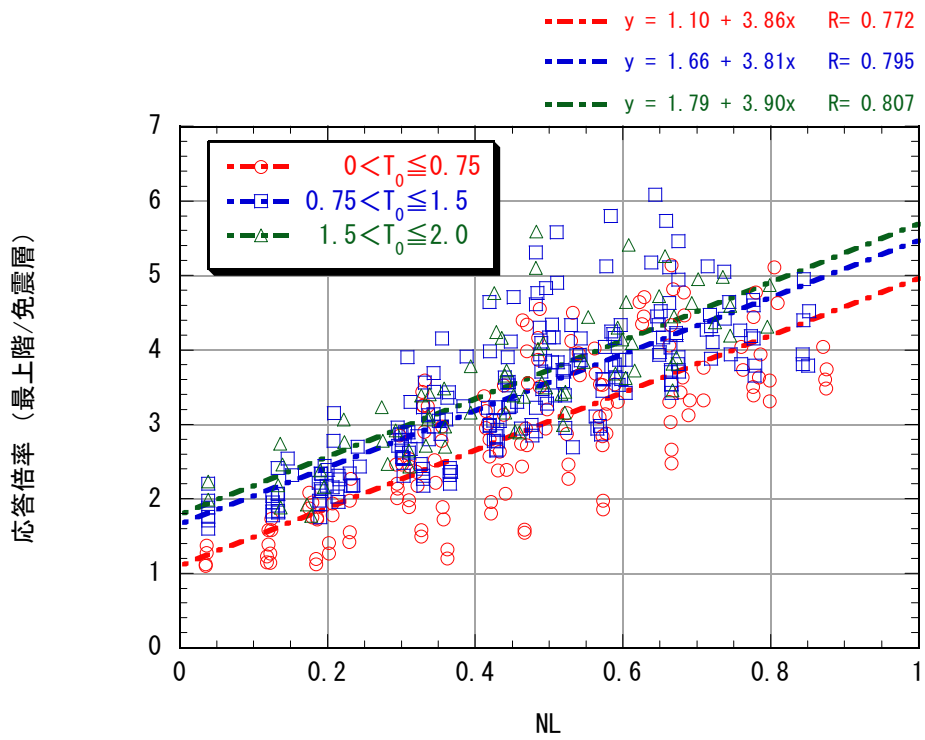
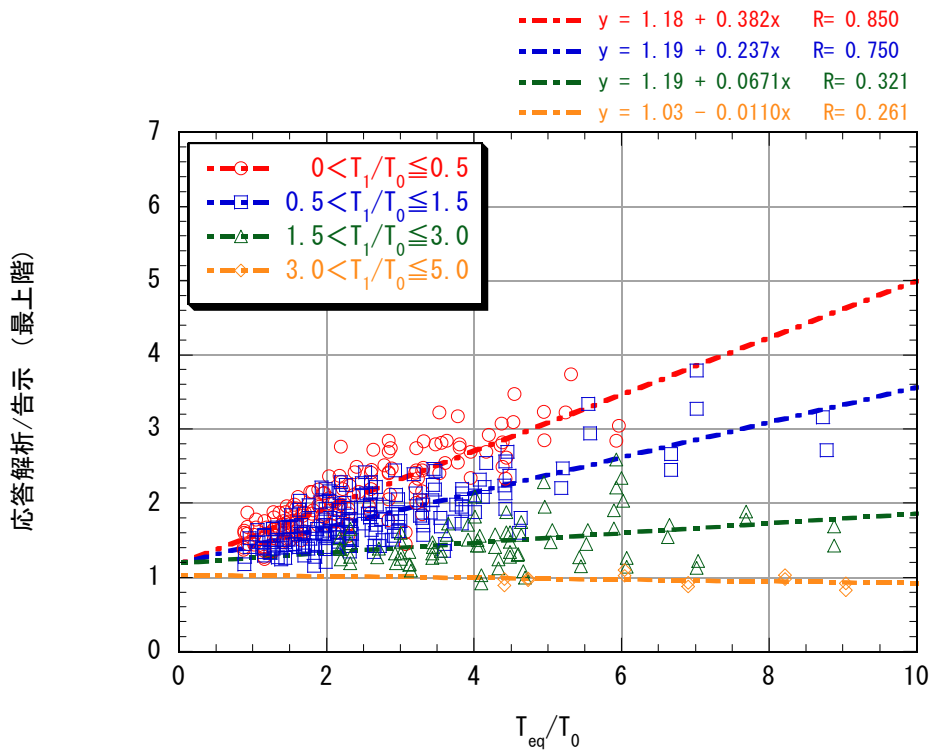
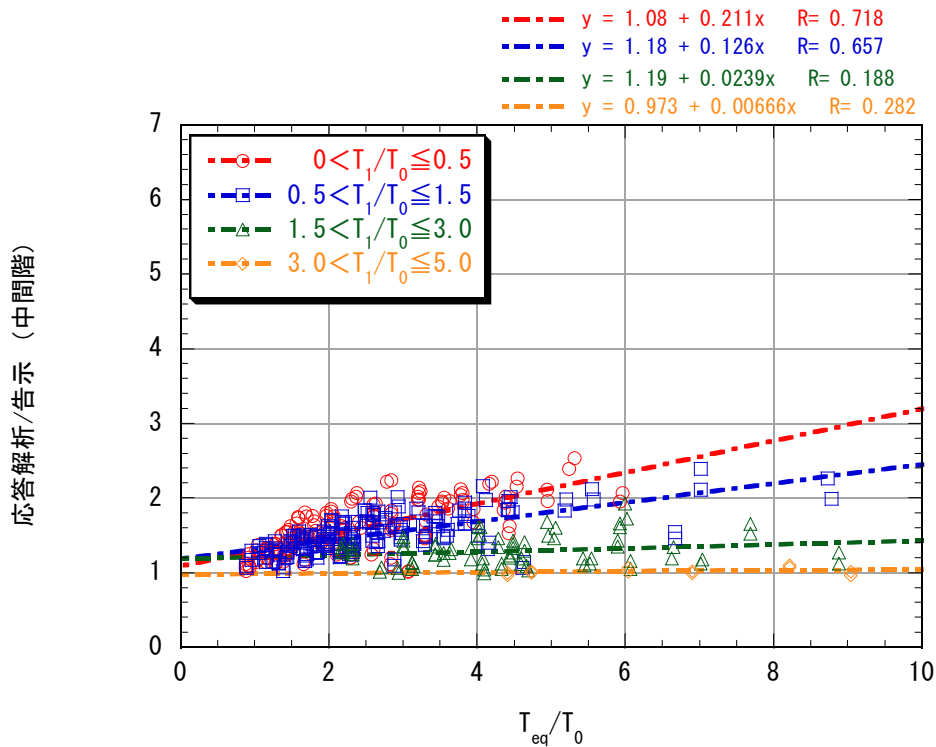


図 3.4-10 NL～免震層に対する層せん断力係数比<第 1 種地盤>

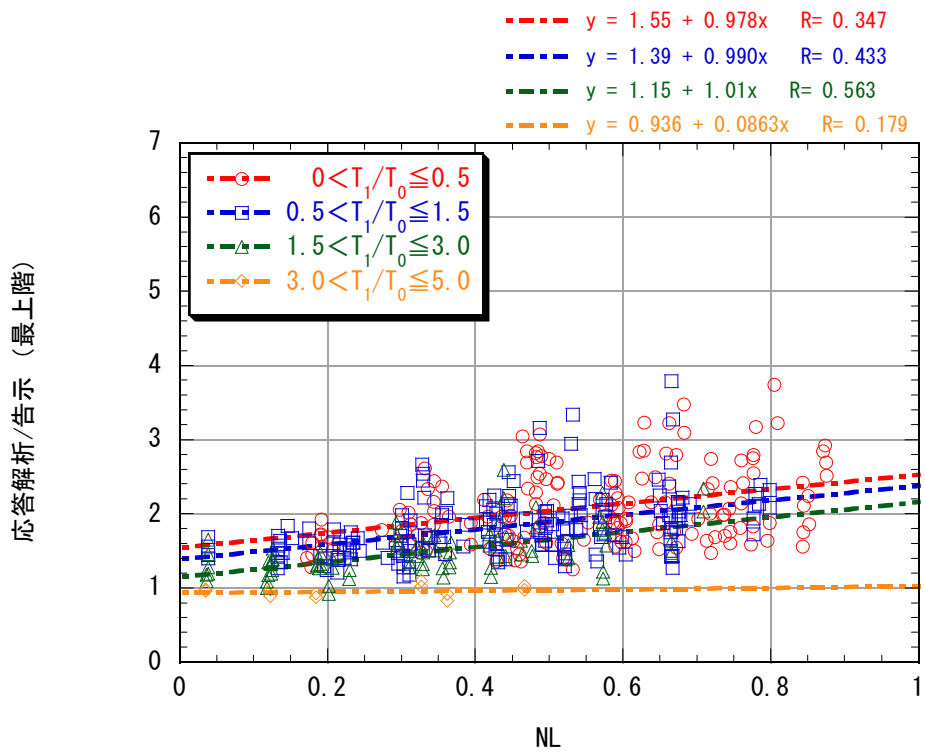


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

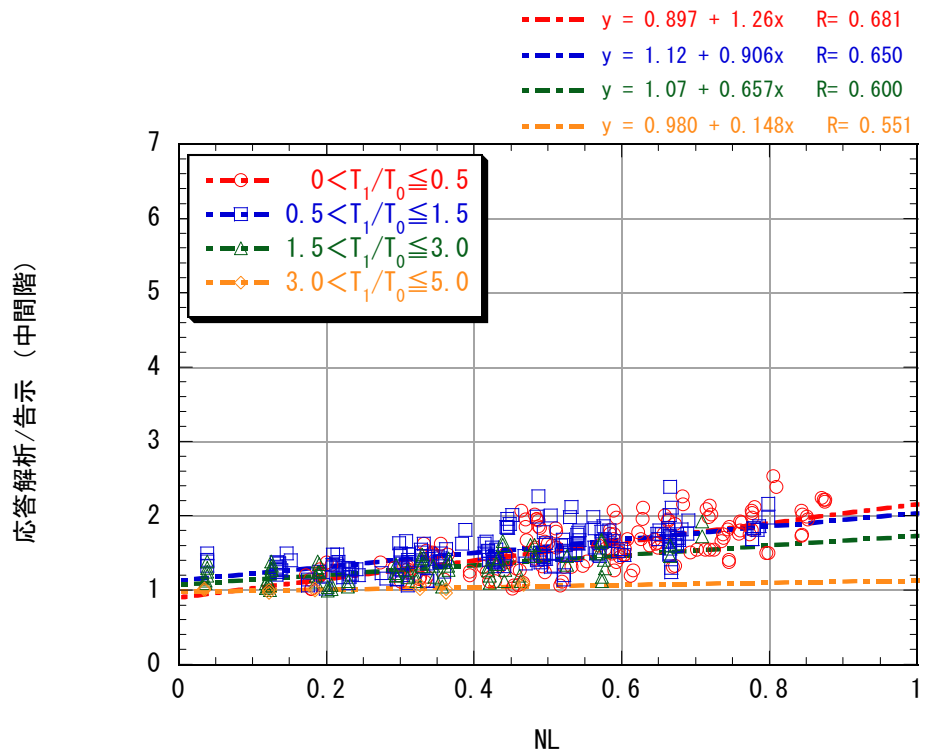


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-11 $T_{eq}/T_0 \sim$ 告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 1 種地盤>

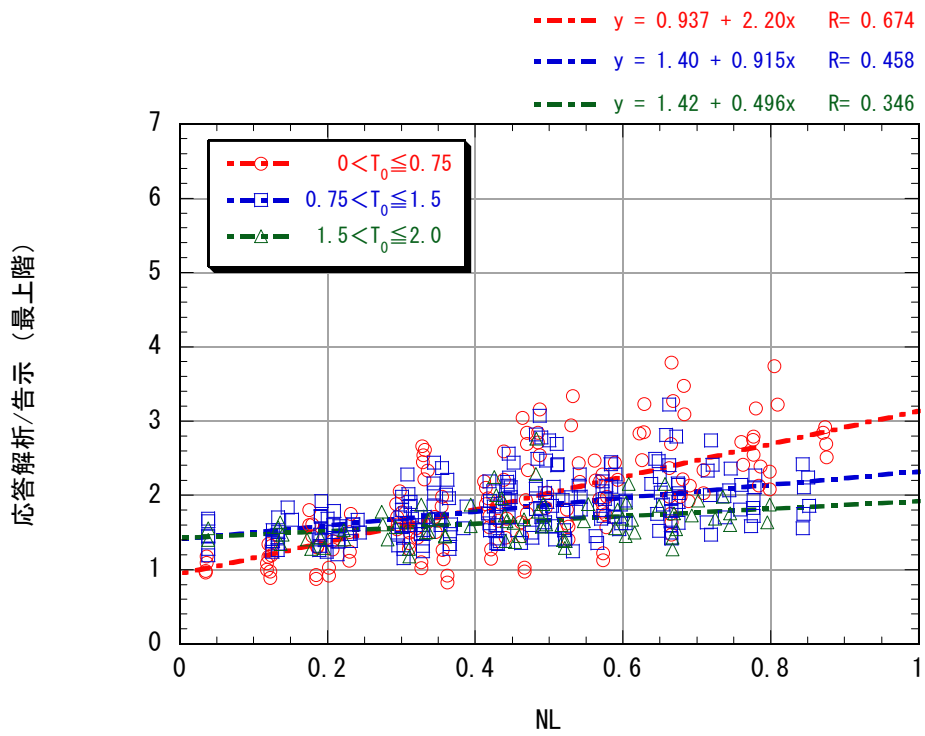


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

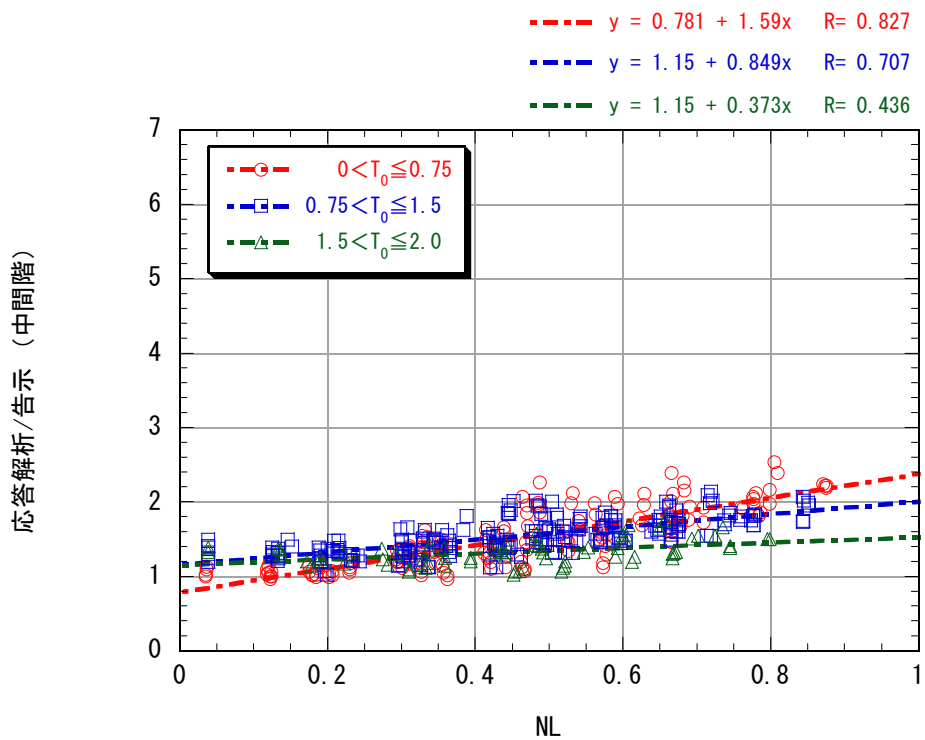


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-12 NL～告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 1 種地盤>

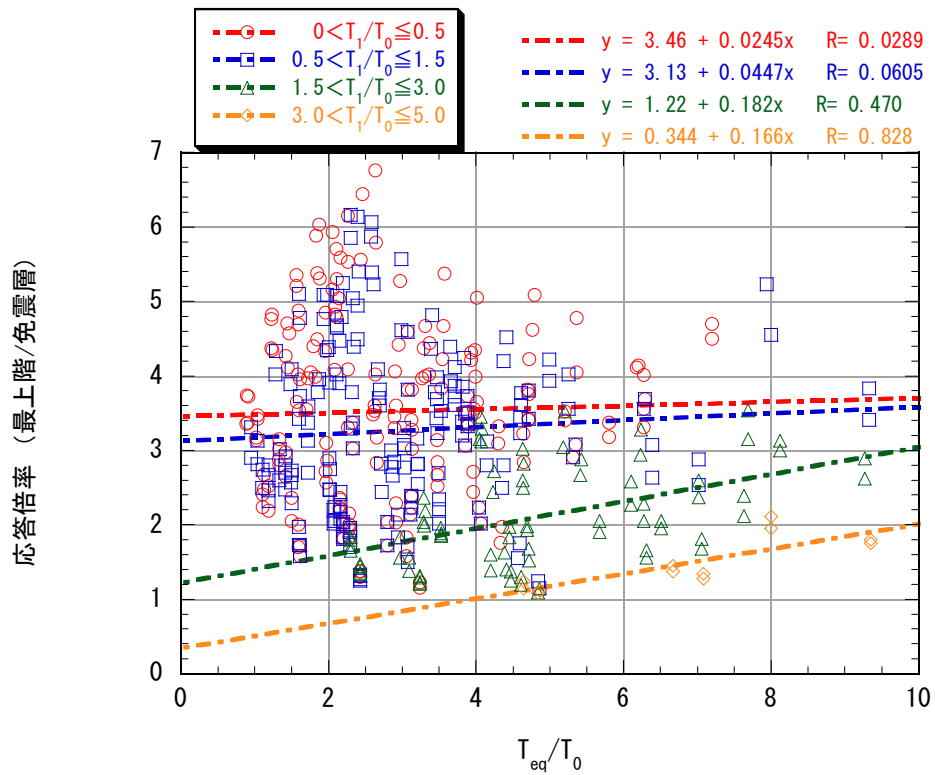


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

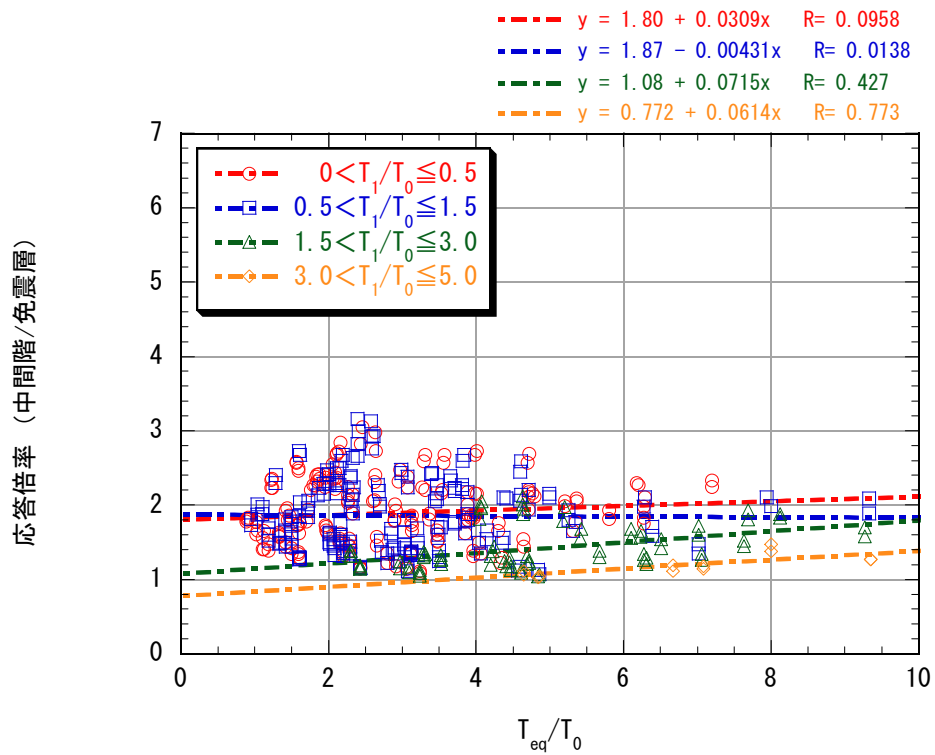


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-13 NL～告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 1 種地盤>

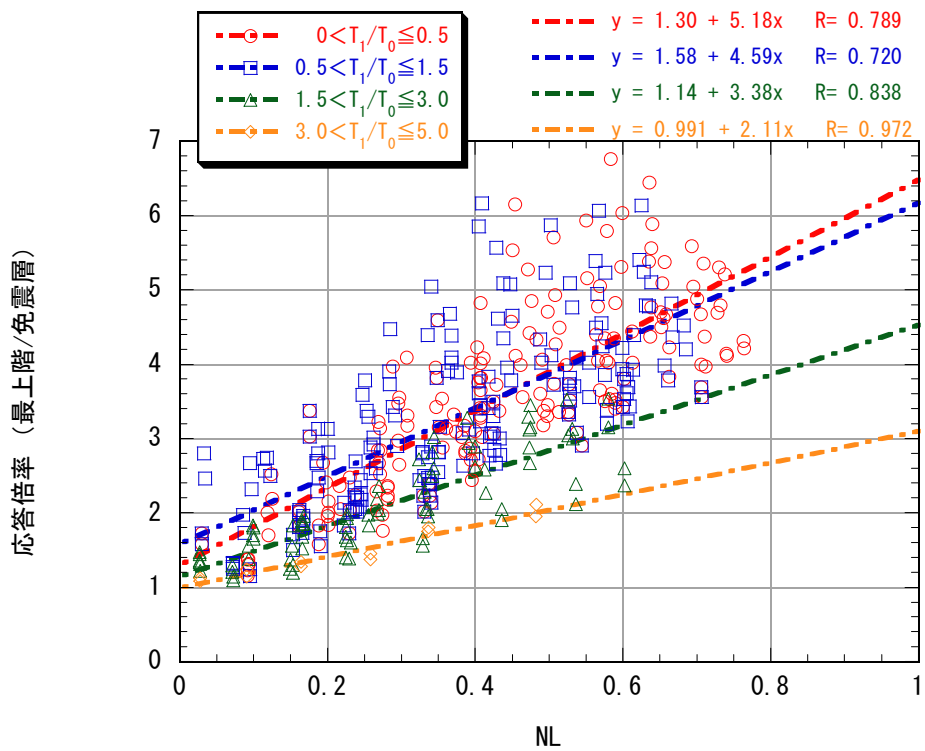


(a) 層せん断力比 (最上階/免震階)

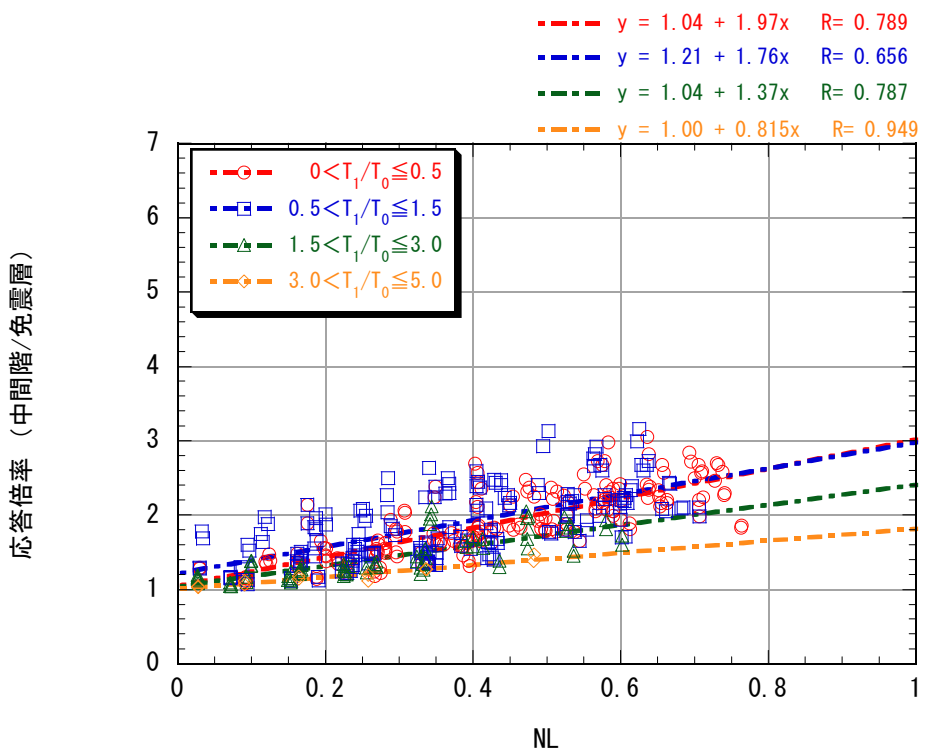


(b) 層せん断力比 (中間階/免震階)

図 3.4-14 $T_{eq}/T_0 \sim$ 免震層に対する層せん断力係数比<第 2 種地盤(長)>

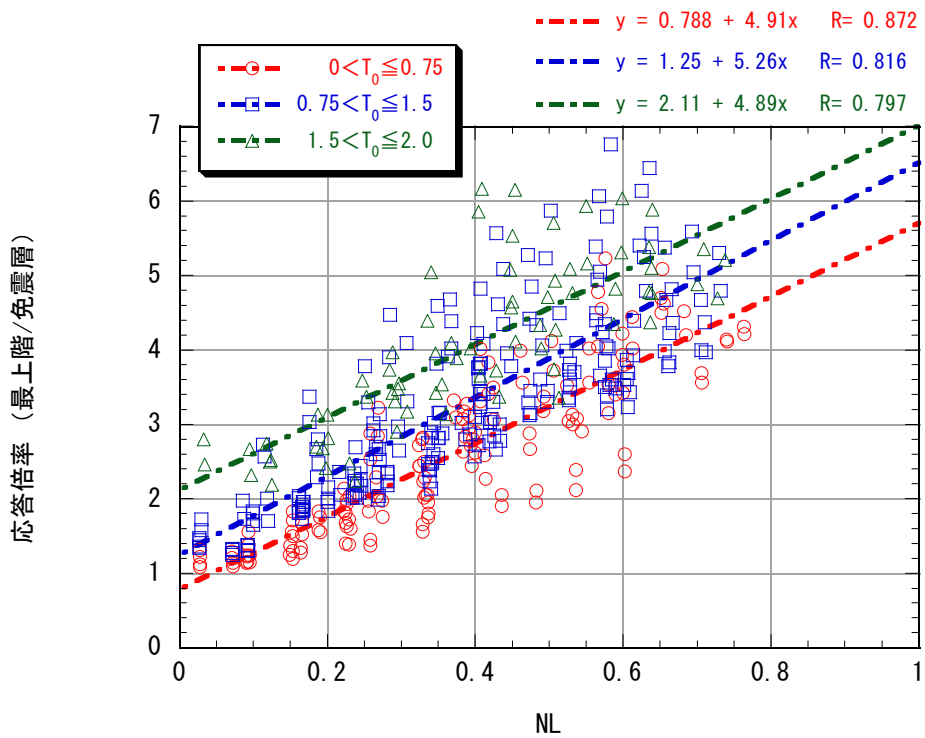


(a) 層せん断力比 (最上階/免震層)

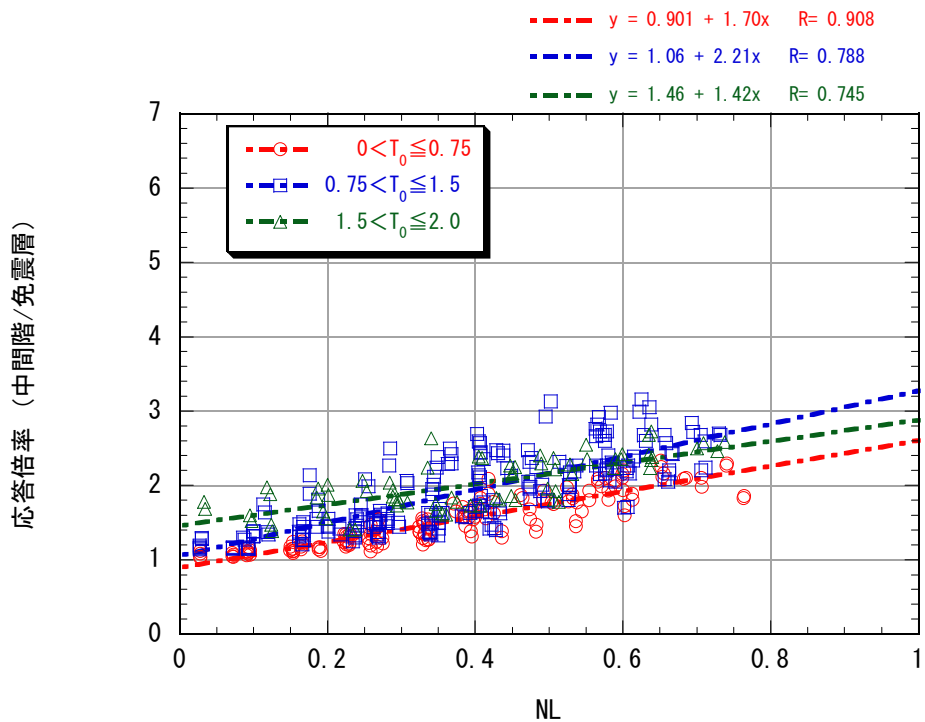


(b) 層せん断力比 (中間階/免震層)

図 3.4-15 NL～免震層に対する層せん断力係数比<第2種地盤(長)>

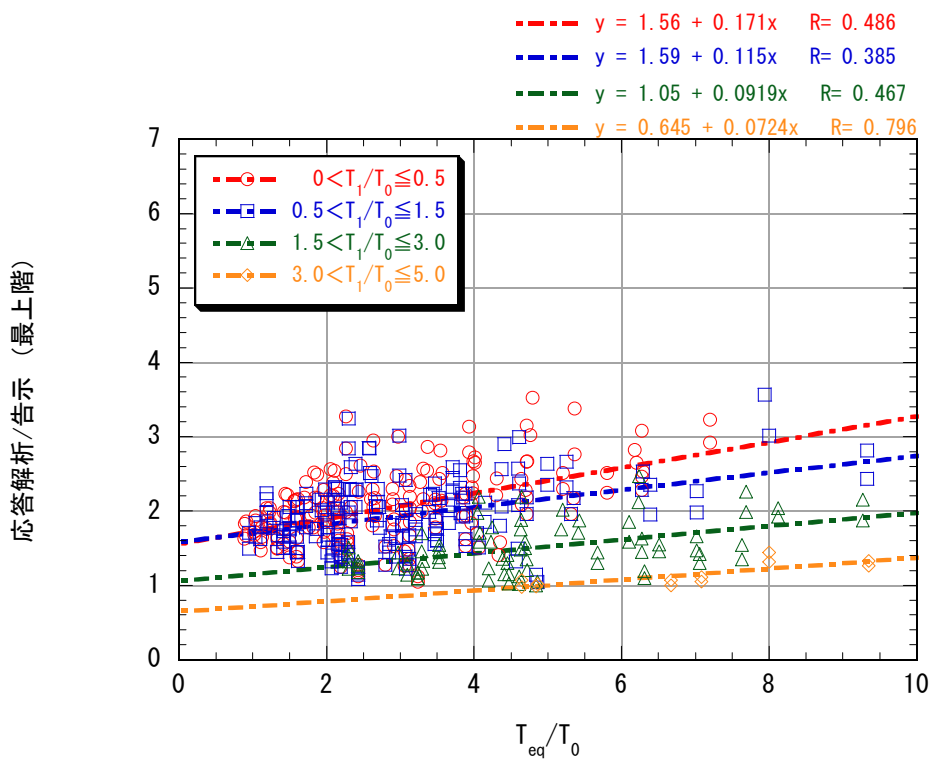


(a) 層せん断力比 (最上階/免震階)

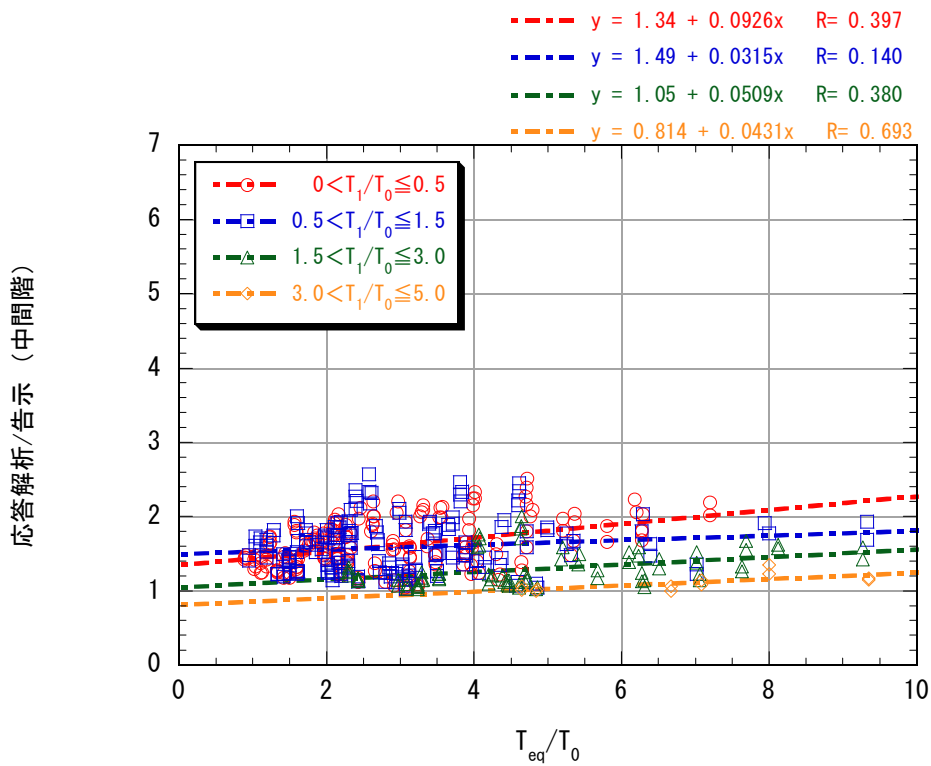


(b) 層せん断力比 (中間階/免震階)

図 3.4-16 NL～免震層に対する層せん断力係数比<第 2 種地盤(長)>

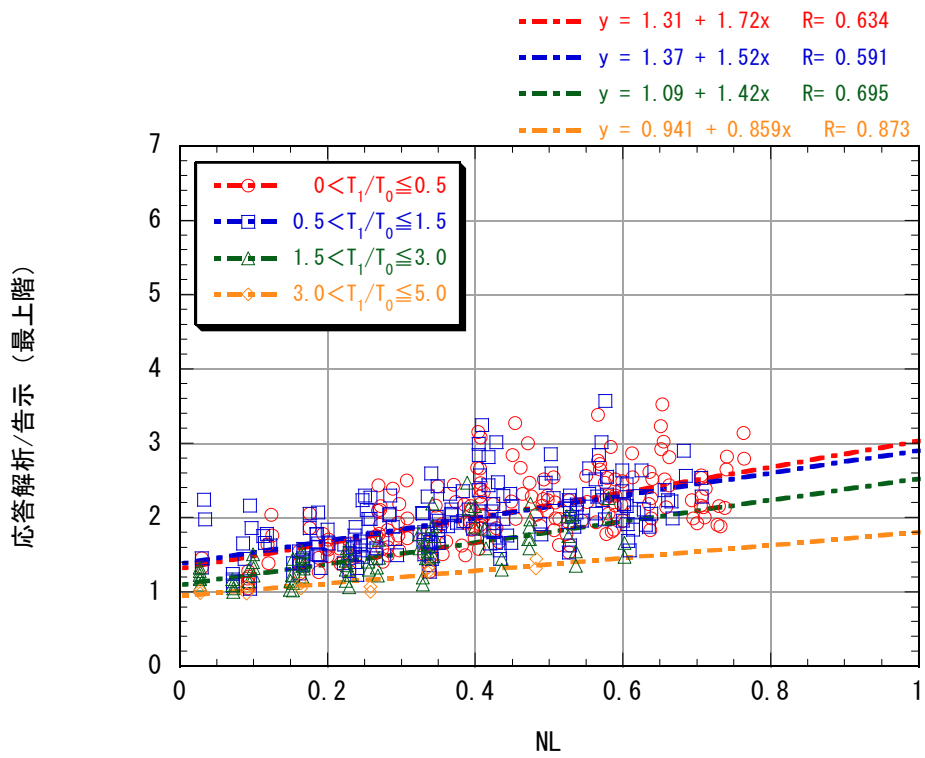


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

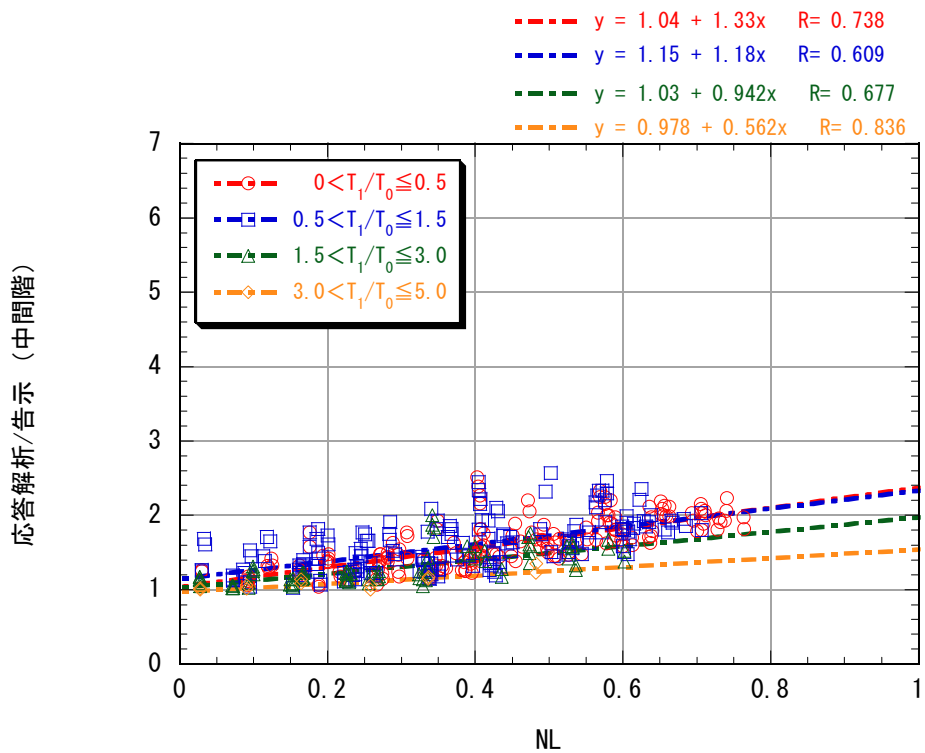


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-17 $T_{eq}/T_0 \sim$ 告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 2 種地盤(長)>

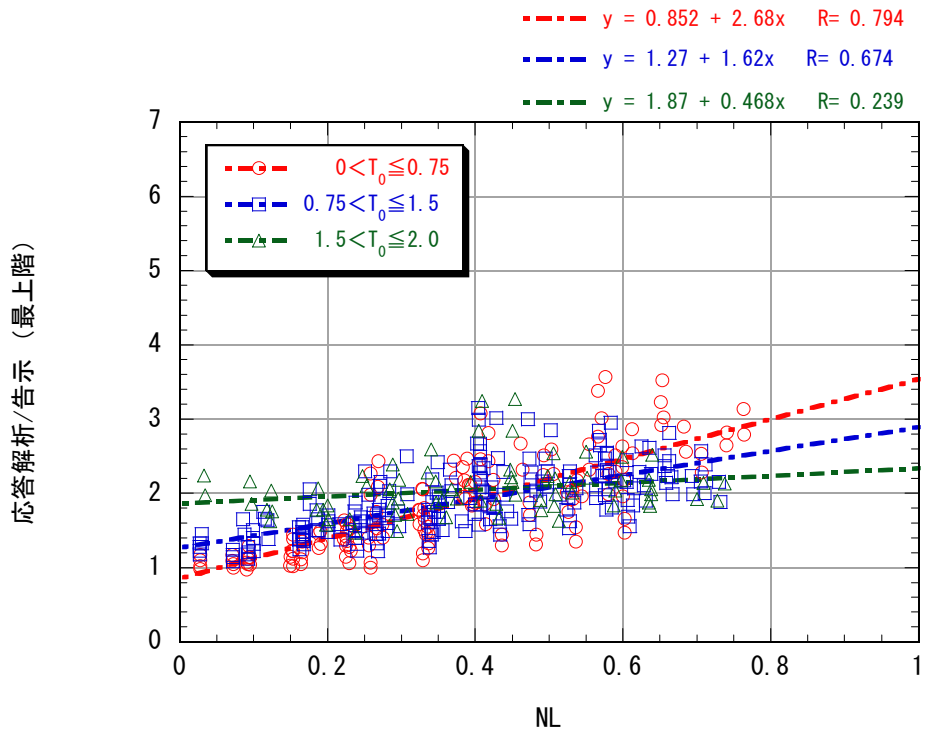


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

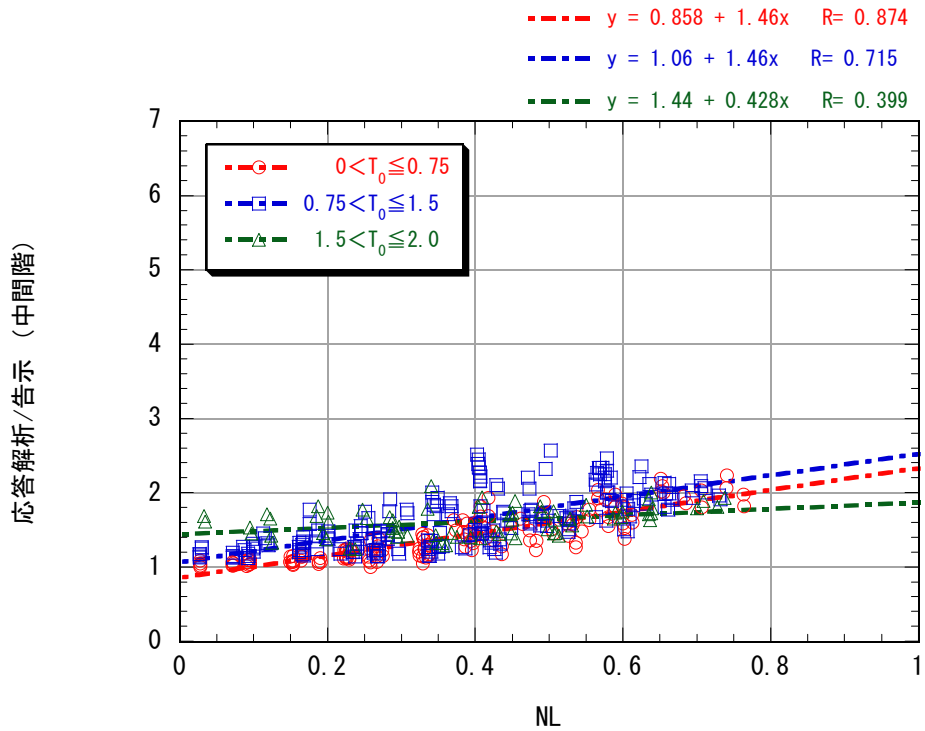


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-18 NL～告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 2 種地盤(長)>



(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)



(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 3.4-19 $T_{eq}/T_0 \sim$ 告示 2009 号による層せん断力係数に対する応答解析結果の比率<第 2 種地盤(長)>

(2) 復元力特性が上部構造の応答特性に及ぼす影響

ここでは、バイリニア型履歴を有する免震材料における復元力特性のモデル化による層せん断力係数の高さ方向分布に関する影響を確認するために、3種類の復元力特性を用いた時刻歴応答解析を実施した。

i) 解析諸元

解析モデルは、15質点せん断型モデルである。上部構造の質量分布は各階一定、剛性分布は、最上層 0.4、最下層 1.0 の台形分布である。減衰は剛性比例型とし、基礎固定時の上部構造の1次固有周期 (T_0) に対して減衰定数 $h_1=0.02$ となるように上部構造部分のみに線形粘性要素を付加している。なおここでは、 T_0 は 1.47 秒 (階高を 3.5m とすると、 $T_0=0.03H$ (H: 建物高さ) に相当) とした。

本検討で対象とした免震層の特性は、図 3.2-2 で示した線形弾性要素と完全弾塑性要素の並列モデルを設定したものである。上部構造剛体時における免震層の線形弾性要素の剛性による周期 (T_2) は、4.0 秒、完全弾塑性要素の降伏せん断力係数は 0.05、降伏変位は 0.01m である。

本検討で実施した地震応答解析に用いた免震層の復元力モデルは以下の 3 タイプである。

a) ノーマルバイリニアモデル

3-3 で実施した種々のパラメータによる地震応答解析と同様のモデルである。

b) RO モデルと線形弾性要素の並列モデル

曲線型履歴モデルである RO モデルと線形弾性要素を並列に設置したモデルである。変形 0 から a) のモデルを用いた解析結果における最大変形までのスケルトンカーブによる仕事量が、a) のモデルと等価となるように RO モデルのパラメータおよび線形弾性要素の剛性を設定した。時刻歴応答解析の免震層の荷重変形関係を図 3.4-20(a)に示す。

c) 等価線形化モデル

a) の解析結果における免震層の最大変形時における等価周期 T_{eq} および等価粘性減衰定数 h_{eq} から等価な粘性減衰係数 C_{eq} を式(3-4-1)により求めた。

$$c_{eq} = \frac{4\pi M}{T_{eq}} h_{eq} \quad (3-4-1)$$

M: 上部建物の全体質量

免震層の剛性は、a) の解析結果における免震層の最大変形時等価剛性とした。本モデルでは、線形弾性要素と等価線形粘性要素を免震層に並列配置した。時刻歴応答解析の免震層の荷重変形関係を図 3.4-20(b)に示す。

入力地震動は、比較的卓越周期が短い第 2 種地盤 (短) の告示波 (3-2 (2)参照) とした。

ii) 解析結果

免震層の応答解析結果を表 3.4-1 に示す。ノーマルバイリニアモデルに対して、RO モデルと線形弾性要素の並列モデル、等価線形化モデルの最大変形は 10%以内、免震層の吸収エネルギーで 2%以内の

差となっている。等価線形化モデルの最大荷重 F /全体重量 W は、ノーマルバイリニアモデルに対して 23%大きくなっている。

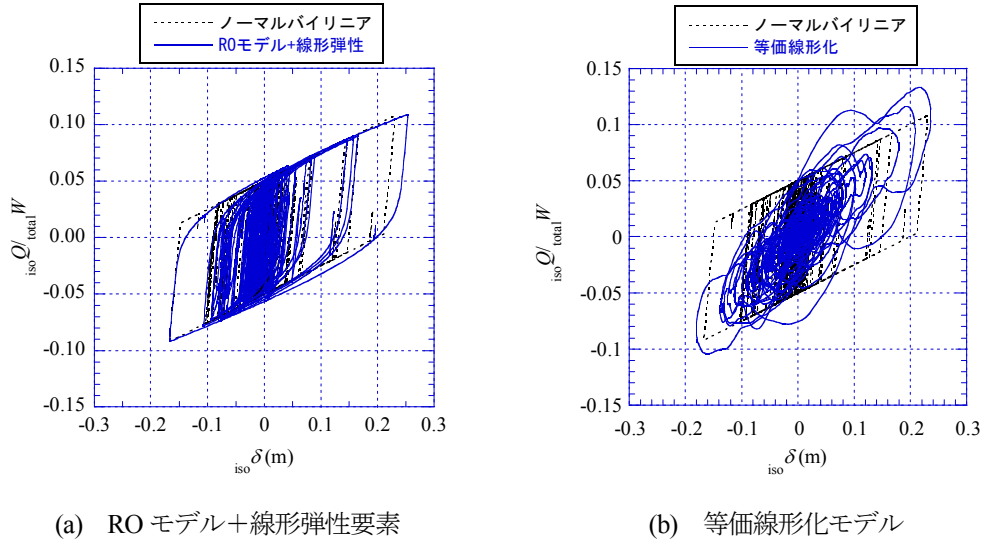
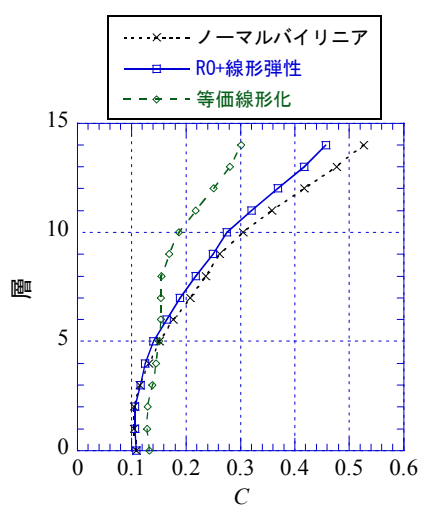


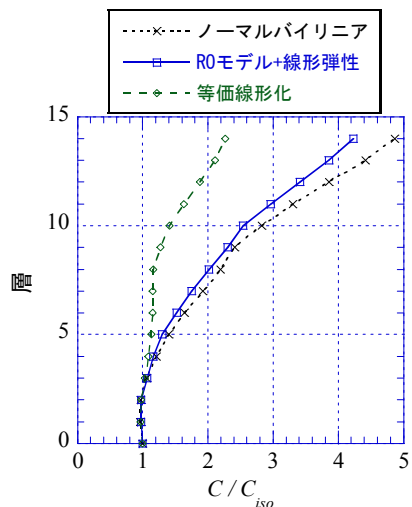
図 3.4-20 免震層の荷重変形関係

表 3.4-1 解析結果 (免震層)

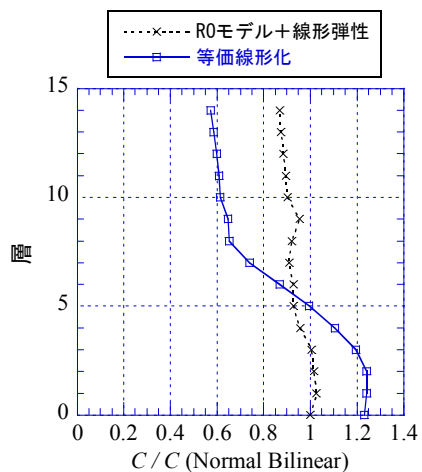
復元力モデル		最大変形		最大荷重 F/W		免震層吸収エネルギー	
		(m)	aとの比率		aとの比率	($kN \cdot m$)	aとの比率
a	ノーマルバイリニアモデル	0.231	1.00	0.108	1.00	3.20E+04	1.00
b	RO+線形弾性要素	0.254	1.10	0.109	1.01	3.26E+04	1.02
c	等価線形化モデル	0.237	1.03	0.133	1.23	3.23E+04	1.01



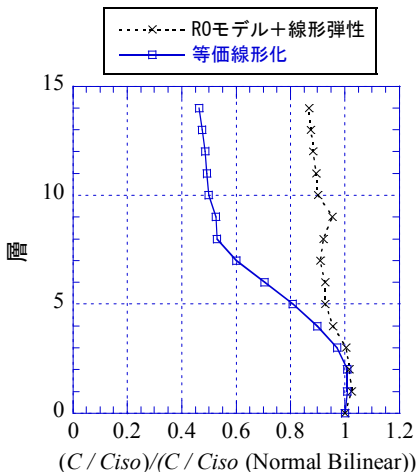
(a) 層せん断力係数 C



(b) 層せん断力係数の免震層に対する比



(c) 層せん断力係数 C の
ノーマルバイリニアに対する比



(d) 層せん断力係数の免震層に対する
比のノーマルバイリニアに対する比

図 3.4-21 最大層せん断力係数の高さ方向分布

最大層せん断力係数の高さ方向分布を図 3.4-21 に示す。図 3.4-21(a)は最大層せん断力係数、同図 b) は、最大層せん断力係数の免震層のせん断力係数に対する比を示す。ノーマルバイリニアモデルおよび RO モデルはほぼ同様の分布形状となっているが、等価線形化モデルは、上方への層せん断力係数の増幅が他のケースの分布形と異なり、

図 3.4-21(c)及び(d)は、ノーマルバイリニアモデルに対する、等価線形化モデル及び RO モデル+線形弾性要素モデルの層せん断力係数の比と層せん断力係数比に対する比を示す。RO モデルは、ノーマルバイリニアモデルよりやや小さな値であり、最上層ではノーマルバイリニアモデルに対して-14%である。下層において RO モデルがノーマルバイリニアを上回る層があるが、その差は2%とわずかである。等価線形モデルにおける免震層に対する層せん断力係数の比率は、頂部で 2.27 となっており、バ

イリニアモデル（同 4.87）、RO モデル（同 4.23）に対しそれぞれ-53%、-46%となっている。

各階の最大加速度値を図 3.4-22 に示す。等価線形化モデルでは、他の 2 モデルに対して加速度値が -35%～-50% となり各階とも大きく低下する。一方、RO モデルを用いた場合は、ノーマルバイリニアモデルの場合に対して-19%～+7%となり、概ねノーマルバイリニアモデルを下回る傾向が見られるものの、一部では大きくなる階も見られた。

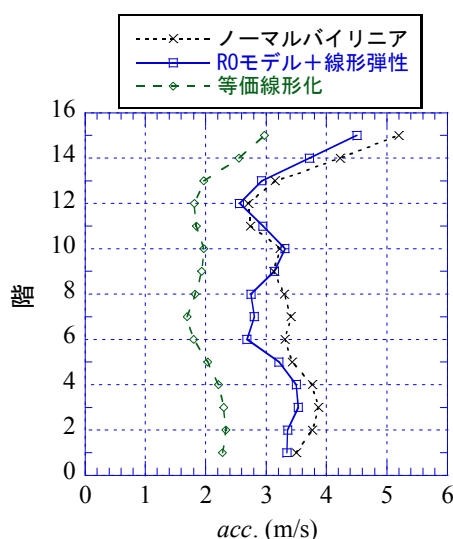


図 3.4-22 最大加速度分布

3) まとめ

バイリニア型復元力特性を有する免震材料を想定し、3 種類の異なる復元力特性を用いた層せん断力係数の高さ方向分布に関する影響を時刻歴応答解析により確認した。

- ・層せん断力係数の高さ方向に対する増幅率は、等価線形化モデルを用いるとノーマルバイリニアモデルに対して大きく抑えられる。また、剛性の急変を緩和する RO モデルを用いた場合は、ノーマルバイリニアモデルに対して、高さ方向に対する増幅がやや小さくなる。免震層の最大層せん断力に対する頂部の最大層せん断力係数の比において、RO モデルはノーマルバイリニアモデルに対して-14%であった。

- ・等価線形化モデルの最大加速度は、ノーマルバイリニアモデルの場合に対して-35%～-50%となり各階とも大きく低下する。一方、RO モデルを用いた場合は、ノーマルバイリニアモデルの場合に対して-19%～+7%となり、概ねノーマルバイリニアモデルを下回る傾向が見られるものの、一部では大きくなる階も見られた。

以上より、バイリニア型復元力特性の場合と等価減衰定数がほぼ同等な粘性減衰ダンパーを付加した場合の層せん断力係数は、バイリニア型モデルの場合よりも層せん断力係数が小さな値となっており、両者は異なる扱いとすべきと考えられる。

(3) 免震層の粘性減衰の影響

ここでは、免震層に粘性減衰を付与した場合の層せん断力係数の応答解析結果を図 3.4-23～図 3.4-32 に示す。各図は以下のものである。

図 3.4-23～25：粘性減衰がない場合の結果（バイリニア型復元力特性の場合）

図 3.4-26～28：バイリニア型復元力特性を有する免震層に減衰定数=5%分（上部構造剛体時）粘性減衰を付加した場合の結果

図 3.4-29～31：バイリニア型復元力特性を有する免震層に減衰定数=10%分（上部構造剛体時）粘性減衰を付加した場合の結果

図 3.4-32: 免震層が線形弾性要素と粘性減衰要素からなり、付加する粘性減衰を減衰定数が 5%、10%、20%にした場合の結果の比較

これらより、免震層の粘性減衰が上部構造の増幅特性に及ぼす影響は、免震層の非線形復元力特性の影響と比較すると大きくはないことが分かる。

日本建築学会の免震構造設計指針⁷⁾でも粘弾性ダンパーを用いた場合の層せん断力分布は、非免震の最適せん断力係数分布（「基準法における A_i 分布」と併記している）でよいとする見解もあり、ここでの結果と合わせて、告示 2009 号の方法と比べて、特に大きな増幅率を見込む必要はないものと考えられる。

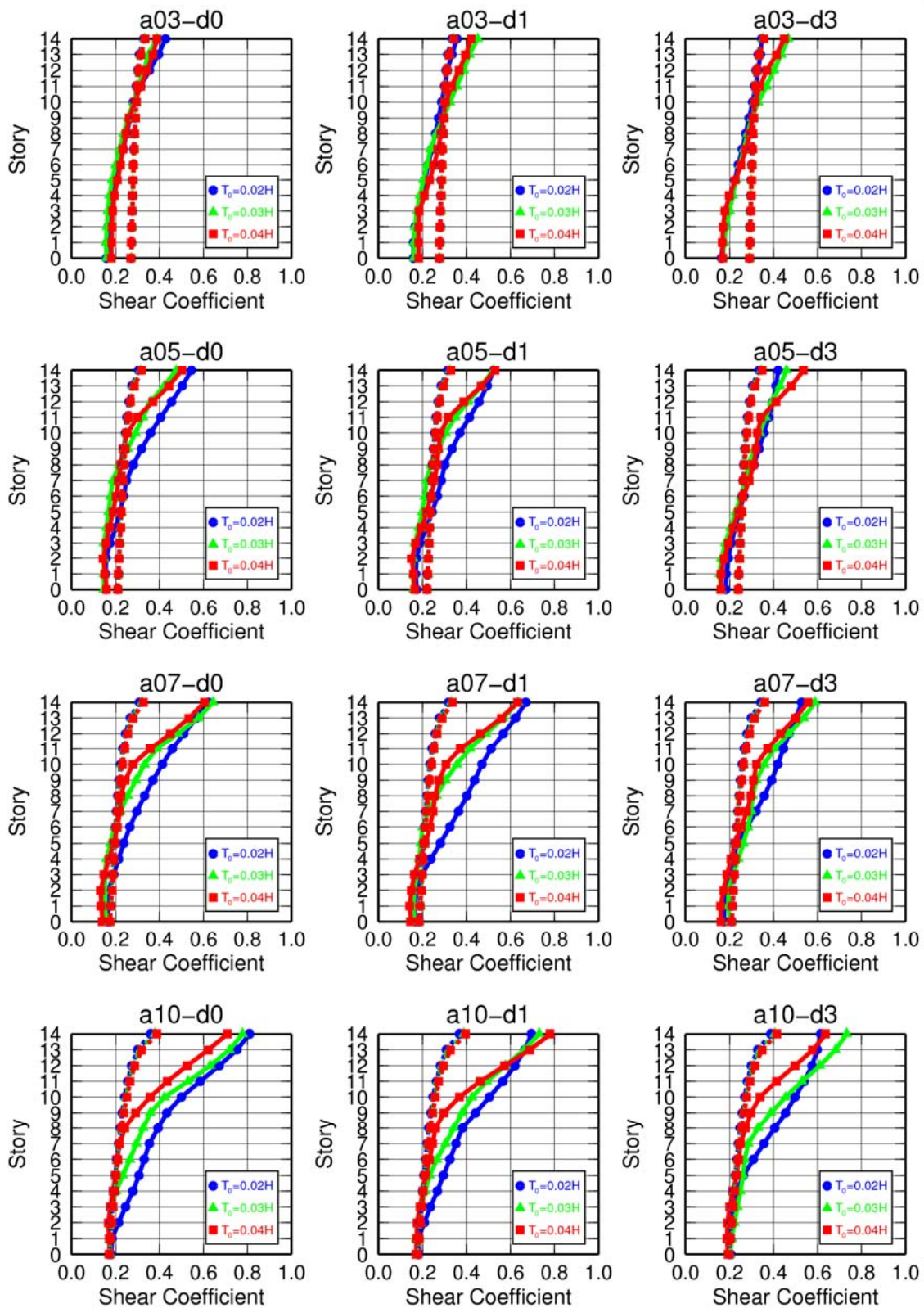


図 3.4-23 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短) (図 3.3-23 再掲)

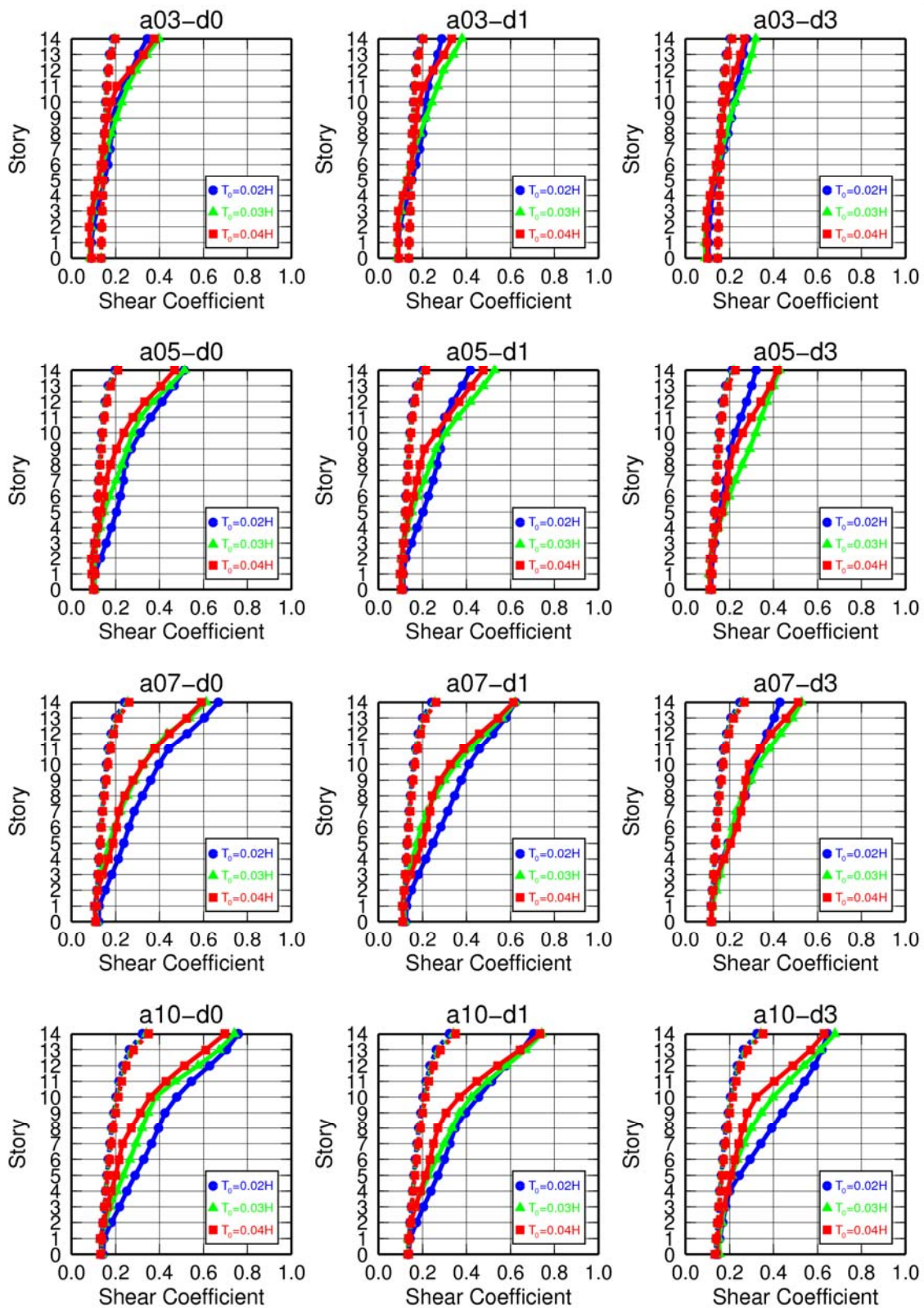


図 3.4-24 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波：2 種地盤卓越周期 (短) (図 3.3-25 再掲)

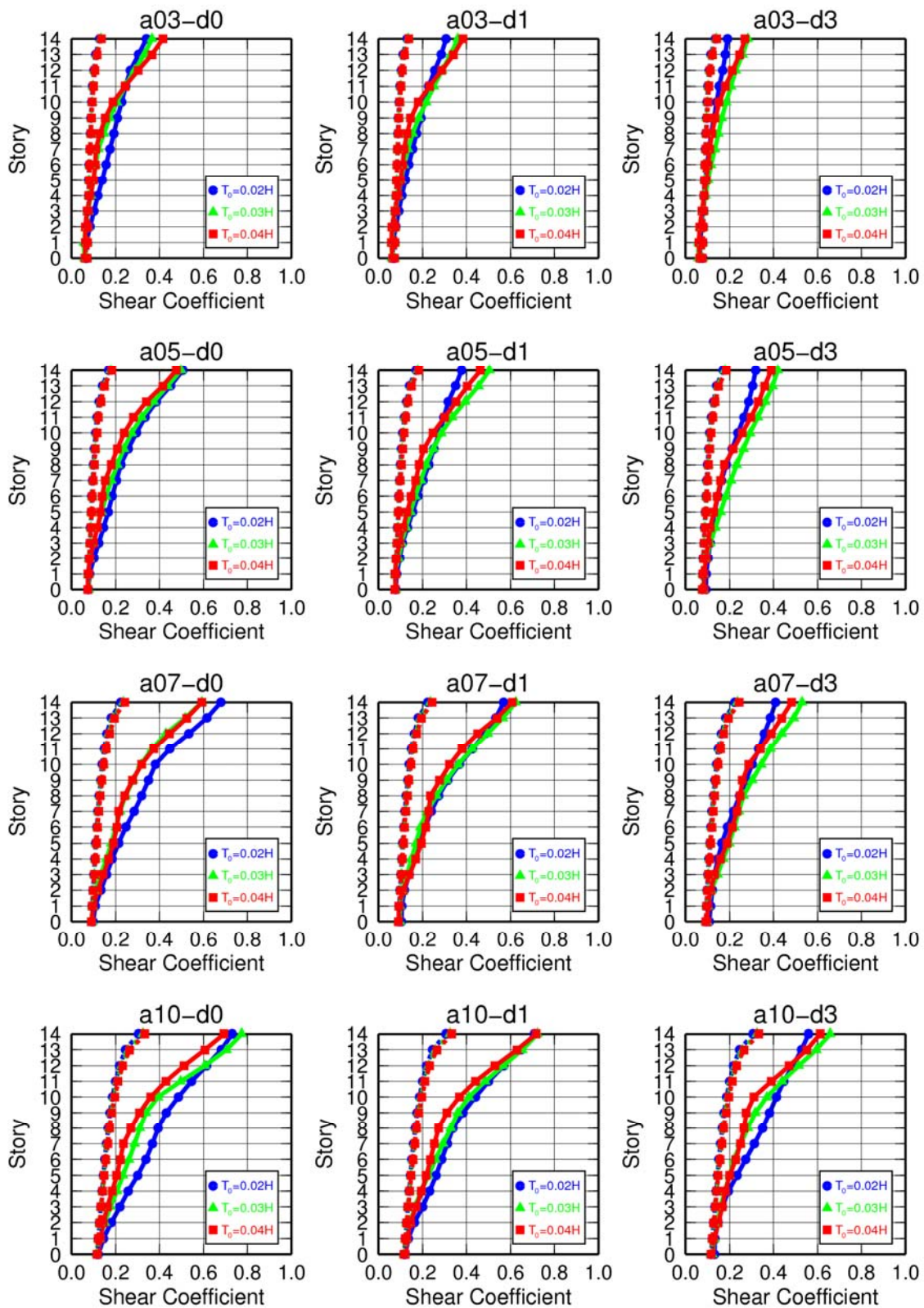


図 3.4-25 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短) (図 3.3-27 再掲)

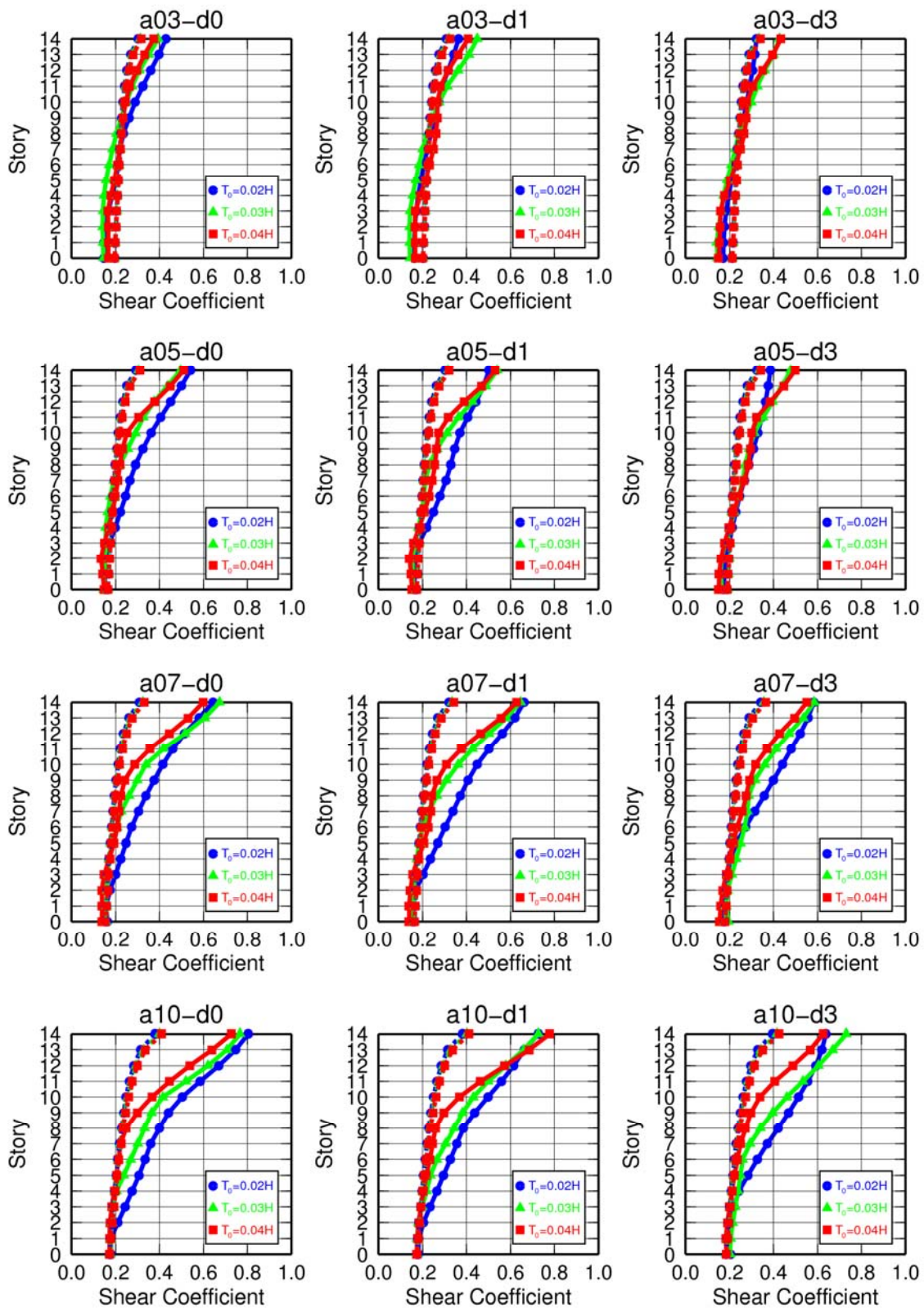


図 3.4-26 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒) の免震層に粘性減衰 (減衰定数 5%) を付与したケースの層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

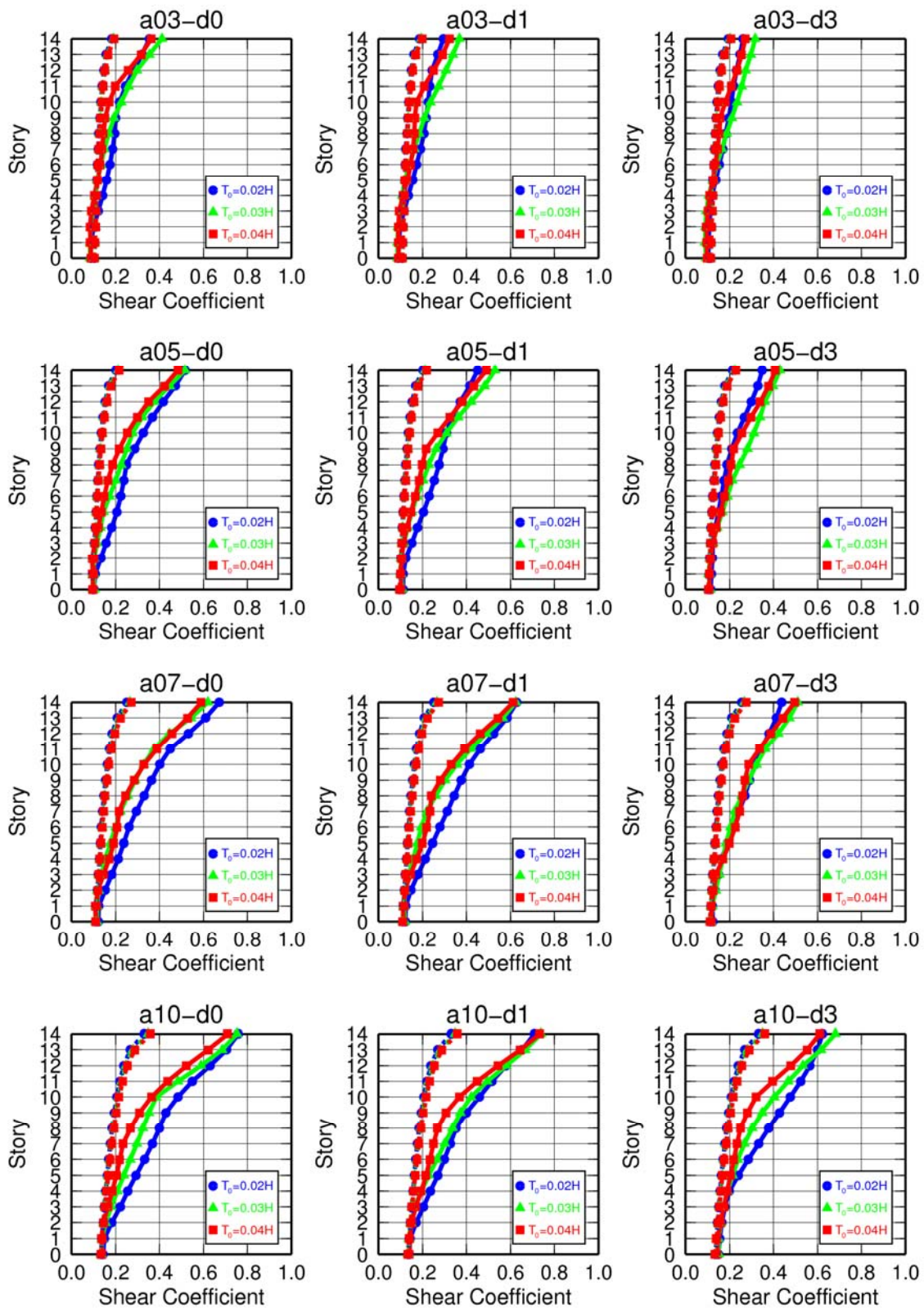


図 3.4-27 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の免震層に粘性減衰 (減衰定数 5%) を付与したケースの層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

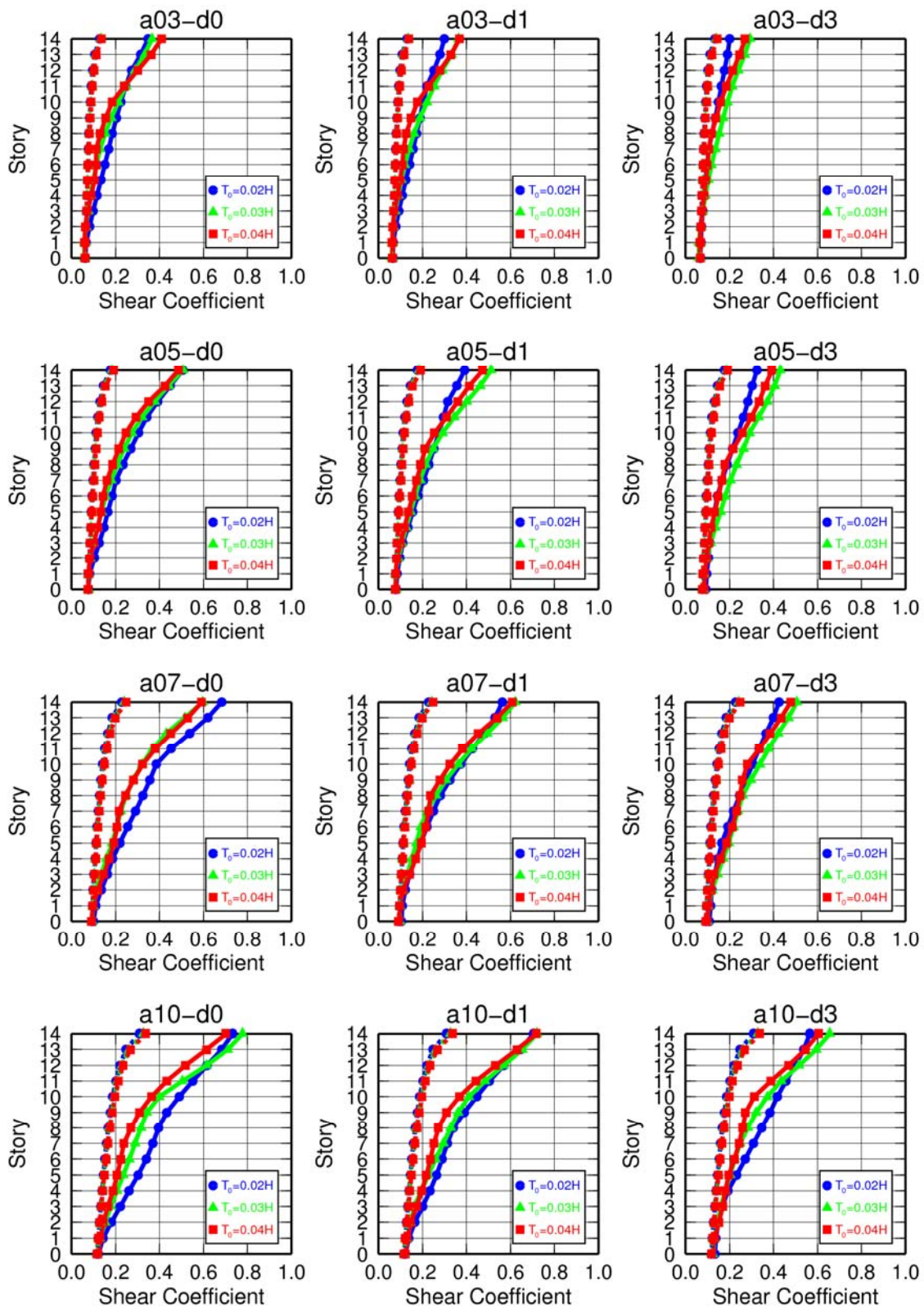


図 3.4-28 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒) の免震層に粘性減衰 (減衰定数 5%) を付与したケースの層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

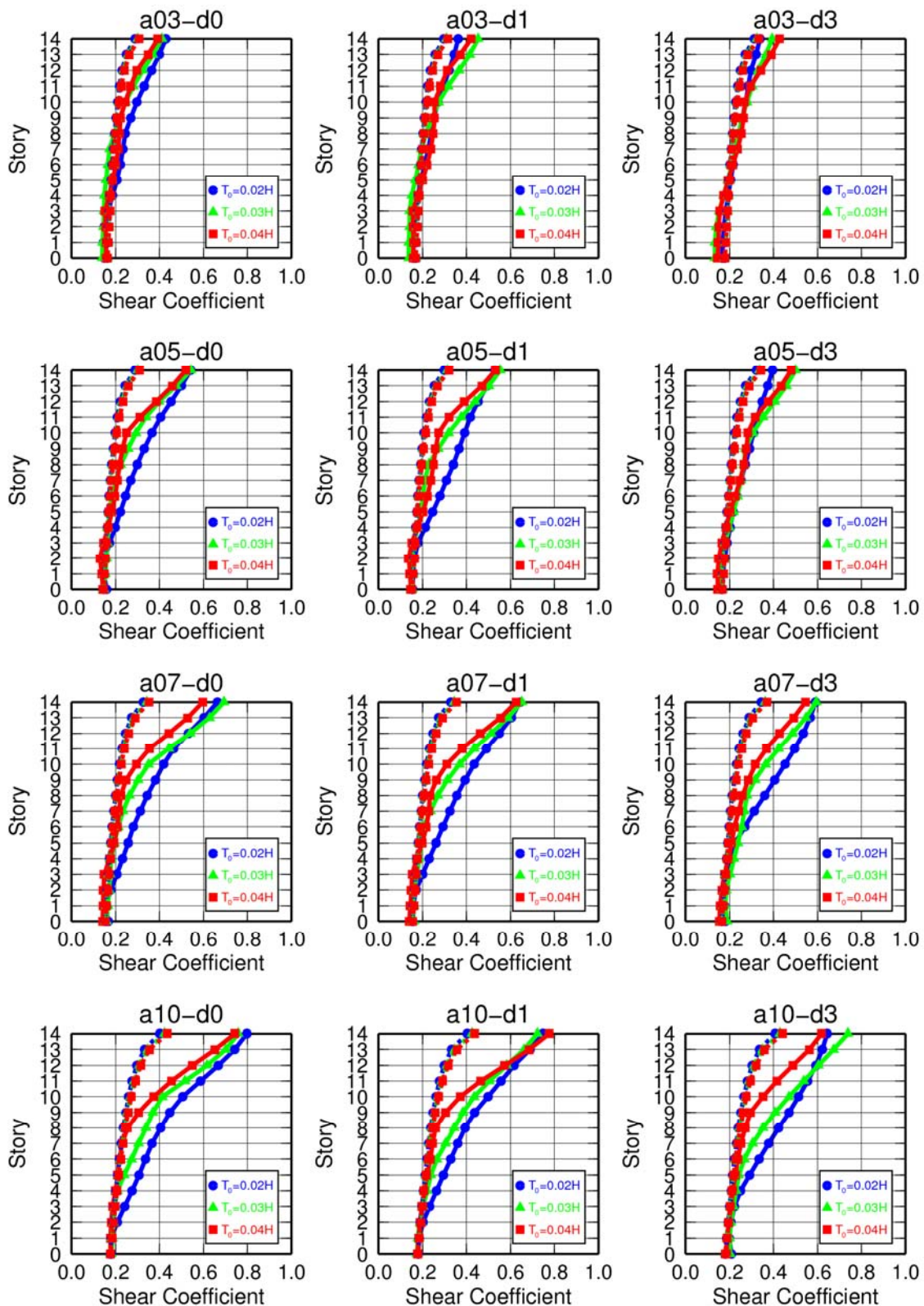


図 3.4-29 上部構造 14 層モデル（減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 2.5 秒）の免震層に粘性減衰（減衰定数 10%）を付与したケースの層せん断力係数（実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果）、入力波：2 種地盤卓越周期（短）

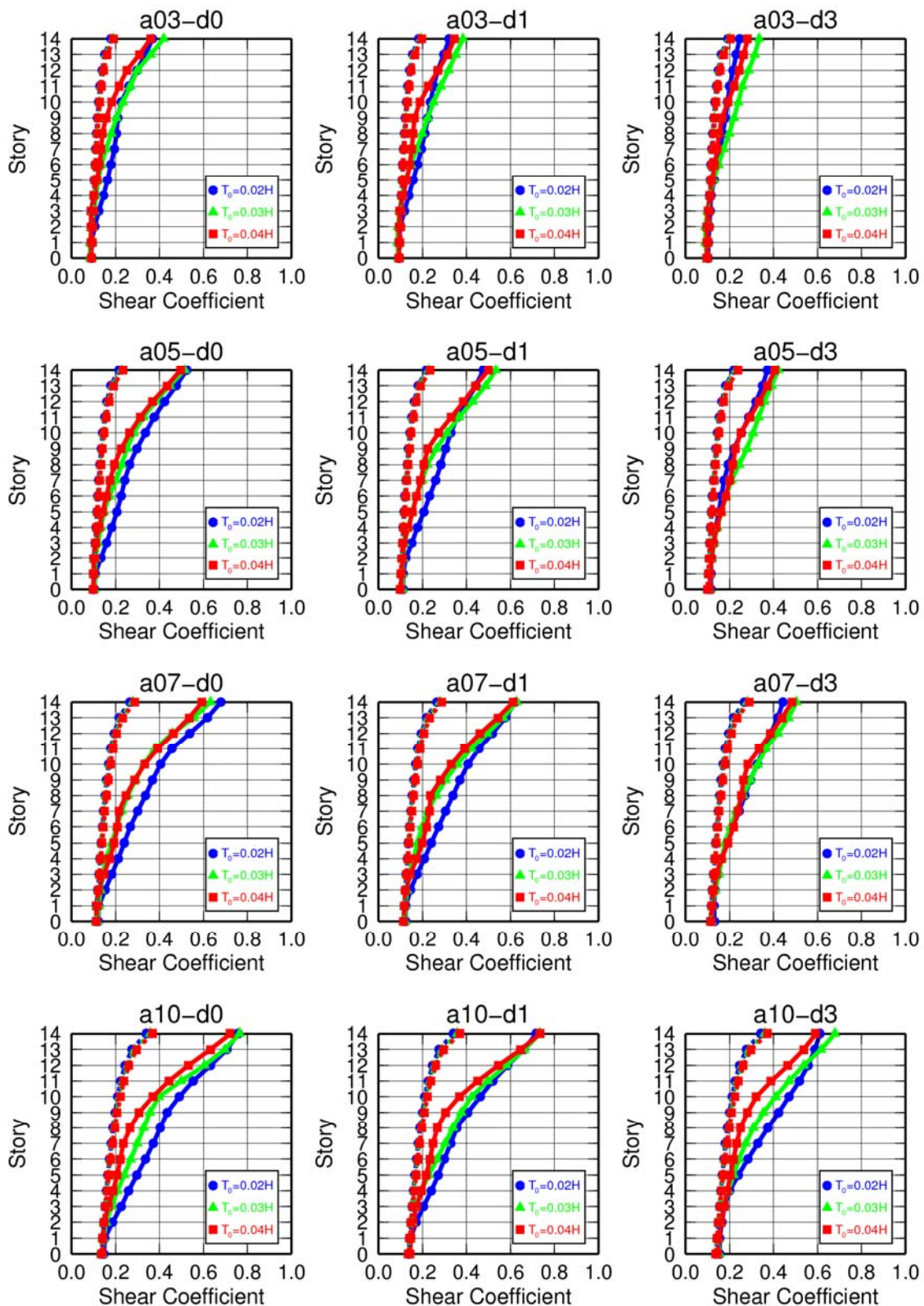


図 3.4-30 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 4.0 秒) の免震層に粘性減衰 (減衰定数 10%) を付与したケースの層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

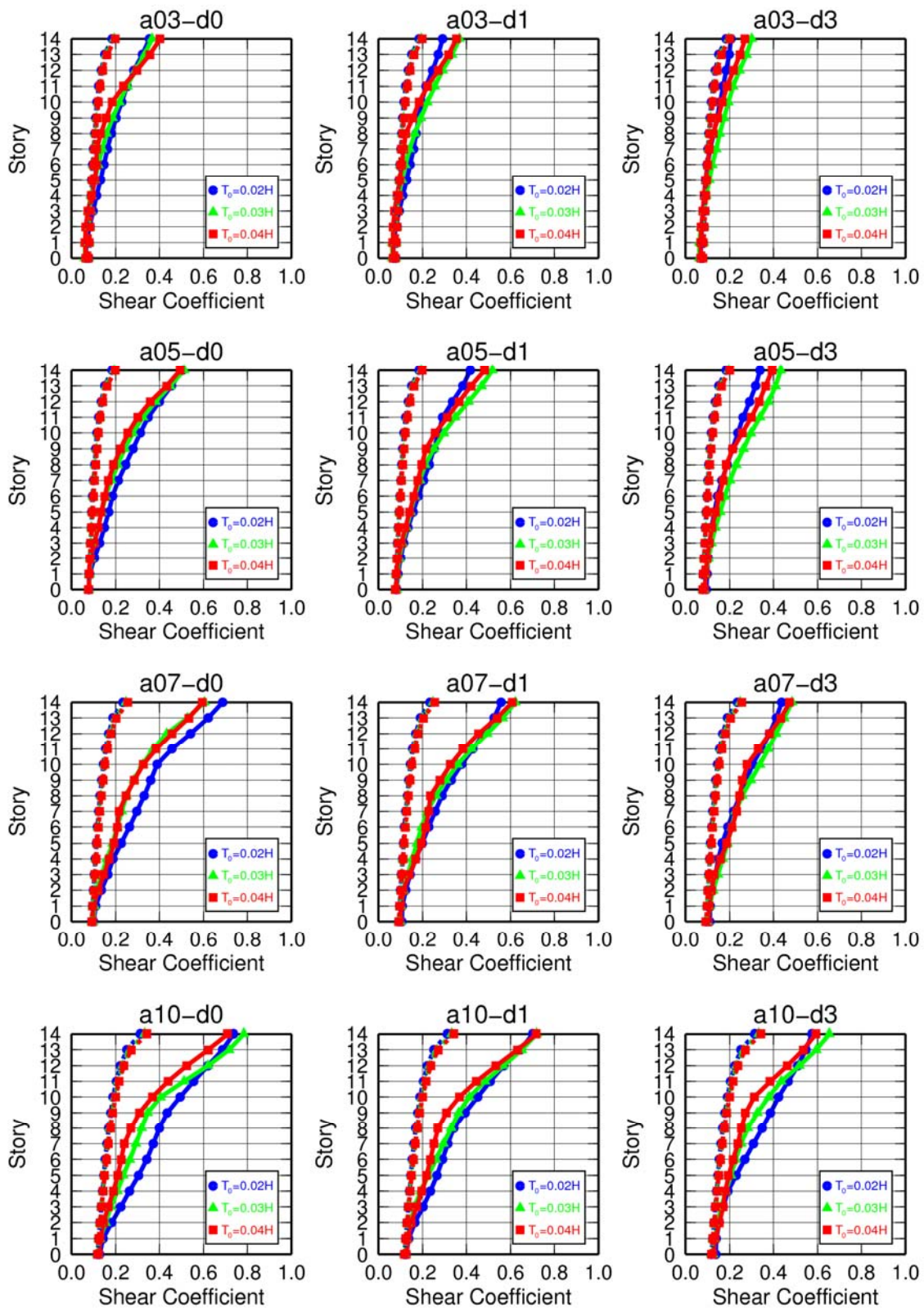


図 3.4-31 上部構造 14 層モデル（減衰定数 2%、免震層線形弾性要素周期 6.0 秒）の免震層に粘性減衰（減衰定数 10%）を付与したケースの層せん断力係数（実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果）、入力波：2 種地盤卓越周期（短）

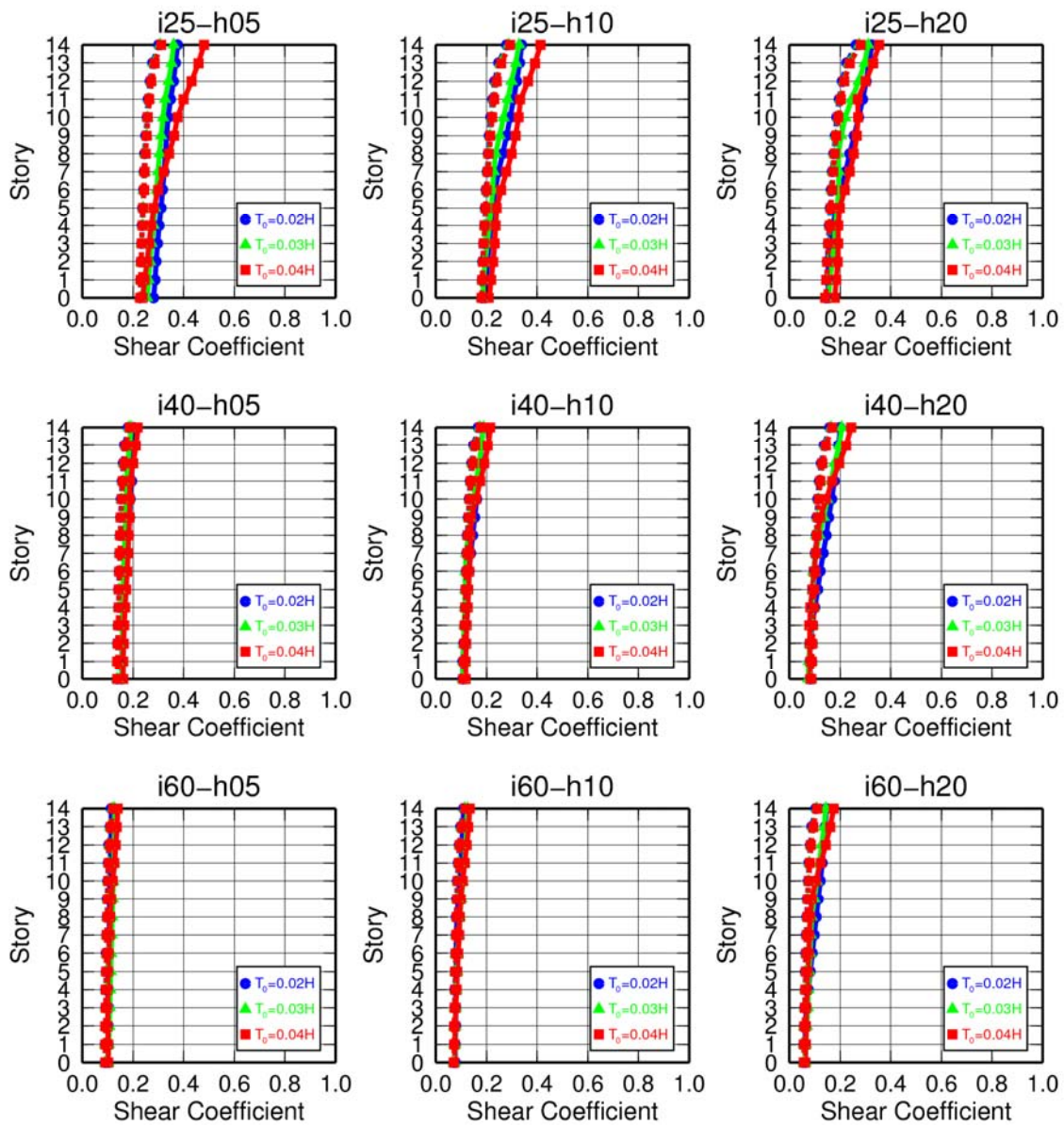


図 3.4-32 上部構造 14 層モデル (減衰定数 2%) の免震層に粘性減衰のみ (左から減衰定数 5%、10%、20%) を付与したケースの層せん断力係数 (実線は時刻歴応答解析結果、点線は告示計算結果)、入力波 : 2 種地盤卓越周期 (短)

3-4-2 層せん断力係数増幅の要因検討

層せん断力係数が上部で増幅されるのは、上部構造の柔性による増幅や、免震層の非線形的な性質を受けて短周期の高次の振動モードに相当する成分が励起されることなどによると考えられる。具体的な事例として、正弦波地動をうける4質点せん断モデルの応答結果を示す。解析モデルの復元力特性は最下層の復元力特性のみバイリニアとし、最下層より上では弾性とする。質量分布は一定、上部構造の剛性分布は最上層と最下層の比を0.4:1とする台形分布である。上部構造の免震層固定時における1次固有周期 T_0 は0.315秒であり、建物高さを H とした場合 $T_0=0.03H$ に相当する。免震層の降伏せん断力係数は0.05、降伏変位は0.01m、2次剛性に基づく上部構造剛体時の周期 T_2 は4.0秒である。地動入力とは図3.4-33(a)に示す周期3秒の正弦波とした。

免震層の変形を図3.4-33(b)に示す。最大変形は約0.3mであり、入力波形と同様に周期3秒にて調和振動している。これに対し免震層のせん断力係数(図3.4-33(c))の周期は3秒であるが、波形は正弦的ではない。頂部相対変位の時刻歴波形を図3.4-33(d)に、加速度波形を図(e)にそれぞれ示す。相対変位波形は周期3秒の正弦波形となっている。一方、加速度波形は周期3秒の波形に短周期の波が重なりあったものとなっている。これより地動入力に短周期成分を含まない場合であっても、免震層の非線形化により短周期の振動が励起されることがわかる。質点に作用する力は加速度応答に比例するため、このような短周期成分の励起は層せん断力の特性に大きな影響を与えたと考えられる。

以下に応答解析結果の一部を用いて層せん断力係数増幅の要因を検討した事例を示す。

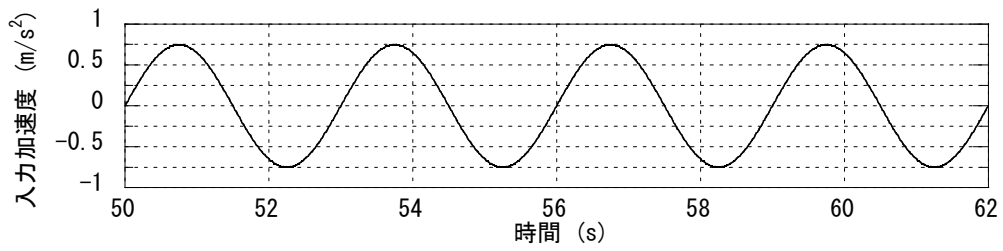
(1) 帯域フィルタを用いたモードの分離

「3-3-1 代表モデルによる結果」で計算例として示した2ケースの結果について分析を行う。各層の層せん断力の時刻歴波形に対してフィルタ処理を施し、低次モードの分離を試みた。ここでは、1.0Hz以下で1.0、1.2Hzで0.0となるコサイン型のフィルタを用いて低振動数成分を抽出した。

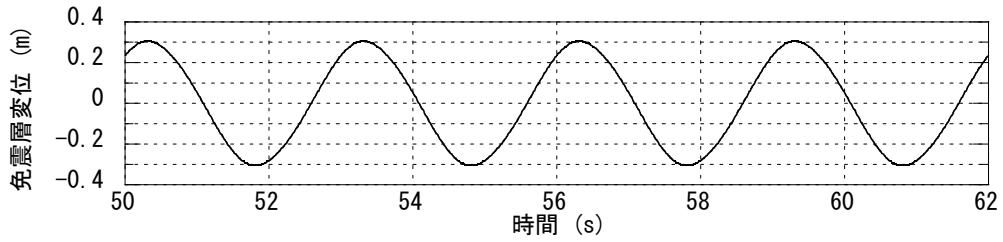
フィルタ処理結果を図3.4-34及び図3.4-35に示す。時刻歴波形とフーリエスペクトルは、フィルタ処理後のものである。フィルタ処理前の波形と比較すると(図3.3-3及び図3.4-33参照)、低振動数成分のみ含まれていることが確認できる。

低次モードの寄与率を評価するため、フィルタ処理前後の各層のせん断力の最大値を用いて両者の比率(処理後/処理前)を算出した。上部構造の最上部においては、ケース1では約0.5、ケース2では約0.3となった。上部構造において、層せん断力係数の増幅が大きいケースでは寄与率が小さくなっていることが分かる。

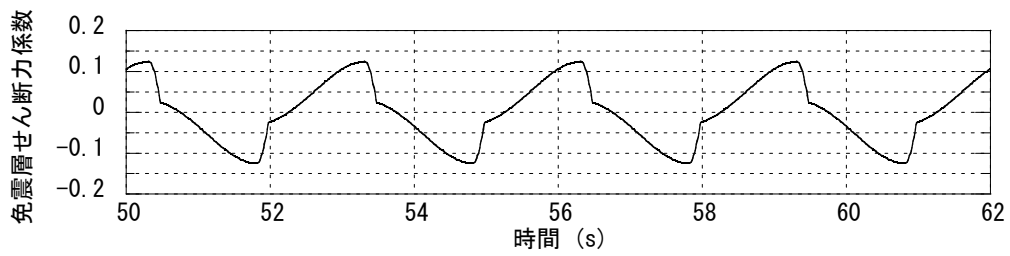
このように、フィルタ処理により低次モードの成分を分離することは可能であると考えられる。ただし、図3.4-34のフーリエスペクトルを見ると、上部構造の最上層7Fでは何Hzまでが低次モードであるのかを判断するのは非常に難しい。ここでは振動数ポイントとして両ケースともに一律で1.0Hzと1.2Hzを設定しているが、フィルタ処理により求まる寄与率は設定した振動数ポイントにも依存する。評価を行う際には、フィルタの振動数ポイントを適切に設定することが重要となる。



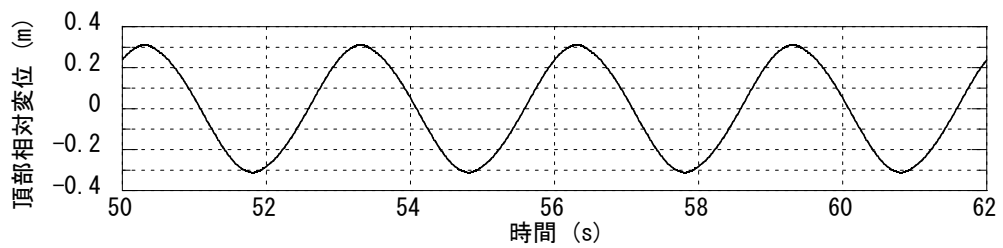
(a) 入力加速度 (周期 3 秒、 0.75m/s^2)



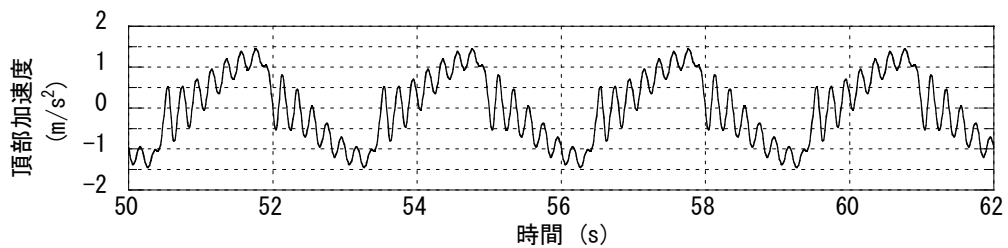
(b) 免震層層間変形



(c) 免震層せん断力係数



(d) 頂部相対変位



(e) 頂部加速度

図 3.4-33 正弦波地動入力時の 4 質点モデル応答解析結果

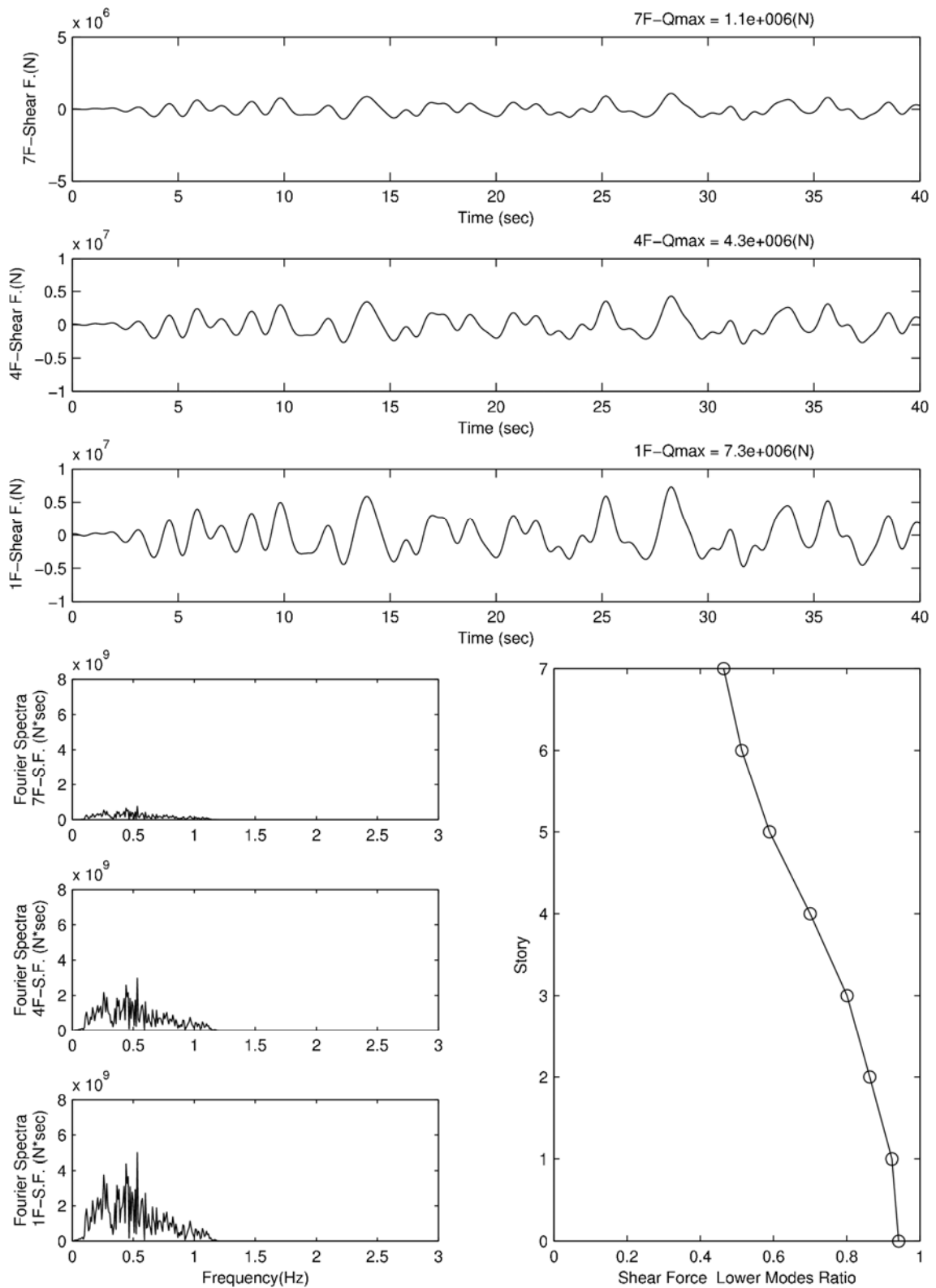


図 3.4-34 帯域フィルタ処理結果 (ケース 1)

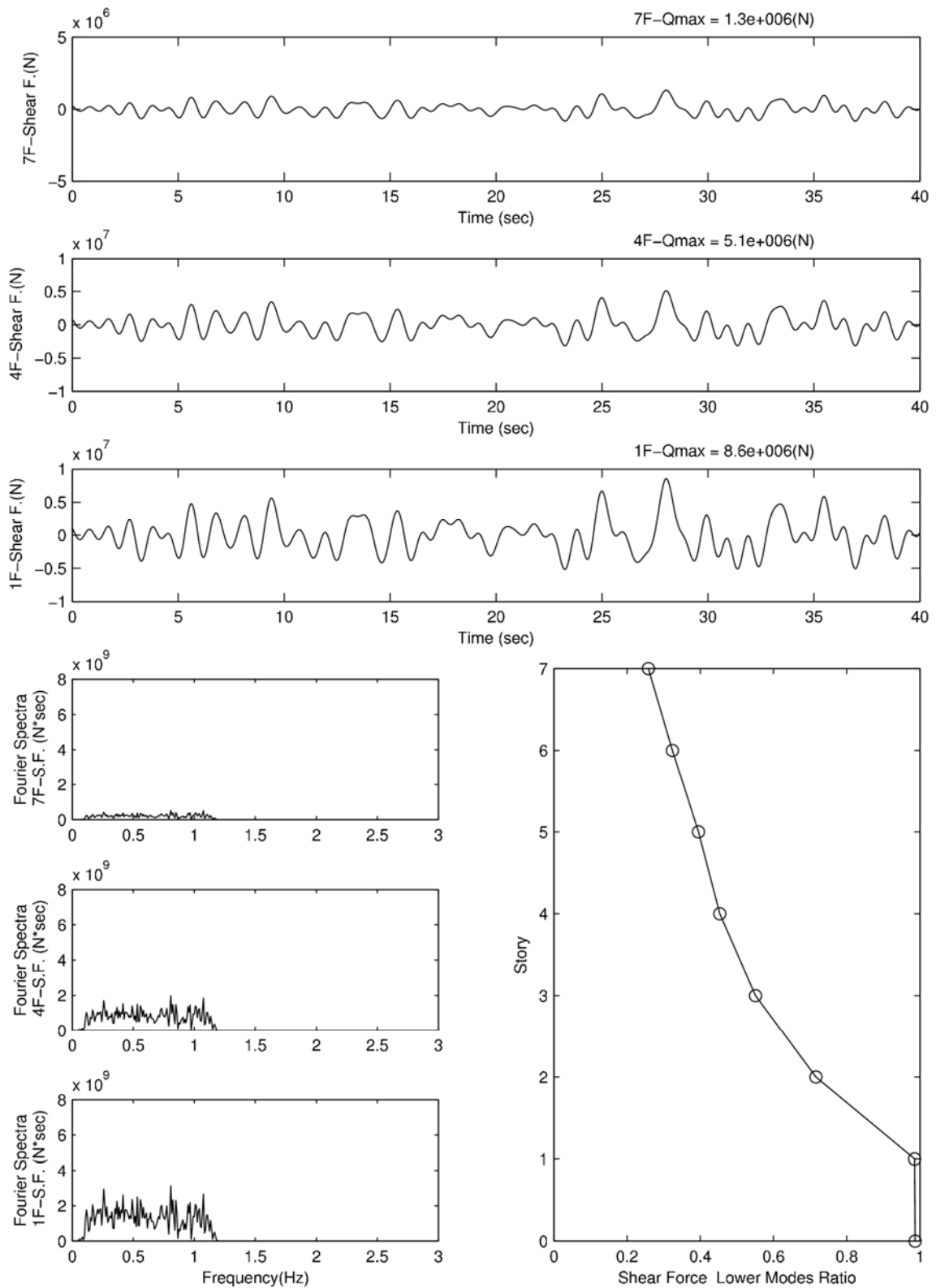


図 3.4-35 帯域フィルタ処理結果 (ケース 2)

(2) 主成分分析によるモード分析

「(1) 帯域フィルタを用いたモードの分離」と同様にして、ここでも「3-3-1 代表モデルによる結果」で計算例として示した 2 ケースの結果について分析を行う。各層の応答加速度および層せん断力の時刻歴波形に対して主成分分析を行い、低次モードの寄与率を算出した。

主成分分析とは統計的手法の一つである。その名の通り、統計データから主成分を抽出するものである⁸⁾。基準座標の分散が最大となるような座標系に変換することを意味し、各時刻歴のデータを最も効率良く表現する座標系で評価することになる。なお、この分析は、各時刻歴データの分散・共分散からなるマトリクスの固有値問題に帰着する。求まる固有値は、変換した各基準座標上での時刻歴の分散と等しくなり、各モードの寄与率となる。

主成分分析の結果を表 3.4-1 及び図 3.4-36 と図 3.4-37 に示す。表には 3 次モードまでの寄与率と累積寄与率をまとめてあり、図は 3 次までの固有ベクトルをそれぞれ重ね書いてある。また、参考のために両ケースの通常の固有値解析結果を表 3.4-2 及び図 3.4-38 と図 3.4-39 に示す。なお、通常の固有値解析結果の固有ベクトルは、刺激関数のノルムを 1 として基準化したものである。図 3.4-38 は免震層の剛性として 1 次剛性を設定した場合の結果であり、図 3.4-39 は 2 次剛性を設定した場合の結果である。なお、両ケースでは完全弾塑性要素の降伏せん断力係数と降伏変位のみが異なるため、2 次剛性を設定した場合には両ケースの固有ベクトルは等しくなる。

加速度波形に主成分分析を行った場合、ケース 1 では刺激関数を基準化して求めた固有ベクトルとの対応は非常に良い。ケース 2 では 1 次のモード形を見ると、上部構造の最下層と最上層で位相が逆転しており、刺激関数を基準化して求めた固有ベクトルとの対応はあまり良くない。なお、ケース 1 において 1 次剛性及び 2 次剛性を設定した場合の固有値解析結果を見ると、固有周期は当然異なっているものの、モード形としてはほとんど変わっていないことが分かる。このことが結果に影響しているものと推察される。1 次の寄与率で見ても、ケース 1 では 64%であるのに対して、ケース 2 では 43%と低くなっている。層せん断力係数の上部構造での増幅が大きいケースでは、寄与率が低くなる結果が得られる。

層せん断力波形に主成分分析を行った場合、ケース 1 とケース 2 のモード形は似た形状となることが分かる。1 次のモード形を見ると、刺激関数を基準化して求めた固有ベクトルとの対応はあまりない。免震層が大きく、上部構造では上層ほど小さくなっている。刺激関数を基準化して求めた固有ベクトルの 1 次と 2 次を合わせたようなモード形であると言える。ただし、この場合にも寄与率に両ケースの差が生じている。ケース 1 では 94%であるのに対して、ケース 2 では 85%と 10%程度寄与率が低くなっている。上部構造では高次の成分が多く含まれることによって、層せん断力係数が増幅している結果との対応は良い。

以上より、主成分分析により低次モードの寄与率を評価することは可能であると考えられる。ただし、ここで述べた考察は、2 ケースの結果からのみの限定的なものである。検討ケース数を増やして傾向を把握することとともに、免震層の変位時刻歴等との対応関係の分析なども加えて適切な評価につなげる必要がある。

表 3.4-1 主成分分析で算出した低次モードの寄与率 (括弧内の数値は累積値、単位%)

モード	ケース 1		ケース 2	
	加速度	層せん断力	加速度	層せん断力
1 次	64.37(64.37)	94.27(94.27)	42.97(42.97)	85.11(85.11)
2 次	34.17(98.54)	5.64(99.91)	27.36(70.33)	11.95(97.06)
3 次	1.21(99.75)	0.08(99.99)	18.52(88.85)	2.27(99.33)

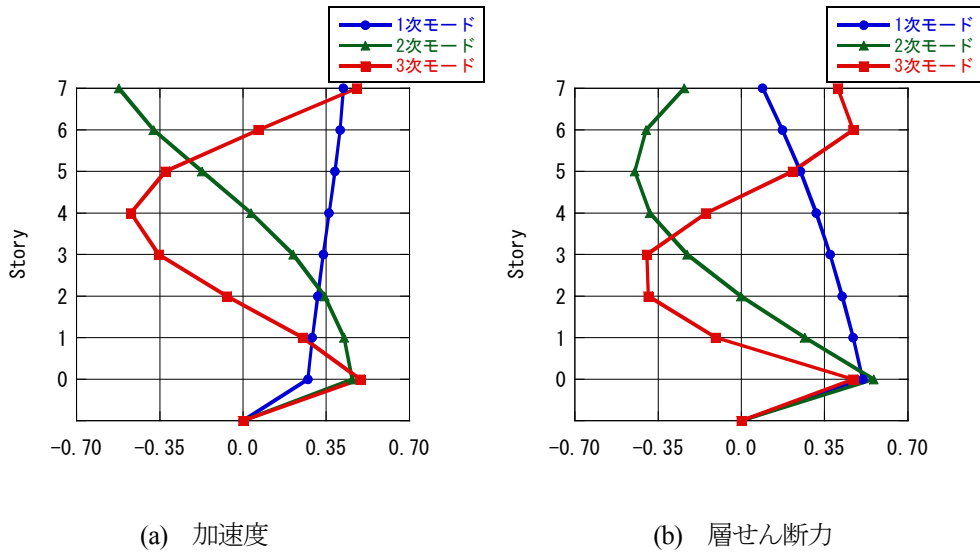


図 3.4-36 主成分分析結果 (ケース 1)

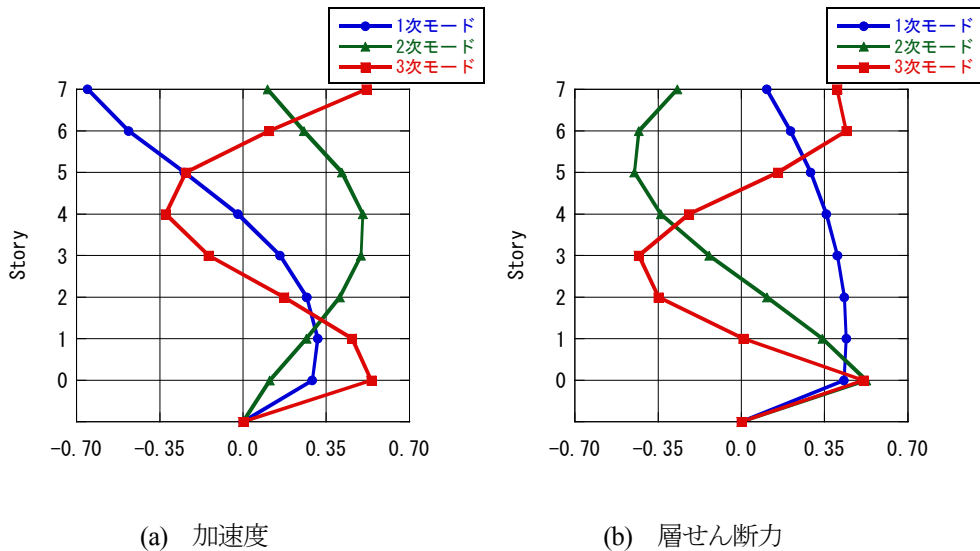
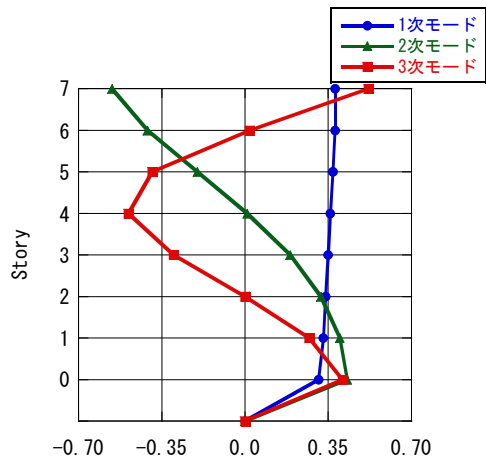


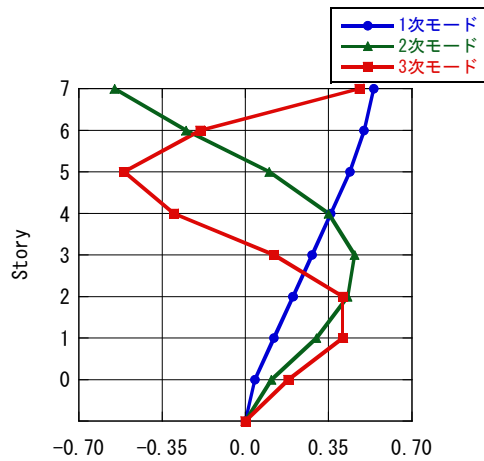
図 3.4-37 主成分分析結果 (ケース 2)

表 3.4-2 固有値解析で算出した固有周期

モード	ケース 1		ケース 2	
	免震層剛性			
	1次剛性	2次剛性	1次剛性	2次剛性
1次	1.90s	4.05s	0.77s	4.05s
2次	0.41s	0.43s	0.29s	0.43s
3次	0.22s	0.22s	0.18s	0.22s

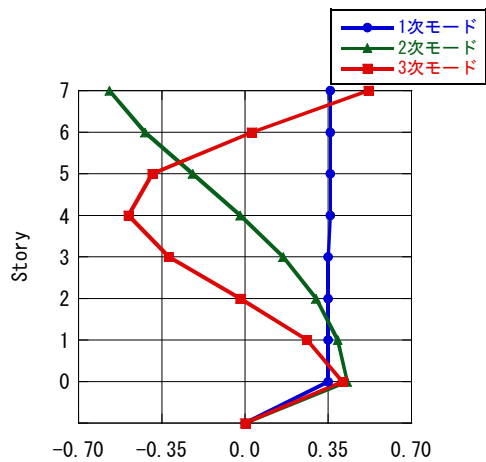


(a) ケース 1

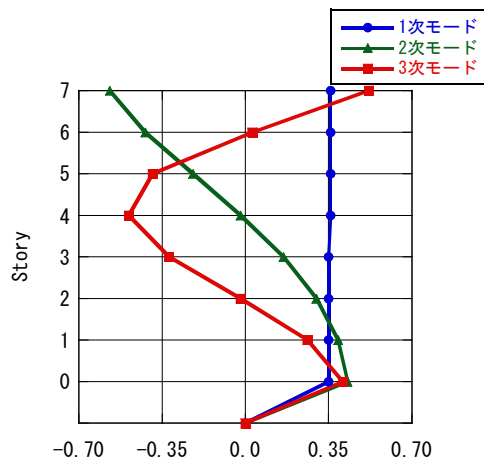


(b) ケース 2

図 3.4-38 免震層に 1 次剛性を設定して算出した固有ベクトル



(a) ケース 1



(b) ケース 2

図 3.4-39 免震層に 2 次剛性を設定して算出した固有ベクトル

(3) 高次モード励起の原理について

地震応答解析結果から直接的に、また上述の帯域フィルタや主成分分析による検討により、高次モードの発生が確認される。これらの検討はある種の視点を設定した上で、解析結果に分析を加えたものである。これを概念的に示せば図 3.4-40 のようになり、図の右側にある「分類・整理」が帯域フィルタや主成分分析に当たる。応答計算の過程はブラックボックスとして受け入れ、その結果に対していわば外部から分類・整理を行っているといえよう。このとき、構造物側の動的な特性と地震動の特性とが混在した計算結果を見ているため、結果に対する両者の影響を明確に分けて理解することは難しい。

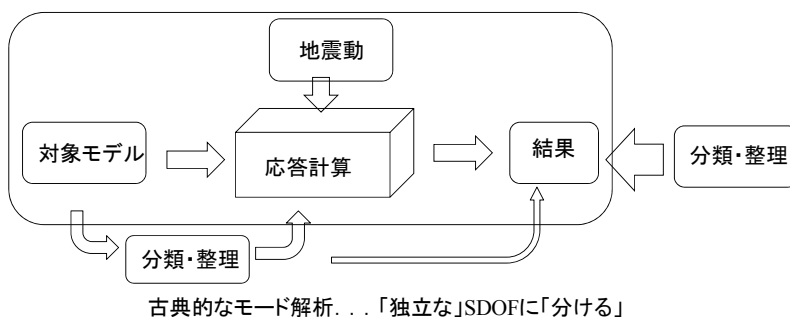


図 3.4-40 分類・整理の仕方の概念図

ここでは履歴系免震構造を区分線形系⁹⁾ととらえることで、そもそもの高次振動発生メカニズムが単純な物理モデルの応答として理解できることを示す。図 3.4-40 では図の下にある分類・整理がこれに当たり、いわば応答の計算過程の内部に立ち入って、計算前の状態でモードに分類・整理しておくことで、発生する応答の理解につなげていこうとするものである。この分類・整理は構造物側の特性だけで決定されていくため、地震動の特性の影響を分けて理解する上でも有用であると考えられる。

区分線形系ととらえれば、降伏や除荷を生じる間の時間範囲で区切って考えることで、対象モデルを線形系とみなすことができる。線形系であるから、無減衰又は条件付きの減衰とすれば古典的なモード解析を適用することができる。モード解析の利点を改めて強調しておく、独立な 1 自由度系の応答の和として系の応答が表現されることにある。単純な物理モデルと書いたのは、各モードに対応する物理モデル（質点-バネ系）で表すことを指している。

1) 区分線形系の運動方程式でみた高次振動発生メカニズム

履歴系の免震構造を対象とする。区分線形系としての扱いやすさと履歴則の単純さから免震層の履歴特性はノーマルバイリニア型とし、図 3.4-41 に示すように柔要素（線形要素）と剛要素（完全弾塑性要素）とに分けて考える。高次振動が履歴によるものであることを強調するとともに単純化のため、免震層に粘性減衰は設定しない。図 3.4-42 に示すように、免震層が初期の弾性状態では、柔要素と剛要素の剛性の和として免震層の剛性が決まる。塑性化後に除荷した場合の弾性範囲は、塑性変形によるズレ（復元力がゼロとなる変位のシフト）を考慮すれば初期の弾性状態と同じである。一方で、塑

性化した状態では剛要素の復元力は一定値 F_y となる。図 3.4-42 の右側にあるように免震層には柔要素のみが存在し、 F_y は一定の外力とみなしても同じである。つまり塑性化状態の対象構造物は、免震層の接線剛性に基づく線形系である。

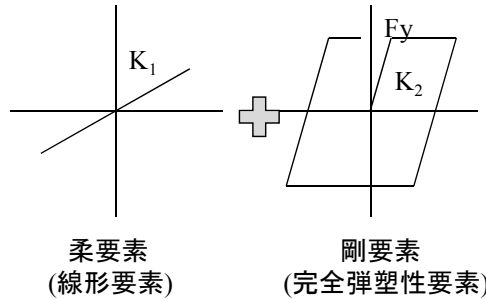


図 3.4-41 バイリニア型復元力の分解

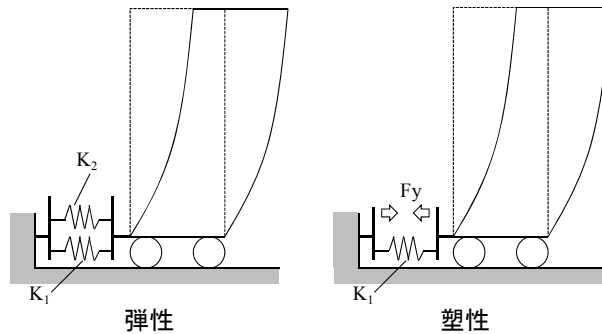


図 3.4-42 弾性状態と塑性状態

弾性状態、塑性状態のいずれも線形系としてとらえれば、固有値解析により古典的なモードが設定できる。単純化のため上部構造にも減衰がない場合を想定すれば、各モードの運動方程式は次のようになる。

$$\text{弾性状態： } M_j \ddot{\phi}_j + p_j^2 M_j \phi_j = -\beta_j M_j \ddot{y}_g \quad (3-4-1)$$

$$\text{塑性状態： } M_j \ddot{\phi}_j + p_j^2 M_j \phi_j = -\beta_j M_j \ddot{y}_g \mp F_y Y_{jH} \quad (3-4-2)$$

ここで、 M_j : j 次一般化質量、 ϕ_j : j 次一般化変位、 p_j : j 次固有円振動数、 ϕ_j : j 次一般化変位（一般化座標）、 β_j : j 次刺激係数、 \ddot{y}_g : 地動加速度、 F_y : 免震層の剛要素の降伏力、 Y_{jH} : j 次モードの免震層（基部）での値、であり、ドットは時間による微分を表わす。なお、式(3-4-2)右辺第 2 項の複合は免震層の速度が正のときマイナスをとる。式(3-4-1)及び式(3-4-2)は共通の記号を用いているが、それぞれ弾性状態と塑性状態、すなわち免震層の弾性剛性と塑性接線剛性とを用いた線形系を対象とした値であることに注意する。念のため確認しておく、上部構造を質点系（離散系）とした場合に慣性マトリクスを $[M]$ 、 j 次モードを $\{Y_j\}$ とすれば、 $M_j \equiv \{Y_j\}^T [M] \{Y_j\}$ であり、上部構造をせん断棒等の連続体とした場合には、高さ方向に座標 x をとり、単位高さ当たりの質量を $\rho A(x)$ 、 j 次モードを $Y_j(x)$ 、上部構造の高さを H とすれば、 $M_j \equiv \int_0^H \rho A(x) \{Y_j(x)\}^2 dx$ である。ここで $\rho A(x)$ と $Y_j(x)$ の「 (x) 」は x の関数であることを強調して示したものであり、 x を掛けるという意味ではない。

後の 2) で示すように、免震層の塑性接線剛性が小さく、当該剛性に基づく免震係数 $I = T_b/T$ (ここで、

Tb は上部構造を剛体と仮定した場合の周期、 T は免震層を固定した場合の上部構造の 1 次固有周期) が大きな場合には、塑性状態での 2 次以上の刺激係数 β_j は非常に小さな値となり、同様に確定値である有効質量 $\bar{M}_j \equiv \beta_j^2 M_j$ も小さな値になる。これは、塑性状態の 2 次以上には地震動の影響が小さいことを意味する。にもかかわらず高次振動が問題となるのは、降伏点に達したとき、区分線形系として弾性状態のモードから塑性状態のモードへと、いわば参照座標系を切り替える時点で、塑性状態の高次モードへとエネルギー (運動エネルギー及びひずみエネルギー) が付与されることになるためである。これを Skinner の著書⁶⁾では「非線形カップリング」と呼んでいる。降伏点を超えた後の塑性化状態では区分線形系として各モードは独立であり、エネルギーのやりとりをしない。構造物の特性と関わりなく、あるいは簡略化の意味で近似を持ちこむ (例えば両端自由のモードを採用する) ことで、意図的な又は恣意的なモードを座標として選択すれば、当然ながら「モード連成」⁶⁾¹⁰⁾が生じて、古典的なモード解析の利点である独立性を放棄しなければならない。上述のように塑性の免震係数が十分に大きければ高次モードは地震動の影響をあまり受けないから、塑性高次モードは降伏点での初期条件に基づいた自由振動状態にあると考えるても大きな間違いではないと言える。また、もう 1 つの重要な点として、式(3-4-2)右辺第 2 項にある剛要素の降伏力がある。 β_j が小さく零とみなせるならば、次に示す一定力を受ける 1 自由度系の運動方程式と、式(3-4-2)は同じ形をしている。

$$m\ddot{u} + \omega^2 mu = F \quad (3-4-3)$$

ここで、 m : 質量、 u : 変位、 ω : 固有振動数、 F : 一定力、である。例えば g を重力加速度として $F=mg$ とすれば、対応する物理モデルは鉛直方向にぶら下げた質点-バネ系である。変位 u の原点をバネに伸び (縮み) がない状態とすれば、式(3-4-3)では静的釣合位置 $u = F/(\omega^2 m)$ を中心として振動が生じることになり、その大きさは初期条件に依存する。ぶら下げた質点-バネ系では $u = mg/(\omega^2 m) = g/\omega^2$ が静的釣合位置であって、質点をどのような状態から振動させるか (例えばバネを引っ張った静止状態から離すと、バネの自然長の状態から静止した質点の支えを突然離す、など) によって振動の大きさは変わる。

2) 線形免震層を持つ均一せん断棒モデルのモード特性

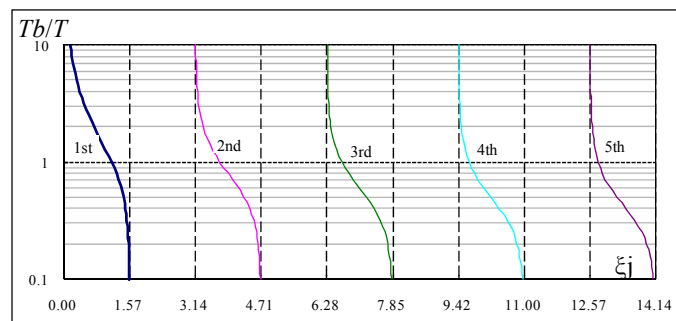
区分線形系として応答をとらえていくためには、線形免震層をもつ構造物のモード特性が基本となる。上部構造を均一せん断棒で模擬すると、各次の固有振動数、有効質量比、基部のモードの値は図 3.4-43 のように求められる。縦軸は免震係数 $F=Tb/T$ であり、横軸は図(a)では無次元振動数 ($\xi = \pi/2 = 1.57$ が脚部固定の場合の 1 次固有振動数に相当)、図(b)では有効質量比、図(c)では式(3-4-2)の右辺第 2 項に現れる基部のモードの値である。区分線形系としての考え方では各接線剛性に対応した複数のモードを参照すればよく、特にバイリニア型の場合には、弾性剛性に基づく免震係数と塑性接線剛性に基づく免震係数に対応する 2 種 (2 セット) のモードを選択することになる。

図 3.4-43(a)に示した無次元振動数は、免震層の剛性が無限大に相当する基部固定の場合 ($\xi_j = (2j-1)\pi/2 = \pi/2, 3\pi/2, 5\pi/2, \dots$) と、両端自由の場合 ($\xi_j = j\pi = 0, \pi, 2\pi, \dots$) との間にあり、各モードの変化の幅は $\pi/2$ である。ステッピング型の場合¹¹⁾と比較すれば変化の幅は小さい。

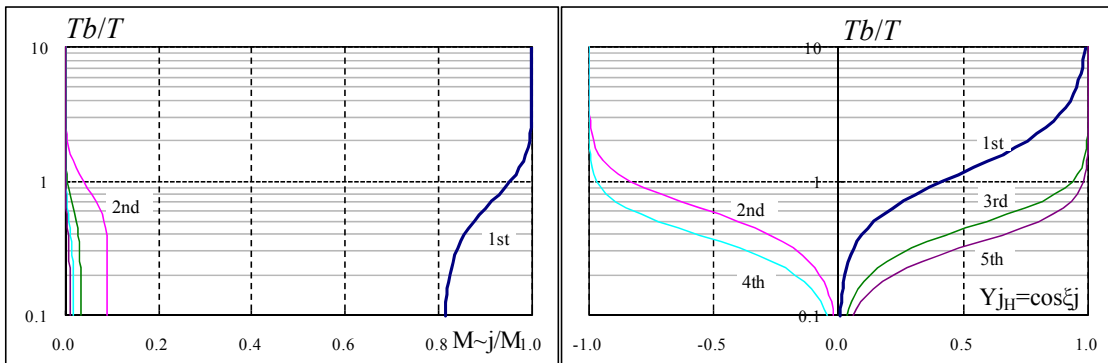
図 3.4-43(b)の有効質量比を見ると、1 次が大きく、2 次以上は非常に小さいことが分かる。縦軸の免震係数が 2 以上となると高次の有効質量比はほぼ零となるから、その場合には高次は地震動の影響をほとんど受けないことになる。文献 6)の p.144 でも降伏応答の 2 次振動が自由振動に近いことが指摘

されている。

図 3.4-43(c)の基部のモードの値 Y_{jH} は前出の式(3-4-2)右辺第 2 項に現れる項である。ただし、各モードは頂部の値を 1 とした場合である。免震層に柔要素がない場合 $Y_{jH} = \pm 1$ であり、また塑性時の免震係数が大きめの値であれば Y_{jH} の大きさはほぼ 1 であるから、剛要素の降伏力 F_y は全てのモードのほぼ同じ大きさで作用する。塑性モードから見ると、式(3-4-2)から全てのモードが降伏力によって励起されることになる(ステップ応答⁹⁾)。「非線形カップリング」⁶⁾に加えて、このステップ応答が高次モード励起の要因である。なお、降伏点に達したときの初期条件が特別な場合、すなわち静的釣合位置に静止するという条件の場合には振動しないモードもありうるが、その場合でも降伏力に応じた一定のひずみエネルギーを当該モードが負担していることになる。鉛直方向にぶら下げた質点-バネ系が振動していなくても、バネは伸びていることを考えればよい。



(a) 無次元振動数 ξ_j



(b) 有効質量比 \bar{M}_j/M

(c) 頂部を 1 とした場合の基部のモードの値 Y_{jH}

図 3.4-43 上部構造を均一せん断棒とした線形免震のモード特性

3) バイリニア型免震層を持つ均一せん断棒モデルの自由振動解析例

具体的な例題を示すことで、履歴系免震構造での高次モードの発生状況を確認しておく。

上部構造は均一せん断棒とする。免震層が弾性のとき 1 次モードのみで振動していると仮定して、正側へ降伏した時点から免震層が弾性除荷するまでを対象とする。地動加速度がない自由振動を考察の対象とする。なお、1)2)より、塑性の高次振動は地震動の影響をほとんど受けないことから、地震応答における基礎的な特性・傾向は自由振動から類推できると考えている。減衰はないとする。

例として、次のように設定する。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{弾性の免震係数 } I=I_b/T=0.2、\text{ 塑性接線剛性による免震係数 } I=I_b/T=4.0 \\ \text{弾性(1次)最大ベースシア係数 } C_{Be1max}=1.0 \\ \text{免震層の降伏せん断力係数 } C_{By}=0.1 \end{array} \right.$$

弾性(1次)最大ベースシア係数 C_{Be1max} は振動の大きさ(強さ)を表わすパラメータとして採用したもので、免震層が降伏せずに弾性剛性を保った場合の最大のベースシア係数を表わしている。

図 3.4-44 に時刻歴を示す。横軸は無次元時間 $\tau = p_{e1}t$ (ここで、 p_{e1} : 弾性1次固有円振動数、 t : 時間)であり、降伏した時点をも $\tau = 0$ としている。鉛直にぶら下げた質点-バネ系の静的釣合位置 g/p_{e1}^2 で変位を無次元化(基準化)し、速度は無次元化された変位の無次元時間に対する変化率として示している。図中の太線は実応答を表わすものとして塑性の10次までの和であり、細線は1~4次までの応答を示す。ベースシア係数を含む層せん断力係数は、慣性力の和として評価している。2)で述べたように初期条件によっては振動しなくとも変形は生じているモードが存在することもあり、層せん断力は変形から評価すべきとも考えられるが、特に基部の変形を表わすには塑性状態の多くのモードを採用する必要がある(収束が遅い)ことが分かったため、慣性力の和による評価を採用した。なお、慣性力の和による評価と変形による評価とでは、各モードの負担割合に差が生じるが、モードの総和としての応答は次数を打ち切ってもほとんど変わらないことを付記しておく。

図 3.4-44(a)の頂部変位は1次が支配的であり、2次の影響も出ている。図 3.4-44(b)の免震層の速度は緩やかに減少する1次の波形と大きな2次の波形が特徴的である。図 3.4-44(c)のベースシア係数(=免震層のせん断力係数)は1次が支配的である。一方、3.4-44(d)に示した上部構造の高さ方向の中央位置($x/H=0.5$)の層せん断力係数では2次の影響が非常に大きいことが分かり、3次はモードの腹にあたるためほぼ零であるが、4次の振動も確認できる。太線で示した10次までの和は、単振動の単純な和とは想像しにくいほど、角張った波形となっている。

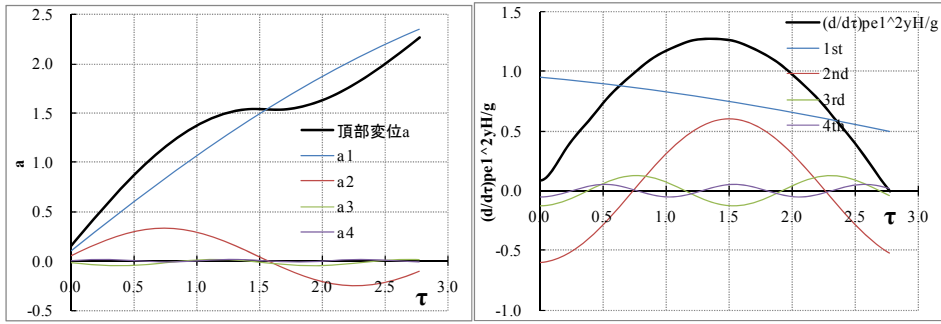
この例から、上部構造の応答に対しては高次モードが無視しえないほどに影響することが理解できるであろう。

図 3.4-45 には変形状態の推移を示している。凡例の数値は無次元時間であり、時間の経過とともに図の左から右へと移っていく。免震層が降伏することで基部の速度が上がり、下層部が上層部を追い越していく様子が分かる。

図 3.4-46 は層せん断力係数の降伏時、最大値及び最小値を示している。一方向に塑性化が進行している間だけを対象にしているが、高次モードの影響もあり、最小値の大きさは最大値とほぼ等しくなっている。

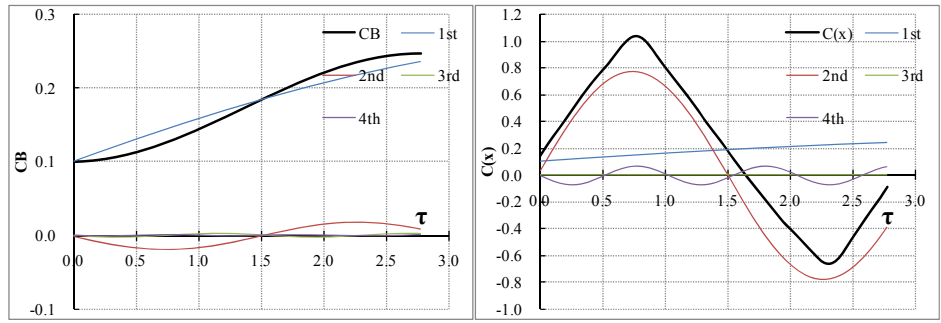
図 3.4-47 は、振動の強さとしての弾性(1次)最大ベースシア係数 C_{Be1max} を 0.5, 1.0, 1.5 と変化させた場合の層せん断力係数分布を示したものである。 C_{Be1max} が大きくなると上部でやや大きな分布となるが、著しい変化はない。分布形状は直線的である。

図 3.4-48 は塑性時の免震係数を変化させた場合である。層せん断力係数分布に対して塑性時免震係数の影響が大きいことが分かる。



(a) 頂部変位

(b) 免震層速度



(c) ベースシア係数

(d) 層せん断力係数($x/H=0.5$)

図 3.4-44 時刻歴

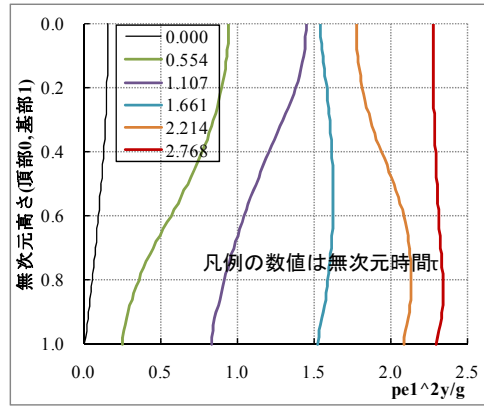


図 3.4-45 変形状態の推移

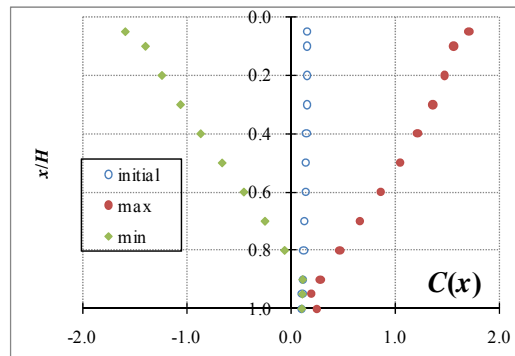


図 3.4-46 層せん断力係数の降伏時、最大値及び最小値

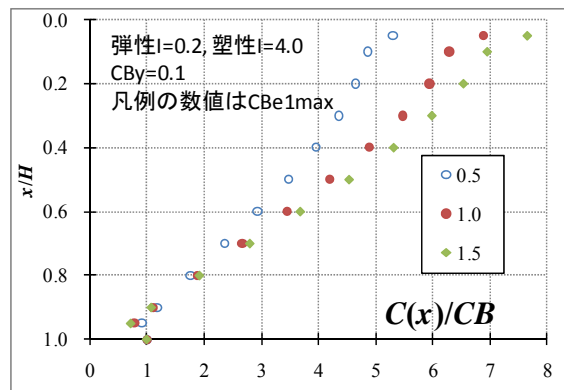


図 3.4-47 層せん断力係数分布（振動の強さによる変化）

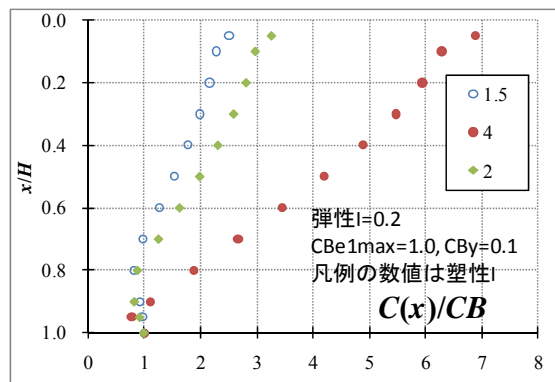


図 3.4-48 層せん断力係数分布（塑性時免震係数による変化）

4) まとめと課題

区分線形系ととらえることで、高次モードの発生メカニズムを説明し、均一せん断棒モデルによる自由振動解析例を示した。

地震応答解析結果を整理する上での非線形係数の有用性⁶⁾¹²⁾等との関連を整理することが今後の課題である。

第4章 免震建築物の設計用地震層せん断力係数設定法（案）

4-1 提案の背景

4-1-1 既往の設定法

免震構造物の地震力分布に関しては、既往の基準類および研究として以下のような提案がある。

a. 一定地震力分布（SEAONC1986¹³⁾， UBC91¹⁴⁾ など）

（免震層に対して上部構造が剛体に近い場合・高次モードを無視）

$$F_i = V_b \cdot (m_i / \sum m_j) \quad (4.1-1)$$

ここで、

F_i : 第 i 層に作用する地震力

V_b : 第 1 層（免震層）の地震層せん断力

m_i : 第 i 層の質量

$\sum m_j$: 上部構造（含：免震層直上床）の全質量

第 1 層の地震層せん断力係数を α_b とすると、第 i 層の地震層せん断力係数 α_i は、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_i &= (F_i + F_{i+1} + \dots + F_n) / (m_i + m_{i+1} + \dots + m_n) \\ &= V_b \cdot ((m_i + m_{i+1} + \dots + m_n) / \sum m_j) / (m_i + m_{i+1} + \dots + m_n) \\ &= V_b / \sum m_j \\ &= \alpha_b \end{aligned} \right\} \quad (4.1-2)$$

b. 逆三角形分布（UBC94¹⁴⁾， UBC97¹⁴⁾， FEMA273¹⁵⁾ など）

（上部構造による増幅を考慮，最下階床（免震層の上）の重量を無視）

$$F_i = V_b \cdot (m_i h_i) / \sum (m_j h_j) \quad (4.1-3)$$

ここで、

h_i : 基礎から第 i 層までの高さ

第 i 層の地震層せん断力係数 α_i は

$$\alpha_i = (F_i + F_{i+1} + \dots + F_n) / (m_i + m_{i+1} + \dots + m_n) \quad (4.1-4)$$

SEAONC (the Structural Engineers Association of Northern California) の PSC (Protective Systems Committee) は、基礎レベル（免震層の直上）への集中荷重を加えた次式を提案している¹⁶⁾。

$$F_i = ((V_b - F_b) / R_T) \cdot (m_i h_i) / \sum (m_j h_j) \quad (4.1-5)$$

ここに、 $F_b = (V_b / \sum m_j) \cdot m_i$ F_b : 免震層直上床レベルに作用する地震力

R_T : 上部構造の塑性域におけるじん性を考慮した設計用地震力低減係数

c. 線形免震層に対して高次モードを考慮した分布

i) Lee ら (2001)¹⁷⁾ の方法

Kelly (1999)¹⁸⁾ による 2 自由度系構造物の線形近似解を利用して、多自由度系の地震力として、以

下の式による方法を提案している。

$$F_i = V_b \cdot (m_j (1 + \varepsilon h_i / \alpha h_n)) / \sum (m_j (1 + \varepsilon h_j / \alpha h_n)) \quad (4.1-6)$$

ここに、 $\varepsilon = (\omega_b / \omega_s)^2$ 。また、 ω_b と ω_s は、それぞれ上部構造を剛体とした時の固有角振動数と基礎固定とした時の上部構造の1次固有角振動数を表す。 α は有効高さ比でせん断型一様構造物の場合0.7、 h_n は建物高さを表す。

ii) Tsai ら (2003)¹⁹⁾ の方法

上の Lee らの方法と同様だが上式の α を1.0とした形の下式を提案している。

$$F_i = V_b \cdot (m_j (1 + \varepsilon h_i / h_n)) / \sum (m_j (1 + \varepsilon h_j / h_n)) \quad (4.1-7)$$

d. 非線形免震層に対して高次モードを考慮した分布

i) Andriano & Carr (1991)²⁰⁾ の方法

$$F_i = V_b \cdot (m_i h_i^P) / \sum (m_j h_j^P) \quad (4.1-8)$$

ここに、Pは係数で、bi-linear形の復元力特性を持つ免震層の想定した設計変位に対応する1ループの履歴面積のそれを囲む四角形の面積で除した面積比Rを用いて(4.1-9)式より求める。

$$P = A + B R \quad (4.1-9)$$

ただし、A、Bは、諸パラメータの免震構造モデルに対する非線形地震応答解析結果から求めた回帰係数。せん断型の上部構造モデルで上部構造のみの(基礎固定時)の固有周期が0.2sec, 0.4sec, 0.8secの場合の係数は以下のようにになっている。

上部構造の周期	A	B
0.2sec	-0.4352	2.8246
0.4sec	-0.8483	6.7600
0.8sec	-0.4347	8.5817

ii) York & Ryan¹⁶⁾ の方法

地震層せん断力比(上部構造の第1層のせん断力と免震層のせん断力の比)を質量比と有効減衰の関数として次式のように表している。

$$V_s / V_b = (M_s / M)^{(1-a\zeta)} \quad (4.1-10)$$

ここに、aは非線形回帰により求めた定数で、a=2.2である。

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.1-11)$$

$$C_{vx} = w_x h_x^k / \sum w_i h_i^k \quad (4.1-12)$$

ここに、V: 構造物のベースシア

w_i and w_x : 全有効重量の、レベルiあるいはレベルxにおける部分

h_i and h_x : 基礎からのレベルiあるいはレベルxまでの高さ

ここにkは、時刻歴非線形地震応答解析の結果として回帰された、有効減衰と上部構造の固有周期

T_s との関係より(4.1-13)式で求める。

$$k=13 \zeta T_s \quad (4.1-13)$$

iii) Cardone, Dolce & Gesualdi²¹⁾の方法

設計用地震層せん断力は(4.1-14)式により求める。

$$F_i = V_b (m_i \Delta_i^*) / \sum (m_j \Delta_j^*) \quad (4.1-14)$$

ここに、 Δ_i^* は3次モードまで考慮した変形プロファイルであり式(4.1-15)により求める。

$$\Delta_i^* = \phi_{1i} + a_2 \phi_{2i} + a_3 \phi_{3i} \quad (4.1-15)$$

ϕ_{ji} は免震層の設計変位 D_d に対応する有効剛性 k_{is} に対応する有効周期 T_{is} と上部構造の周期 T_{fb} を用いて(4.1-16)式より求める。

$$\left. \begin{aligned} \phi_{1i} &= \cos((T_{is}/T_{fb}) - 1(1-i/N)(\pi/2)) \\ \phi_{ji} &= \cos((2j-2)(\pi/2)(i/N)) \quad j \geq 2 \end{aligned} \right\} \quad (4.1-16)$$

また、 a_2 , a_3 は、装置のタイプ別に地震応答解析結果を回帰して求めた係数である。

a_2 は、(4.1-17)式により求める。

$$a_2 = m N L^p (T_{is}/T_{fb})^{(r-q)} \quad (4.1-17)$$

ここに、 m , p , q , r は装置のタイプ別に回帰された係数。

また、 a_3 は、装置のタイプ別に(4.1-18)式および(4.1-19)式で求める。

(LRB/HDRBの場合)

$$a_3 = 0.7 a_2 \quad (4.1-18)$$

(FPB/SB+LDRBの場合)

$$a_3 = a_2 (1 - 0.5 a_2) \quad (4.1-19)$$

iv) 菊地、大澤ら (2004, 2005)^{22),23)}の方法

菊地、大澤らによる検討では、告示2009号による設計用地震層せん断力係数は上部建物が長周期になると、地震応答解析よりも危険側に評価されることを指摘し、新たな地震力分布の提案を行っている。

告示2009号における設計用地震層せん断力係数は、減衰材による負担せん断力に対する建物高さ方向への増幅を A_i 分布として定めている。著者らは A_i 分布に変わる分布形として、(4.1-20)式に示す A_i' を提案している。

$$A_i' = 1 + k_1(1-\alpha) + k_2 \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha}} - \alpha \right) + k_3(1-\alpha)^2 \quad (4.1-20)$$

α : 基準化重量

k_1, k_2 : 上部構造の固有周期によるパラメータ

k_3 : 地盤条件によるパラメータ

(4.1-20)式の第1項、第2項、第3項はそれぞれ震度一様分布、震度逆三角形分布、 $\sqrt{\alpha}$ 分布を表し、

第4項は表層地盤の増幅特性の影響を表す項である。

上記の検討におけるパラメータ $k_1 \sim k_3$ は、上部構造の基礎固定時1次固有周期を0.25～2.0秒の範囲で0.25秒刻みに変化させた10階の質点系の時刻歴応答解析結果に基づいて設定されており、入力地震動および地盤についても複数の条件にて検討されたものである。ただし、免震層の特性は、復元力特性を曲線モデルで表した鉛プラグ入り積層ゴムおよび高減衰積層ゴムそれぞれ1ケースに対しての場合で検討されたものであるため、免震層がこれらとは異なる履歴形状を有する場合の適用性は不明である。

v) 日本建築学会⁷⁾の方法

日本建築学会の免震構造設計指針では、免震構造の高次振動モードや免震層の非線形復元力特性(バシリニア型モデル)の影響も考慮した、上部構造の地震層せん断力分布を提案している。

上部構造の地震層せん断力係数は、上部構造第1層の水平剛性と免震層のダンパー剛性の比 b_s に応じて、ダンパー分のせん断力の A_i 分布による増幅率 α_i を一定倍(割増率: a)するものとし、時刻歴応答解析の結果より(4.1-21)式の割増率を提案している。

$$\left. \begin{array}{ll} a = 3.1238 - 0.1238b_s & 1 \leq b_s < 10 \\ a = 2.0127 - 0.0127b_s & 10 \leq b_s < 80 \\ a = 1.0 & 80 \leq b_s \end{array} \right\} \quad (4.1-21)$$

また、免震層に粘弾性ダンパーを設置した場合のせん断力分布は、やはり地震応答解析の結果を基に、 A_i 分布を用いればよいとしている。

ここでの検討では、地震層せん断力係数分布形のパラメータにダンパーの影響は考慮されているものの、ダンパーの降伏耐力、免震層と上部構造の等価剛性比(等価周期比)、上部構造の固有周期などの影響は含まれていない。また、ここで割増率 a を求めるのに用いているパラメータ b_s は、上部構造の第1層の剛性とダンパー剛性の比率であり、上部構造の剛性分布が特殊な場合に直接これを用いるのには適切なパラメータではない。また、検討に用いた入力地震動は、観測波や模擬地震動であるが、告示1461号で規定されているもの(告示波)とはやや異なる地震動である。

vi) 小林ら¹¹⁾の方法

小林らによる検討では、日本建築学会免震構造設計指針に記載するダンパー分のせん断力の A_i 分布による増幅率 a_i に代わる新たな増幅率 β_i を提案している。なお、式中の heq はパーセント表示の値である。

$$\beta_i = \left(\frac{\bar{\beta} - 1}{N - 1} \right) i + \frac{N - \bar{\beta}}{N - 1} \quad (4.1-22)$$

$$\bar{\beta} = \frac{s}{I_2} + t \quad (\bar{\beta} > u \text{ の範囲では } \bar{\beta} = u \text{ とする}) \quad (4.1-23)$$

$$s = 0.26heq + 0.29 \quad (s > 5.0 \text{ の範囲では } s = 5.0 \text{ とする}) \quad (4.1-24)$$

$$t = 0.60 \quad (4.1-25)$$

$$u = 0.09heq + 1.28 \quad (u > 3.0 \text{ の範囲では } u = 3.0 \text{ とする}) \quad (4.1-26)$$

上述の s 、 t 、 u は、告示 1461 号で規定されている地震動を用いた時刻歴応答解析による地震層せん断力係数分布の平均的な値を与えるように定められている。免震層の復元力特性がバイリニア型とは異なる場合には、等価則を用いて等価バイリニアに置換することで適用可能である。また、入力地震動に対する地震層せん断力係数分布のばらつきは、免震係数 I の小さい範囲で顕著となる。このばらつきの程度は、 $\bar{\beta}$ の変動係数 CV を免震係数 I に応じて定め、次式の補正式 v を $\bar{\beta}$ に乗じることで評価することができる。

$$CV = \begin{cases} 0.25 & (0 \leq I < 3) \\ -0.06I + 0.43 & (3 \leq I < 6) \\ 0.07 & (6 \leq I) \end{cases} \quad (4.1-27)$$

$$v = \begin{cases} 1 + CV & (\text{平均値} + \sigma) \\ 1 + 2CV & (\text{平均値} + 2\sigma) \end{cases} \quad (4.1-28)$$

また、流体型ダンパーによる地震層せん断力係数の高さ方向への増幅についても、評価できることが確認されている。そのため、履歴型ダンパーと流体型ダンパーを併用した場合には、それぞれの増幅率 ${}_s\beta_i$ および ${}_h\beta_i$ を算定し、告示 2009 号第 6 と同様に各ダンパーの負担せん断力に乗ずることで、上部構造の応答増幅を考慮した設計用地震層せん断力係数分布を求めることができるとしている。

$$\alpha_i = \frac{Q_{iso} \cdot \frac{A_i({}_s\beta_i \cdot {}_sQ_y + {}_h\beta_i \cdot {}_hQ_m) + fQ_m}{Mg}}{sQ_y + hQ_m + fQ_m} \quad (4.1-29)$$

ここで、 ${}_s\beta_i$: 履歴型ダンパーに対する増幅率、 ${}_h\beta_i$: 流体型ダンパーに対する増幅率

e. 告示 2009 号による方法

日本における告示 2009 号第 6 は、免震建築物の構造計算を規定しており、免震構造物に作用する地震力については、免震層と上部構造に作用する地震力に分けて定めている。

免震層に作用する地震力は、地震動のスペクトル特性を考慮し、免震層の復元力特性より上部構造を剛体として算定した等価周期と等価減衰定数より、免震層の変形を求め、これを基に地震層せん断力係数を定めている。

また、上部構造の地震層せん断力係数分布は、上部構造部分での応答増幅の影響を考慮して定めている。即ち、免震層のうち減衰材（ダンパー）およびこれと同等の減衰特性を有する支承材の部分の負担せん断力分に関しては、非免震建物と同じ増幅率（ A_i 分布）を考慮しており、免震層のうち支承材の負担せん断力分に関しては増幅しないものとしている。

この規定の課題としては、以下の 2 点が考えられる。

i) 支承材の負担せん断力分に対しては、上部構造による増幅分を見込んでいないが、これは、上部構造部分が免震層部分と比較して相対的に水平剛性が非常に高い場合に近似的に成立するものであり、

厳密には 1 次振動モードのみを考慮した場合においても増幅される。さらに、高次振動モードを考慮すると増幅程度は大きくなる。

ii) 減衰材の負担せん断力分については、非免震構造物と同等の増幅率 (A_i 分布) が考慮されているが、これは免震構造物の高次振動モードも含めた増幅率とは異なる性質の増幅率である。免震層が線形で減衰が小さく上部構造の固有周期が短い場合には、この規定でも安全側の設計になるが、免震層がバイリニア形のような非線形な特性を有し、この非線形性が強い場合 (等価減衰定数が大の場合) には、高次振動モードによる増幅が大きくなり、この規定では危険側の設定となる可能性がある。

4-1-2 地震層せん断力係数設定上の課題

以上の地震力設定法のうち、a の一定地震力と b の逆三角形分布は、簡便な形だが、a はやや危険側、b は線形の免震層に対してはやや安全すぎる設定になっている。c は高次モードまで考慮した式ではあるが、実免震システムの特性は非線形である場合が一般的であることを考えると、適用範囲が限られる。また、d の i) ~ v) については、非線形特性を有する免震構造物について、免震層と上部構造を合わせた全体系における、高次の振動モードの影響を考慮した場合の上部構造の地震力分布に関する設定法を検討している。いずれも、基本的には非線形地震応答解析結果を基に、回帰分析などを交えて設定する方法である。従って、考慮する建物や免震部材の変形特性、入力地震動の特性などにより異なる結果となる。

また、いずれも上部構造の固有周期が免震周期と比較して相対的に短い場合を想定したせん断力分布形を考えているため、上部構造が高層化・長周期化した場合や、免震層の非線形性が強くなった場合には、危険側の設定になる可能性もある。

次項では、上部構造の高次の振動モードも考慮した地震層せん断力係数分布の設定法として、既往の検討結果なども参考にして、高次モードによる上部構造での地震層せん断力係数の増幅率に着目した上で、3-3 節に示した地震応答解析結果を用いて設定する。

3 章の結果や既往の検討結果によると、バイリニア形復元力特性の免震層に対する上部構造の地震層せん断力係数については、上部構造の周期が免震周期よりも相対的に長い場合、免震層のバイリニア形復元力の初期剛性が高い場合、降伏耐力が高い場合、免震層の応答変形に対応する等価減衰定数あるいは非線形係数が大きい場合、などには、高次モード成分が多くなり、告示 2009 号による値よりも地震層せん断力が大きくなる可能性がある。

具体的には、免震層のパラメータのうち、免震層の応答最大変形に基づく等価周期 T_{eq} 、初期剛性に対応する周期 (上部構造が剛体時) T_1 、非線形係数 NL 、上部構造の基礎固定時 1 次固有周期 T_0 の 4 つを考慮する。これらのパラメータと告示 2009 号の方法による免震層の変形算定とを組み合わせることで上部構造の地震層せん断力係数分布を求める。また、同時に、告示 2009 号による地震層せん断力係数の割り増し係数 α を規定する方法についても提案する。

4-2 地震層せん断力係数設定法の提案

4-2-1 設定法の基本的な考え方

3-3 節の地震応答解析の結果より、上部構造の地震層せん断力係数の増幅率および地震層せん断力係数比（時刻歴応答解析結果の地震層せん断力係数を告示 2009 号第 6 により算出した結果で除した値）は、解析パラメータによってばらつく値となることがわかった。また、この要因は、3-4 節の解析結果の分析や前節の既往知見より、解析パラメータの違いによる免震建築物の高次モードの励起特性の違いによるものである。本節では、上記の知見を加味しうる地震層せん断力係数の設定法を提案する。本研究における上部構造の地震層せん断力係数の基本的な考え方は、下記の 2 つである。

1) 上部構造の地震層せん断力係数は、告示 2009 号で求めた地震層せん断力係数に対して、免震建築物の解析パラメータに応じて割増率として設定する。

2) 上部構造の地震層せん断力係数は、解析パラメータの値に応じて設定する。

手法 1) は、告示 2009 号による地震層せん断力分布算出法に則り、上部構造の地震層せん断力係数の増幅は免震層の減衰材が負担する地震層せん断力分に対してのみ考えるものとするが、本手法では、上記の知見を考慮し割増率 α を乗じる。

一方、手法 2) では、上部構造の地震層せん断力係数の算出に際し、告示 2009 号による手法を用いない。免震層の地震層せん断力係数に対しての上部構造に対する増幅率 β が、解析パラメータの値に応じて算出される。各層の増幅率 β を求め、これと免震層の地震層せん断力係数 C_0 を乗じることで各層の地震層せん断力係数が求まる。

これらの手法では、割増率 α 、増幅率 β が地震層せん断力係数の設定において非常に重要な値となる。これらの値に依存する解析パラメータは、次節に示す。

4-2-2 地震層せん断力係数設定法 1, 2, 3

3-3 の地震応答解析結果と 4-1 の情報を基に、免震構造物の上部構造の地震層せん断力係数の設定法として以下の 3 つを提案する。本節で示す設定法 1 は前節の手法 1) に基づく。一方、設定法 2 および 3 は前節の手法 2) に基づいたものである。

a. 地震層せん断力係数設定法 1

i) 免震層の復元力特性と上部構造モデルを仮定する。

ii) $T_0 = \xi h$ (h : 建物高さ、RC 造の場合 $\xi = 0.02$ 、S 造の場合 $\xi = 0.03$) により T_0 を求める。

iii) 告示 2009 号により免震層の変形と各層のせん断力係数を求める。

iv) i) ~ iii) より $T_{eq}/T_0, T_1/T_0$ を求める。

v) $T_{eq}/T_0, T_1/T_0$ より、告示 2009 号による地震層せん断力係数の割増率 α を求める。(図は中間階で折れる 2 直線で表しているが、今回の検討では免震層（最下層）と最上階を直線で結ぶ形としている。)

ここに最上階における α ($= \alpha_v$) は 3-4 節での回帰結果を基に以下の式(4.2-1~4)で求めるものとする。

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 1.61 + 0.31 (T_{eq}/T_0) \quad (4.2-1)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 1.60 + 0.19 (T_{eq}/T_0) \quad (4.2-2)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 1.33 + 0.084 (T_{eq}/T_0) \quad (4.2-3)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 0.94 + 0.018 (T_{eq}/T_0) \quad (4.2-4)$$

vi) 設計構造断面を用いた骨組モデルに対する固有値解析、あるいは略算法により T_0 を求める。この T_0 が ii) の T_0 と大きく異なる場合には、ii) の T_0 を変えて、地震層せん断力係数を設定し直す。

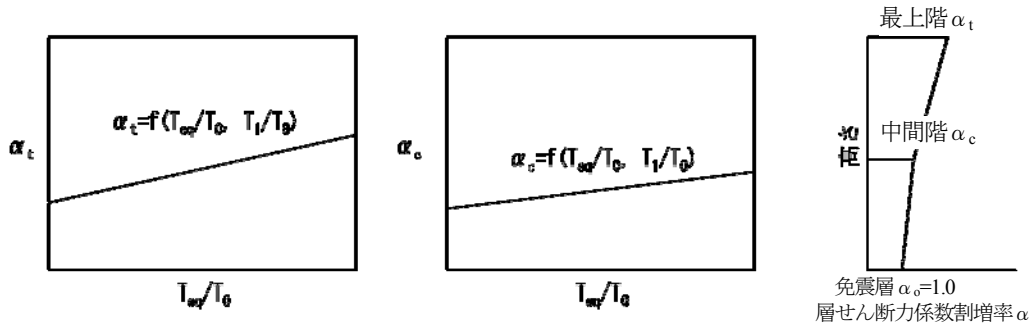


図 4.2-1 設定法 1 の最上階割増率 α_t と中間階割増率 α_c

b. 地震層せん断力係数設定法 2

i) ~ ii) は設定法 1 と同じ。

iii) 告示 2009 号により免震層（最下層）の変形とせん断力係数を求める。

iv) i) ~ iii) より T_1/T_0 と非線形係数 NL（図 2.2.4-1 による。）を求める。

v) T_1/T_0 と NL より、上部構造における地震層せん断力係数増幅率 β を求める。（図は中間階で折れる 2 直線で表しているが、今回の検討では免震層と最上階を直線で結ぶ形としている。）

ここに最上階における β ($= \beta_t$) は、3-4 節での回帰結果を基に (4.2-5~8) 式で求めるものとする。

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、} \quad \beta_t = 2.19 + 3.95 NL \quad (4.2-5)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \beta_t = 2.31 + 3.34 NL \quad (4.2-6)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、} \quad \beta_t = 1.66 + 2.58 NL \quad (4.2-7)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、} \quad \beta_t = 1.04 + 1.59 NL \quad (4.2-8)$$

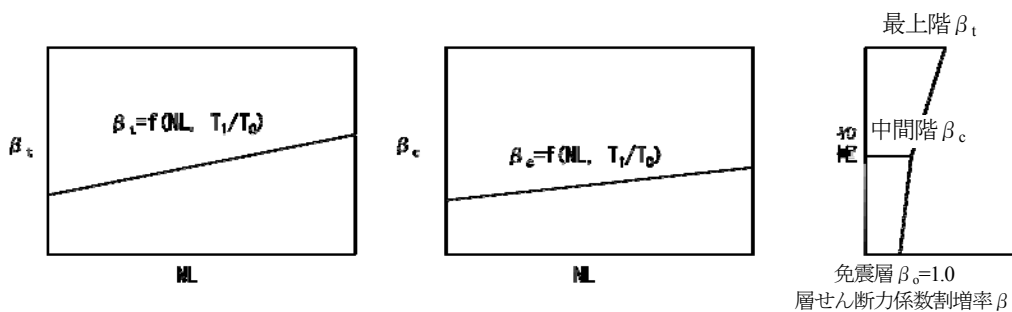


図 4.2-2 設定法 2 の最上階増幅率 β_t と中間階増幅率 β_c

vi) 設定法1のvi)と同じ。

c. 地震層せん断力係数設定法3

i) ~iii) は設定法2と同じ。

iv) i) ~iii) より非線形係数 NL を求める。

v) T_0 と NL より、上部構造における地震層せん断力係数増幅率 β を求める。(図は中間階で折れる2直線で表しているが、今回の検討では免震層と最上階を直線で結ぶ形としている。)

ここに最上階における β ($=\beta_t$) は3-4節での回帰結果を基に式(4-2-9~11)で求めるものとする。

$$0 < T_0 \leq 0.75 \text{ の時、} \quad \beta_t = 1.32 + 3.87 \text{ NL} \quad (4-2-9)$$

$$0.75 < T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \beta_t = 1.93 + 4.41 \text{ NL} \quad (4-2-10)$$

$$1.5 < T_0 \leq 2.0 \text{ の時、} \quad \beta_t = 2.21 + 4.51 \text{ NL} \quad (4-2-11)$$

vi) 設定法1のiv)と同じ。

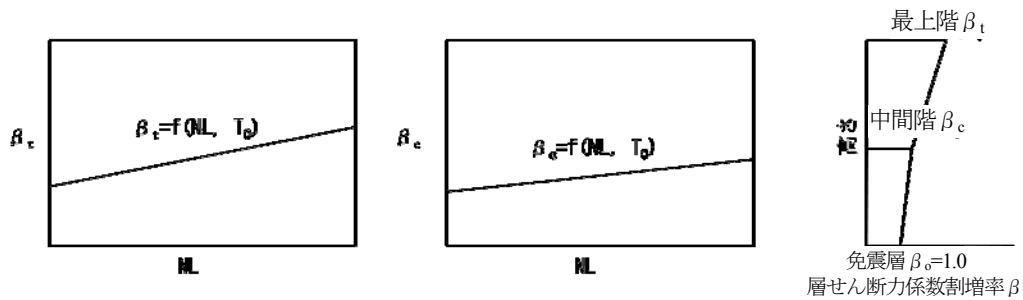


図 4.2-2 設定法3の最上階増幅率 β_t と中間階増幅率 β_c

4-3 提案手法と応答解析の比較

4-3-1 設定法1に対する検討

a. 第2種地盤（短）の入力地震動に対する検討

上部構造の最上階の地震層せん断力係数を、告示2009号による地震層せん断力係数に割増率 α_t を乗じて求めるものであり、 α_t を図3.4-5に示す回帰式（(4.3-1)～(4.3-4)式）により求めた場合について検討する。

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 1.61 + 0.31 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-1)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 1.60 + 0.19 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-2)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 1.33 + 0.084 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-3)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、} \quad \alpha_t = 0.94 + 0.018 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-4)$$

設定法1にて求めた地震層せん断力係数と地震応答解析結果との比較を図4.3-1および図4.3-2に示す。検討建物モデルは7層および14層である。これらの左図の縦軸は告示2009号による地震層せん断力係数の設定法1による割増前の値、右図の縦軸は割増後の値である。各階の地震層せん断力係数の割増率は免震層と最上階とで直線的に変化するものとしている。

図4.3-1において免震層の変形は、時刻歴応答解析の免震層最大変形としたものである。図4.3-1より設定法1による割増後の地震層せん断力係数は応答解析結果によく対応していることがわかる。

図4.3-2において免震層の変形は、告示2009号による等価線形化手法による応答スペクトルを用いる方法にて算出した。これによると、提案手法による値はややばらつきは大きいものの、応答解析結果よりは全体としては安全側の設定になっていることがわかる。このばらつきの要因には免震層の応答変形の告示2009号による設定と応答解析値との対応がばらついていることも含まれている。

b. 第1種地盤と第2種地盤（長）の入力地震動との対応に関する検討

a. で用いた補正係数を第1種地盤と第2種地盤（長）の入力地震動による場合にも適用した場合の検討を行う。

図4.3-3、図4.3-4は、第1種地盤の入力地震動に対して図4.3-1、図4.3-2に対応する関係をプロットした図である。

また、図4.3-5、図4.3-6は、第2種地盤（長）の入力地震動に対して、同様に図4.3-1、図4.3-2に対応する関係をプロットした図である。

以上の図より、補正された地震層せん断力係数と応答解析結果との対応にはばらつきが大きくなっているものの、全体的には安全側の方向にばらついているといえる。ただし、ばらつきを少なくするために、地盤種別を卓越周期などで細分化した場合の補正式を用いる方法も考えられる。

例えば、第1種地盤入力に対して、

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 1.18 + 0.38 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-5)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 1.19 + 0.24 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-6)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 1.19 + 0.067 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-7)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 1.03 + 0.011 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-8)$$

第2種地盤のうち比較的長周期成分の卓越する入力に対しては、第2種地盤（長）の結果を用いて、

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 1.56 + 0.17 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-9)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 1.59 + 0.11 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-10)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 1.05 + 0.092 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-11)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、} \quad \alpha_{\tau} = 0.645 + 0.072 (T_{eq}/T_0) \quad (4.3-12)$$

とすることなどが考えられる。

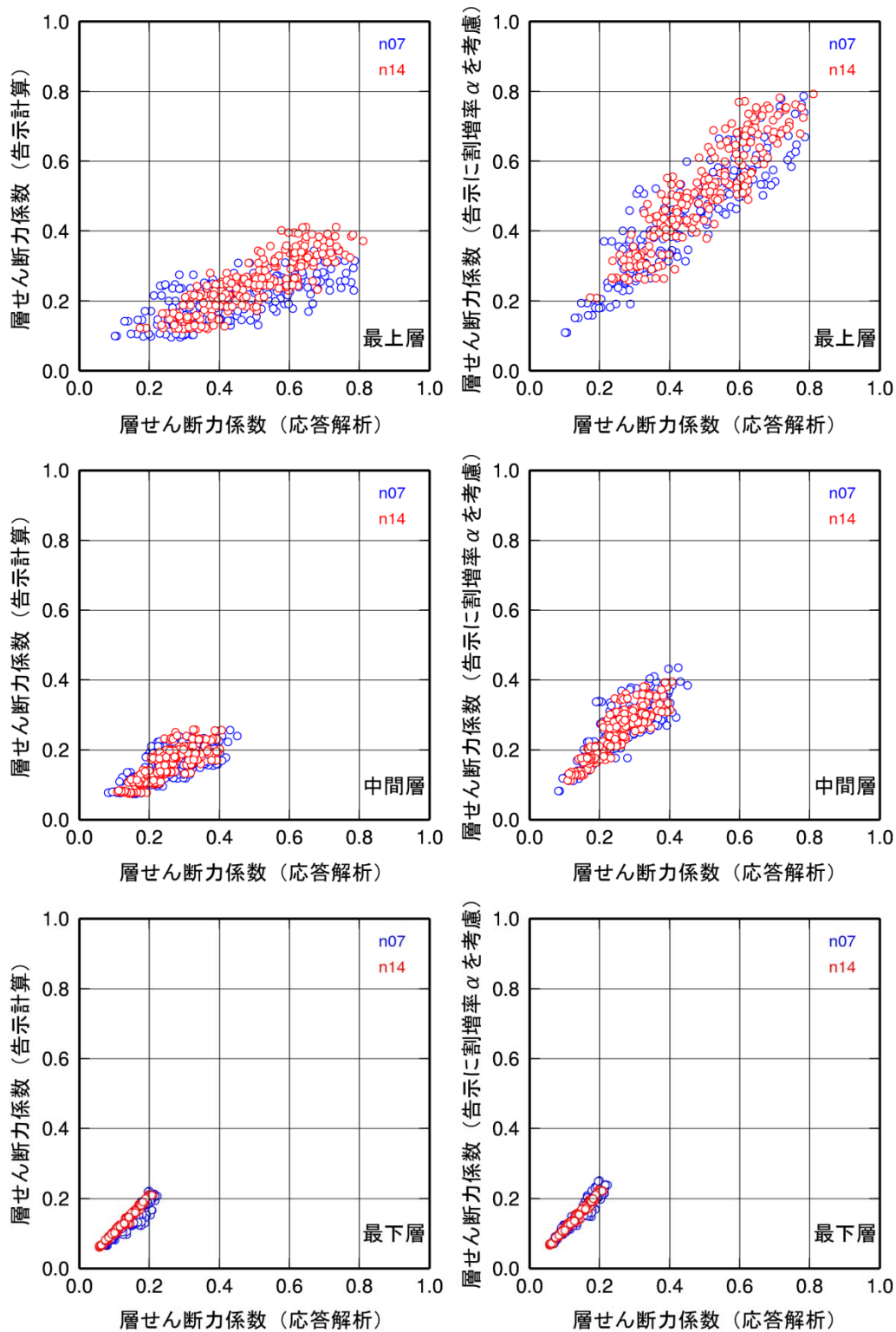


図 4.3-1 応答解析及び告示 2009 号による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

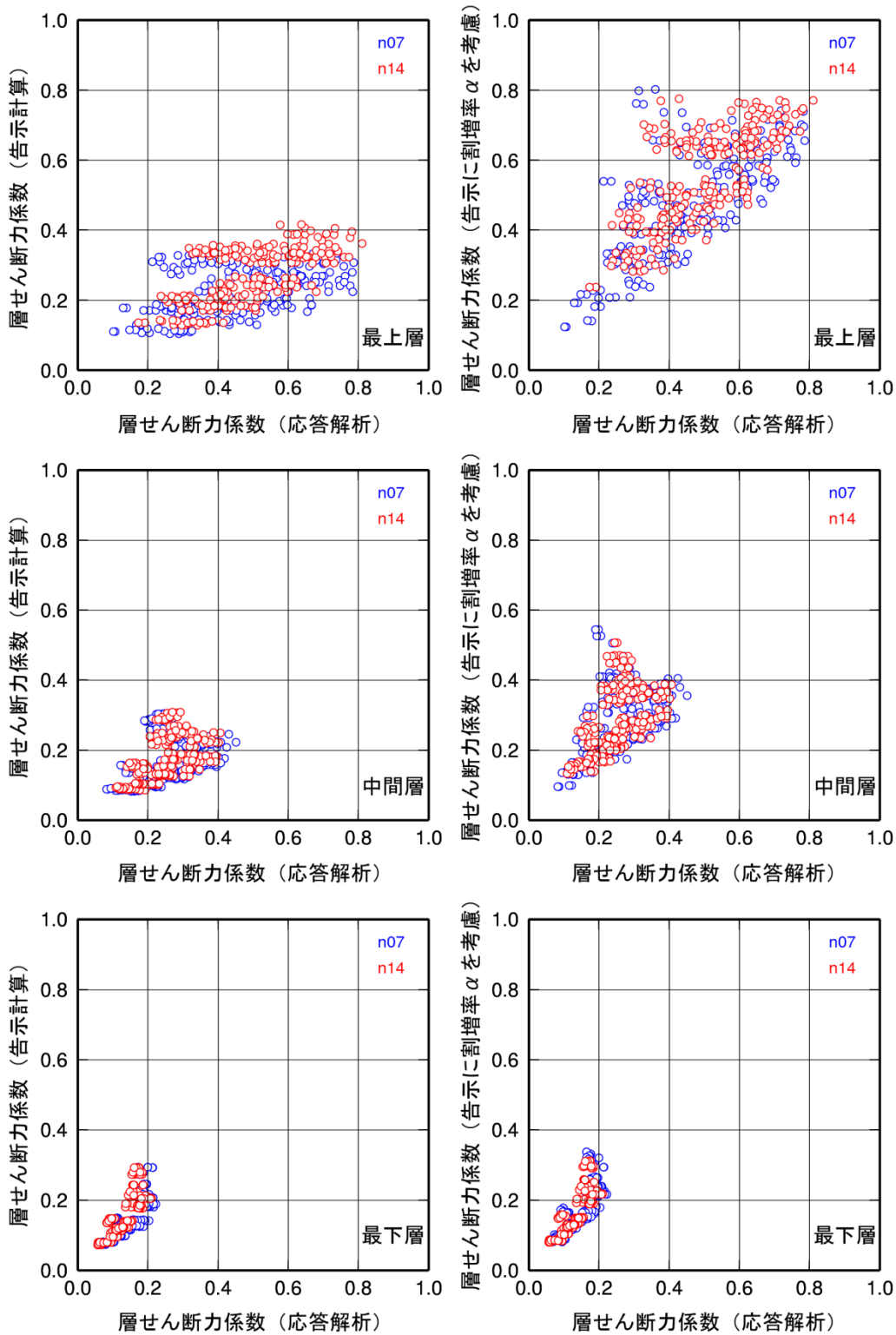


図 4.3-2 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数（左図：告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：2 種地盤卓越周期（短））

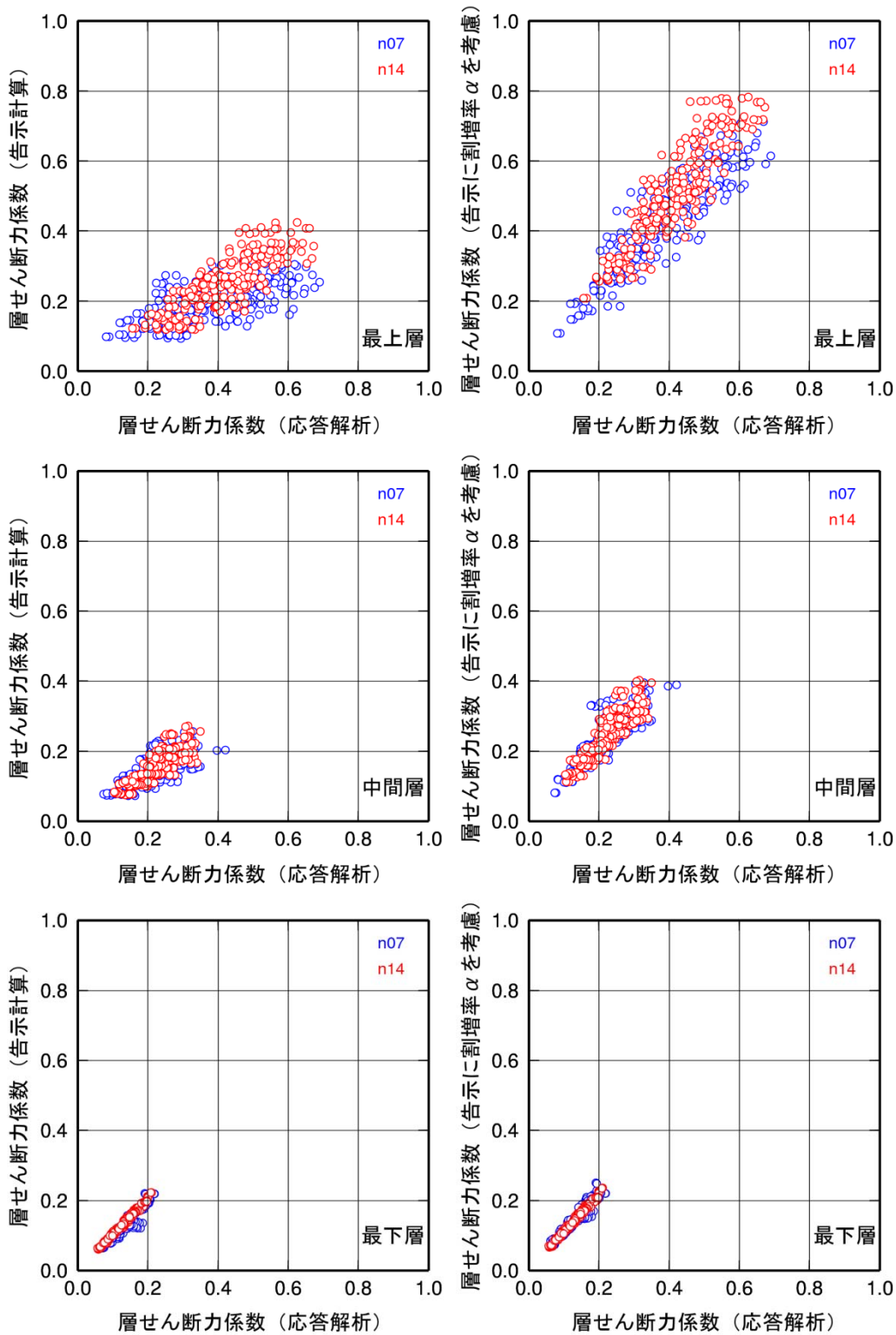


図 4.3-3 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：1 種地盤)

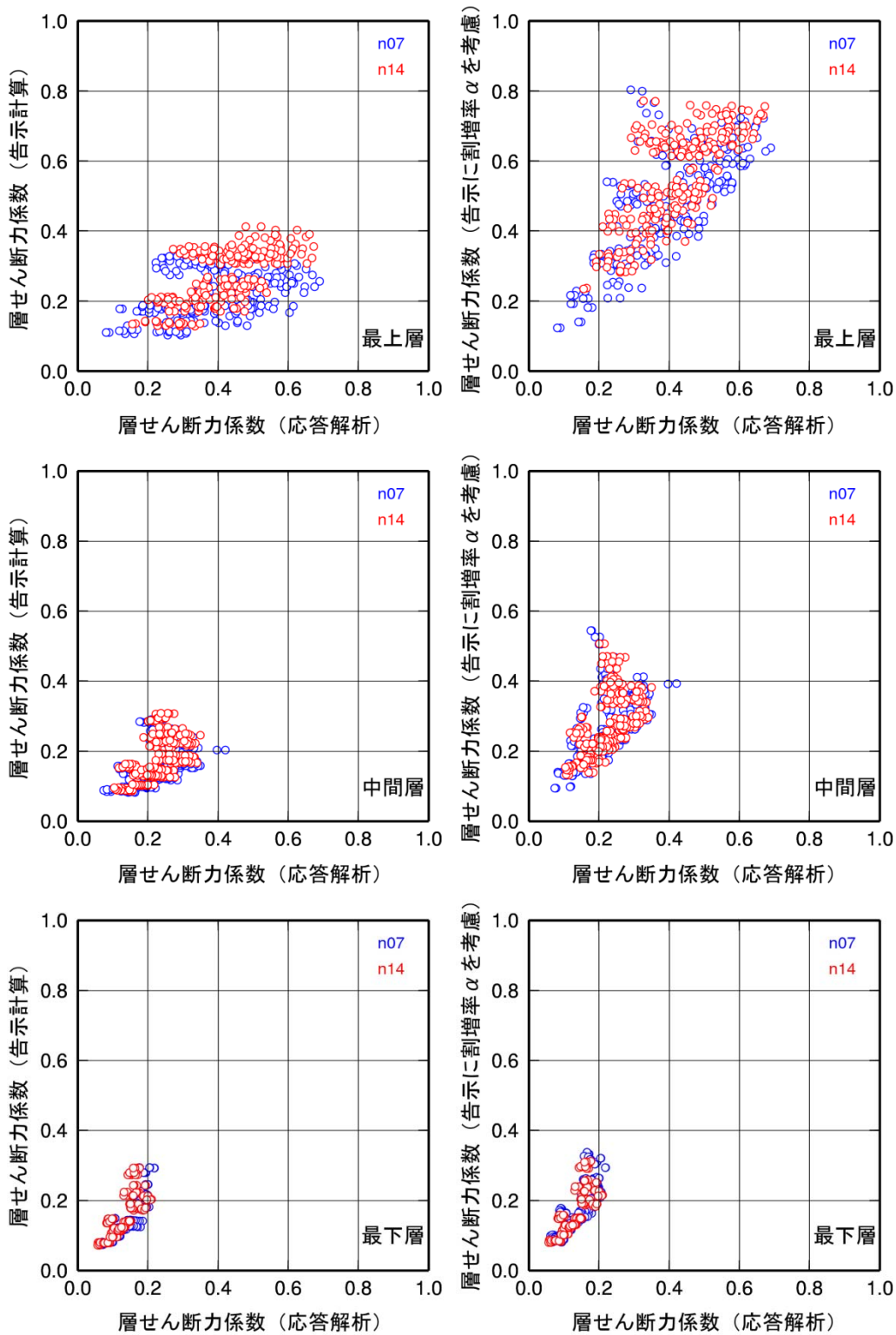


図 4.3-4 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：1 種地盤)

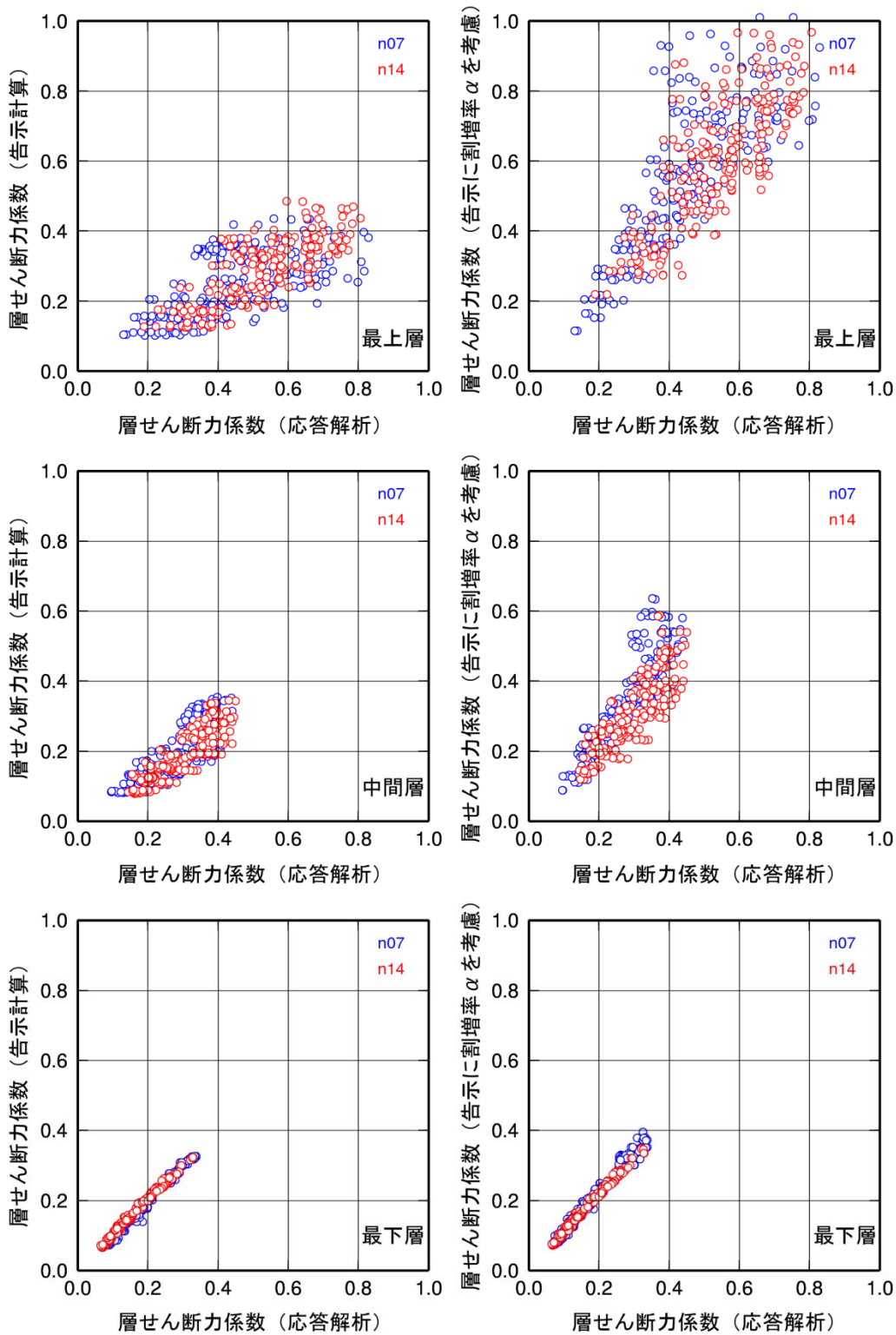


図 4.3-5 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：2 種地盤卓越周期 (長))

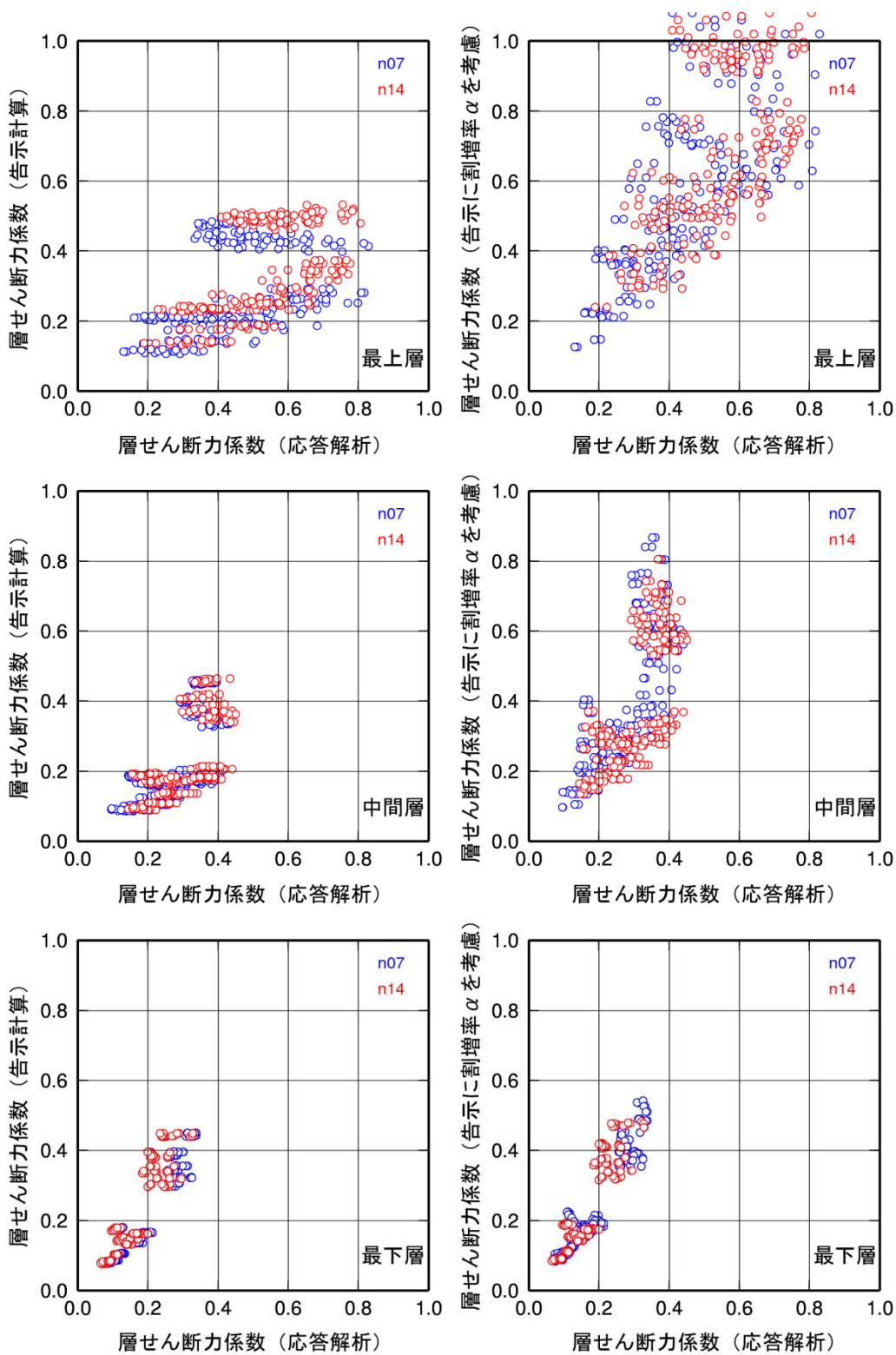


図 4.3-6 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：2 種地盤卓越周期 (長))

4-3-2 設定法 2 に対する検討

a. 第 2 種地盤（短）の入力地震動に対する検討

設定法 2 は、告示 2009 号による免震層のせん断力係数に増幅率 β_t を乗じて上部構造の最上階のせん断力係数を求めるものであり、 β_t は図 3.4-3 に示す回帰式（次式）を用いて以下のように設定する。なお、NL は図 3.4-1 に示す非線形係数である。

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、} \quad \beta_t = 2.19 + 3.95 \text{ NL} \quad (4.3-13)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \beta_t = 2.31 + 3.34 \text{ NL} \quad (4.3-14)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、} \quad \beta_t = 1.66 + 2.58 \text{ NL} \quad (4.3-15)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、} \quad \beta_t = 1.04 + 1.59 \text{ NL} \quad (4.3-16)$$

設定法 2 にて求めた地震層せん断力係数と地震応答解析結果との比較を図 4.3-7 および図 4.3-8 に示す。検討建物モデルは 7 層および 14 層である。これらの左図の縦軸は告示 2009 号による地震層せん断力係数の値、右図の縦軸は設定法 2 による増幅後の値である。設定法 2 における各階の地震層せん断力係数の増幅率は免震層と最上階とで直線的に変化するものとしている。

図 4.3-7 における免震層の変形は、時刻歴応答解析の免震層最大変形としたものである。図 4.3-7 より予測値と応答解析結果の地震層せん断力係数はよく対応していることがわかる。

図 4.3-8 における免震層の変形は、告示 2009 号による等価線形化手法による応答スペクトルを用いる方法にて算出した。これによると、提案手法による値はややばらつきは大きいものの、応答解析結果よりは全体としては安全側の設定になっていることがわかる。このばらつきの要因には免震層の応答変形の告示 2009 号による設定と応答解析値との対応がばらついていることも含まれている。

b. 第 1 種地盤と第 2 種地盤（長）の入力地震動との対応に関する検討

a. で用いた補正係数を第 1 種地盤と第 2 種地盤（長）の入力地震動による場合にも適用した場合の検討を行う。

図 4.3-9、図 4.3-10 は、第 1 種地盤の入力地震動に対して図 4.3-7、図 4.3-8 に対応する関係をプロットした図である。

また、図 4.3-11、図 4.3-12 は、第 2 種地盤（長）の入力地震動に対して、同様に図 4.3-7、図 4.3-8 に対応する関係をプロットした図である。

以上の図より、補正された地震層せん断力係数と応答解析結果との対応にはばらつきが大きくなっているものの、全体的には安全側の方向にばらついているといえる。ばらつきを少なくするために、地盤種別を卓越周期などで細分化した場合の補正式を用いる方法も考えられる。

例えば、第 1 種地盤入力に対して、

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、} \quad \beta_t = 2.11 + 3.14 \text{ NL} \quad (4.3-17)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、} \quad \beta_t = 1.89 + 3.19 \text{ NL} \quad (4.3-18)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、 } \beta_{\tau} = 1.35 + 2.56 NL \quad (4.3-19)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、 } \beta_{\tau} = 1.05 + 1.01 NL \quad (4.3-20)$$

第2種地盤のうち比較的長周期成分の卓越する入力に対しては、第2種地盤（長）の結果を用いて、

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.5 \text{ の時、 } \beta_{\tau} = 1.30 + 5.18 NL \quad (4.3-21)$$

$$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5 \text{ の時、 } \beta_{\tau} = 1.58 + 4.59 NL \quad (4.3-22)$$

$$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0 \text{ の時、 } \beta_{\tau} = 1.14 + 3.38 NL \quad (4.3-23)$$

$$3.0 < T_1/T_0 \leq 5.0 \text{ の時、 } \beta_{\tau} = 0.99 + 2.11 NL \quad (4.3-24)$$

とすることなどが考えられる。

設定法1および設定法2における補正式 α_t 、 β_t は、各式の定義域内において連続であるが、 T_1/T_0 の定義区間の境では、不連続な値となっている。 T_1/T_0 が定義区間の境近傍の値である場合、 T_1/T_0 のわずかな違いにより α_t 、 β_t が大きく変化することが考えられる。

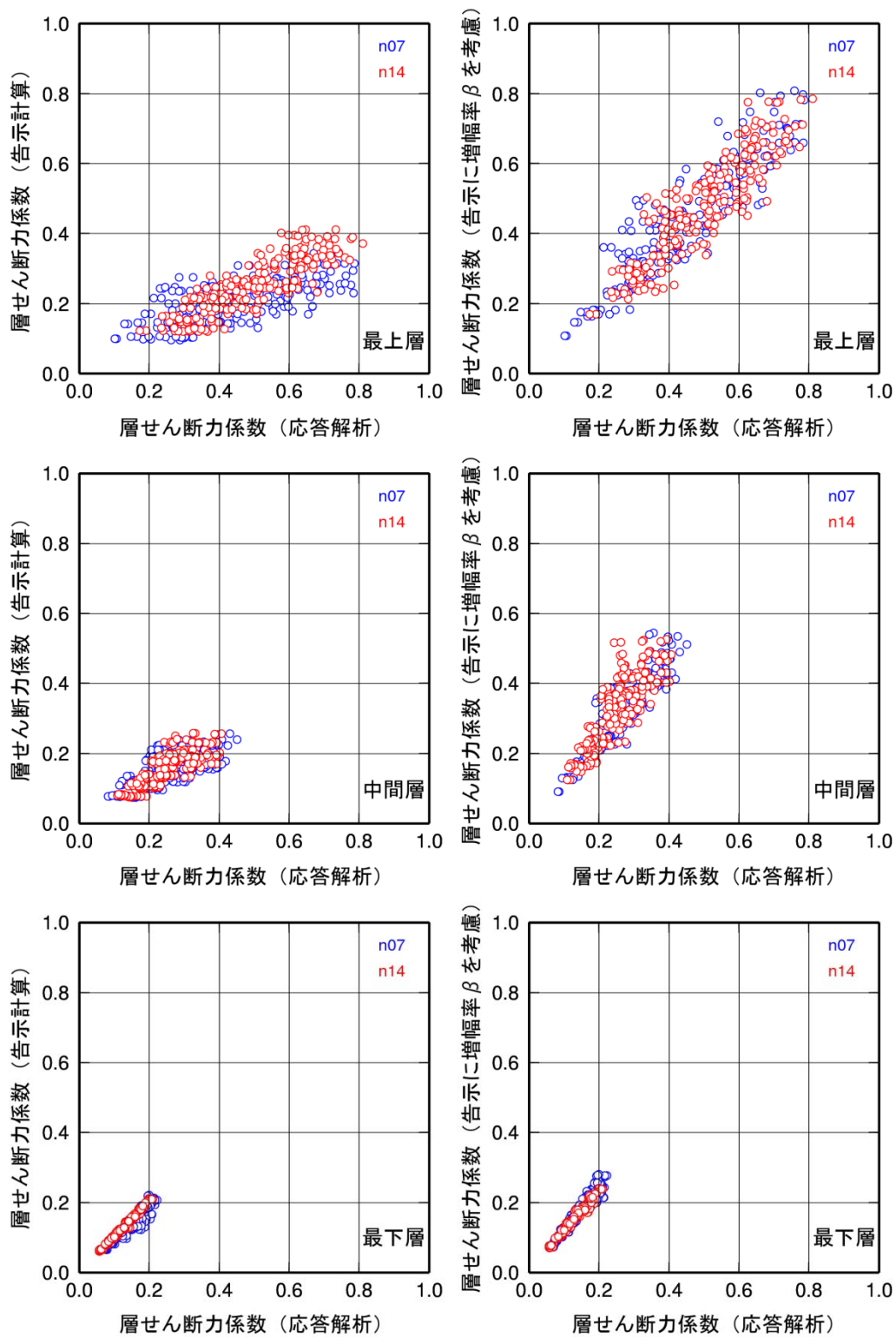


図 4.3-7 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図は設定法 2 による増幅後、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

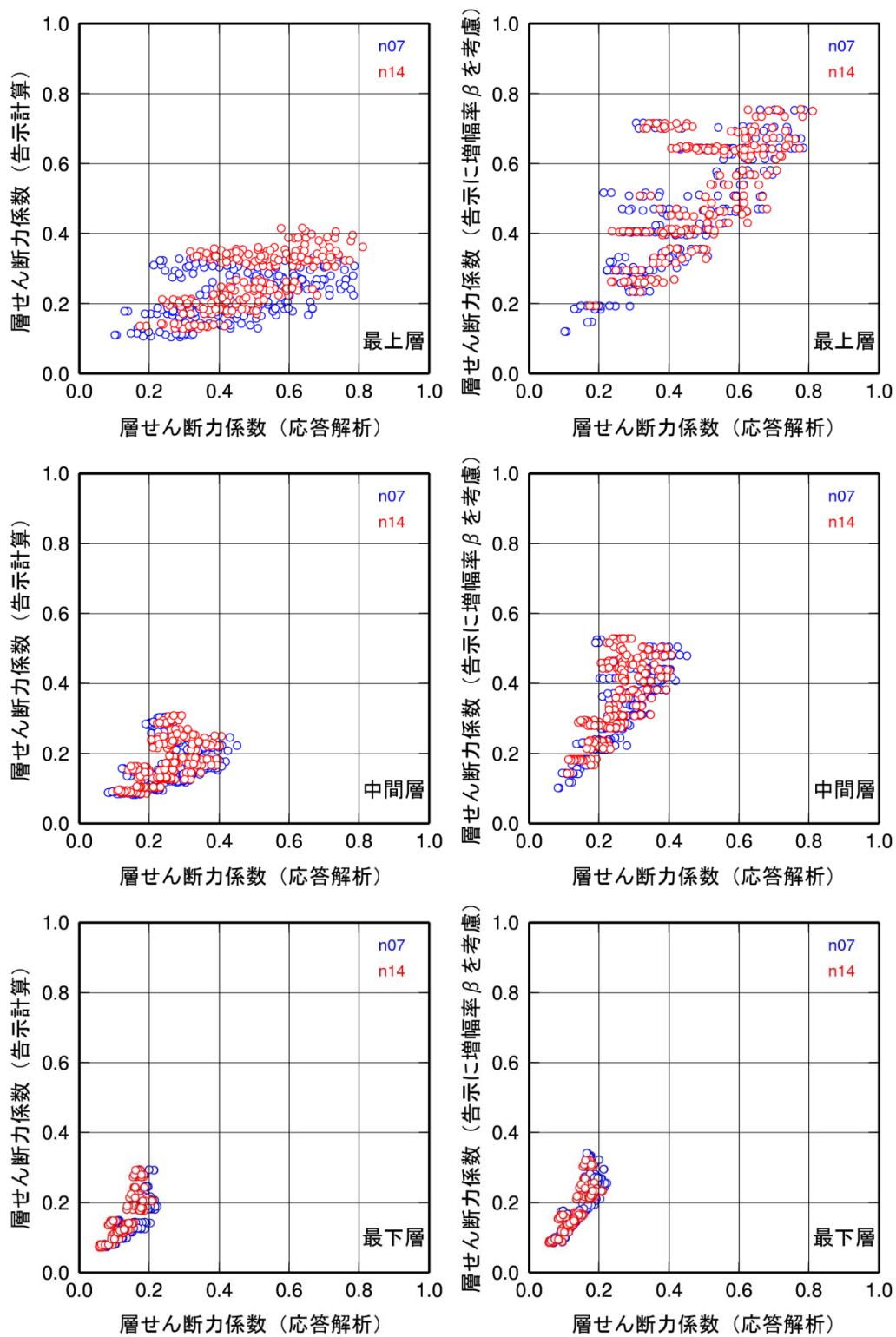


図 4.3-8 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：告示 2009 号、右図は設定法 2 による増幅後、入力波：2 種地盤卓越周期 (短)、

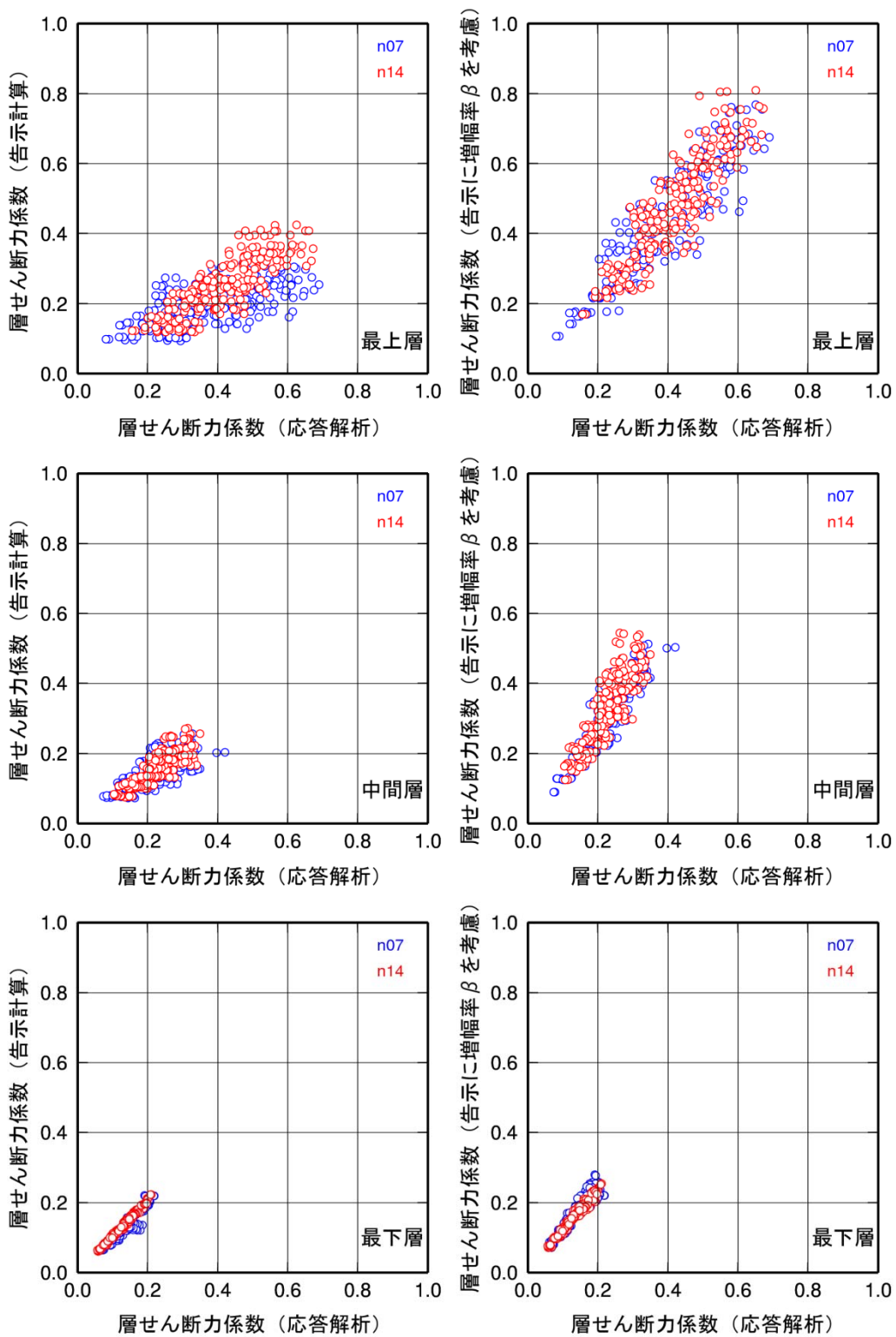


図 4.3-9 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 2 による増幅後、入力波：1 種地盤)

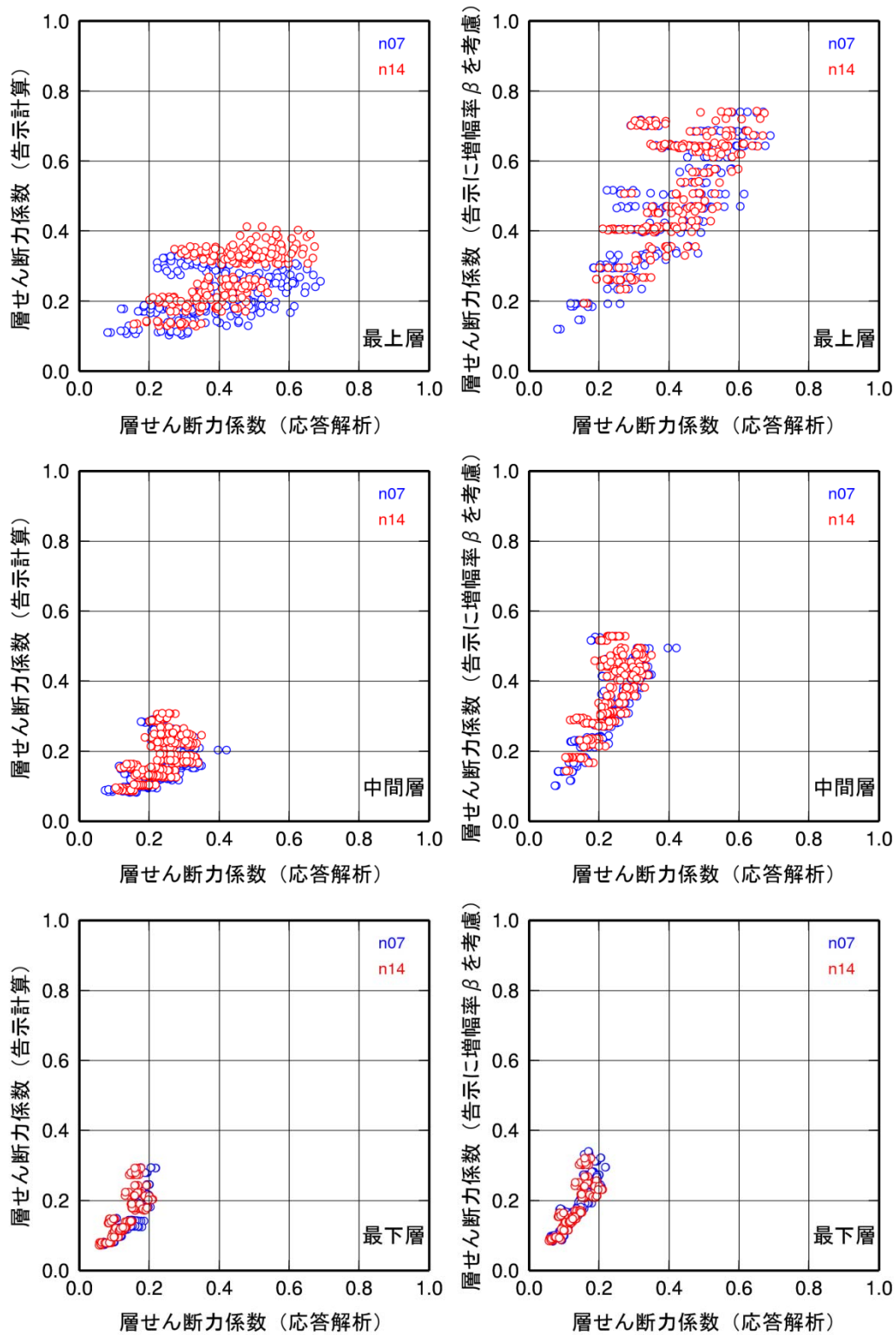


図 4.3-10 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：告示 2009 号、右図：設定法 2 による増幅後、入力波：1 種地盤)

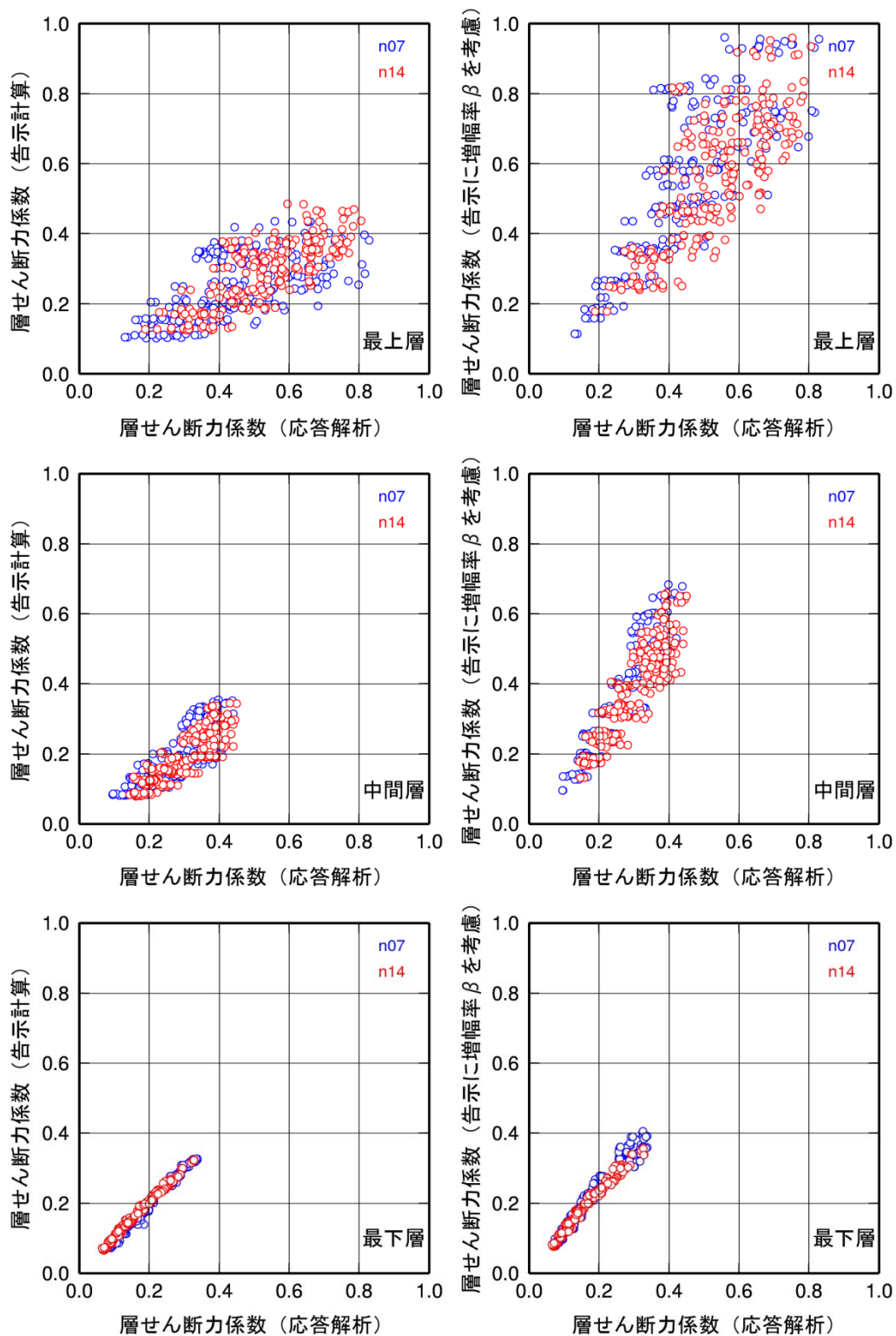


図 4.3-11 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 2 による増幅後、入力波：2 種地盤卓越周期 (長))

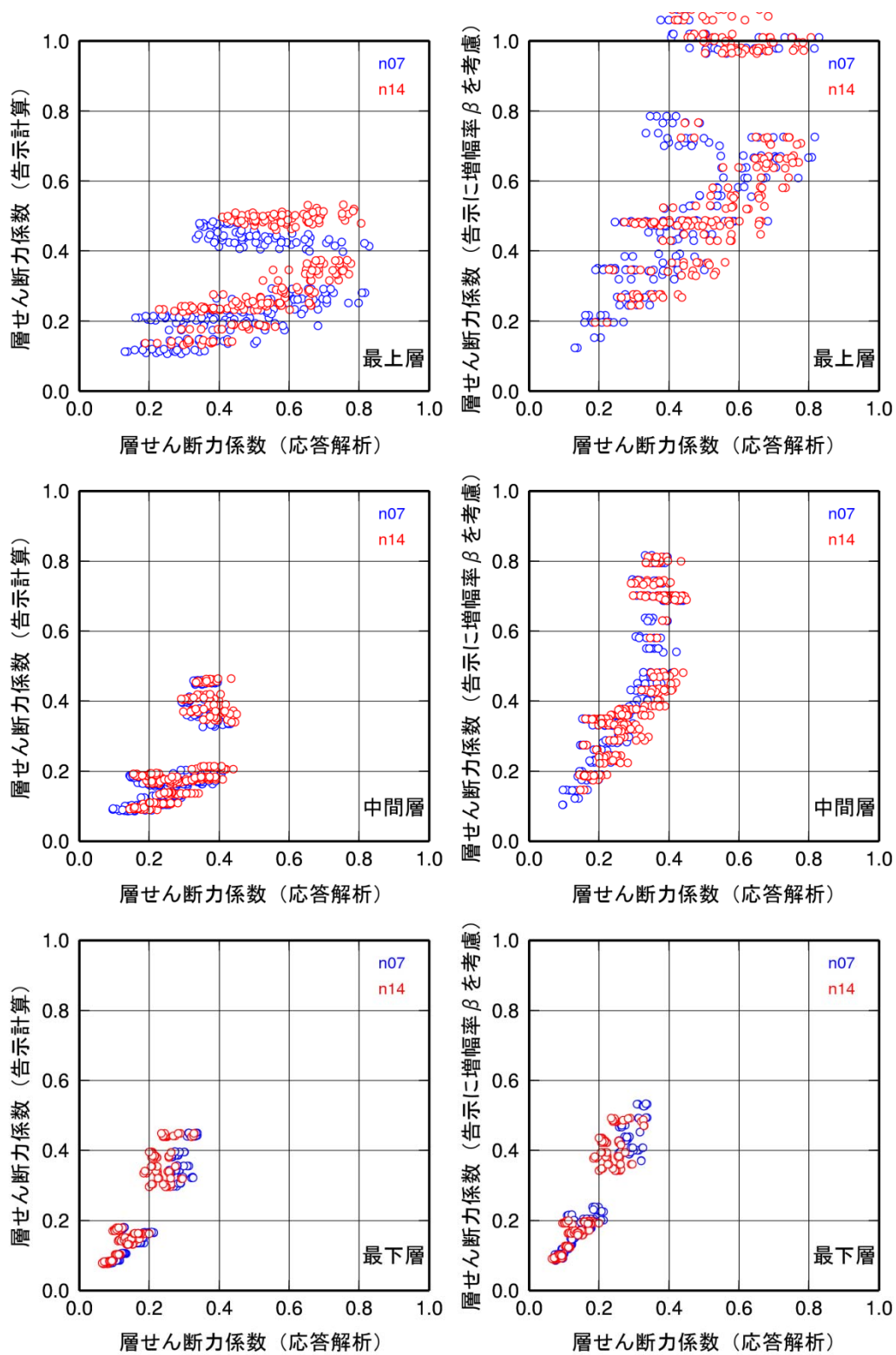


図 4.3-12 応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：告示 2009 号、右図は設定法 2 による増幅後、入力波は 2 種地盤卓越周期 (長))

4-4 提案手法の適用性に関する検討

4-4-1 建物階数のパラメータを変えた場合の検討

建物モデルとして、3階建て、5階建て、20階建てのものを、3-2節と同様に設定して、第2種地盤（短）の入力地震動に対する応答解析を行った。

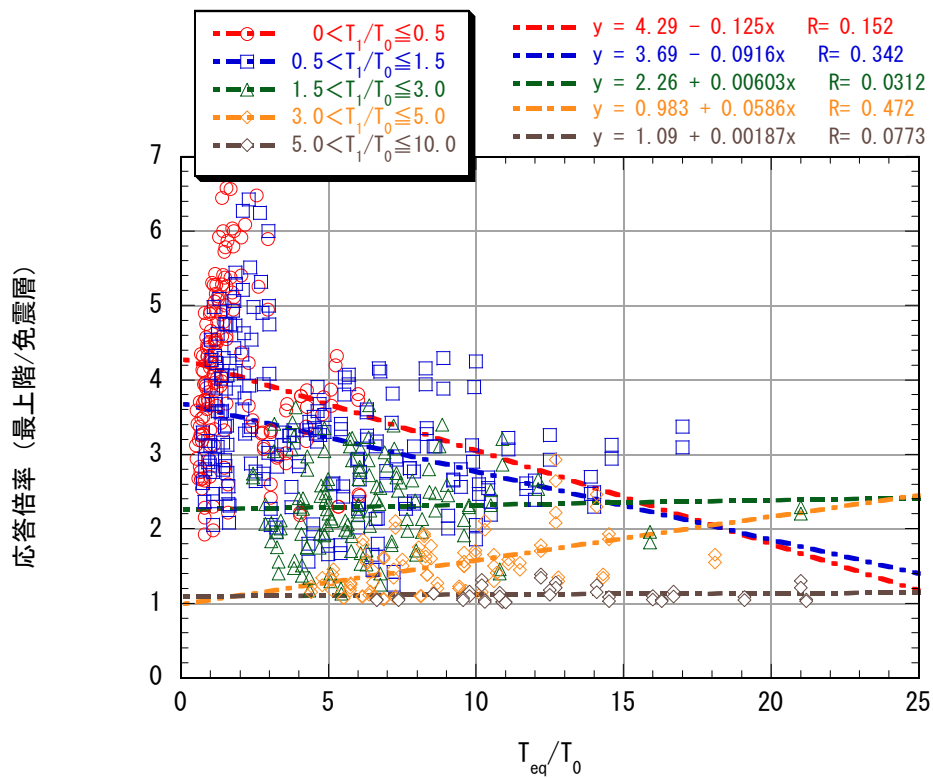
図4.4-1～図4.4-3は、3階建て、5階建て、20階建てにおける免震層の応答解析最大値に対するせん断力係数比（増幅率）であり、図4.4-4～図4.4-6は、応答解析結果のせん断力係数と免震層せん断力係数の比を告示2009号による層せん断力係数と免震層せん断力係数の比で除した値（割増率）である。これらの図は、7層および14層の解析結果を整理した図3.4-2～図3.4-7に対応している。

横軸を T_{eq}/T_0 、縦軸を増幅率とした図4.4-1では、全体としてばらつきが大きく、特に T_{eq}/T_0 が3以下ではその傾向が顕著である。一方、図4.4-2および図4.4-3では、NLの増大とともに増幅率が大きくなる傾向が表れている。図4.4-4～図4.4-6よりNLを用いた場合よりも T_{eq}/T_0 および T_1/T_0 をパラメータとした方が割増率とパラメータとの関係が明確である。以上より3階建て、5階建て、20階建ての増幅率および割増率とパラメータとの関係は、7層および14層の場合とほぼ同様である。

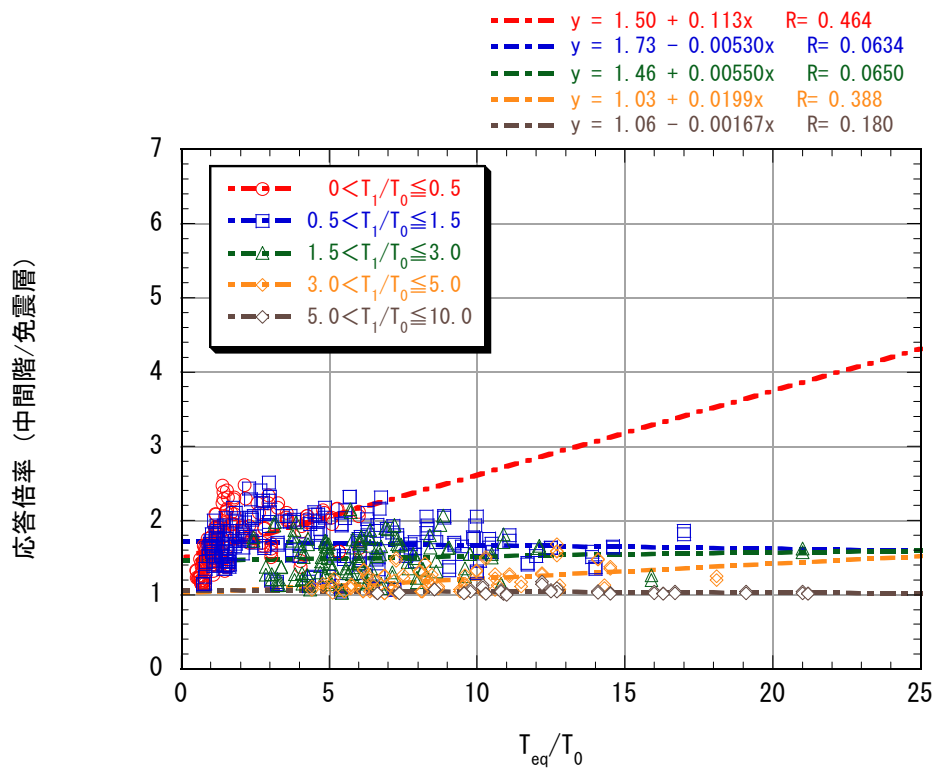
図4.4-7は、免震層の変形を応答解析結果と合わせた時の告示2009号によるせん断力係数を4-2節で示した設定法1（第2種地盤（短）の入力地震動に対する応答結果を用いた回帰式に基づく方法）により補正した場合と、応答解析結果の地震層せん断力係数を比較したものである。なお、建物各層の地震層せん断力係数補正係数は免震層と最上階とで直線的に変化すると仮定したものをプロットしている。図より予測値と応答解析結果のせん断力係数はよく対応していることがわかる。

図4.4-8は、告示2009号で算定した免震層変形と各層のせん断力係数を提案式で補正したものと応答解析結果のせん断力係数とを直接比較したものである。これによると、提案手法による値はややばらつきは大きいものの、応答解析結果よりは全体としては安全側の設定になっていることがわかる。

設定法2でもほぼ同様の傾向となっている（図4.4-9、図4.4-10）。

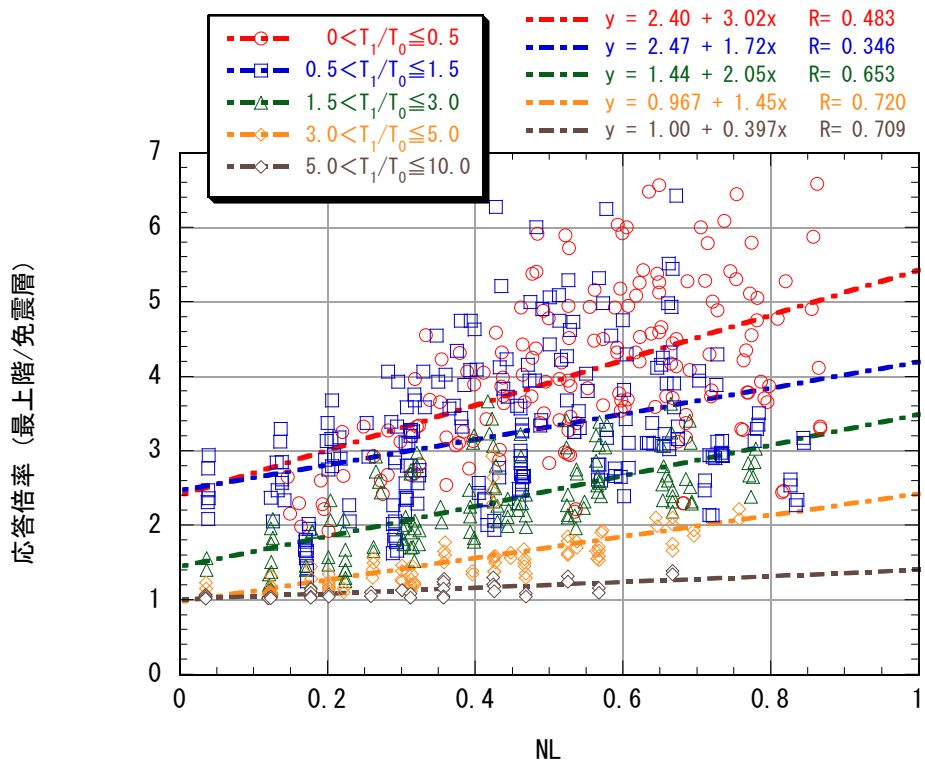


(a) 層せん断力比 (最上階/免震層)

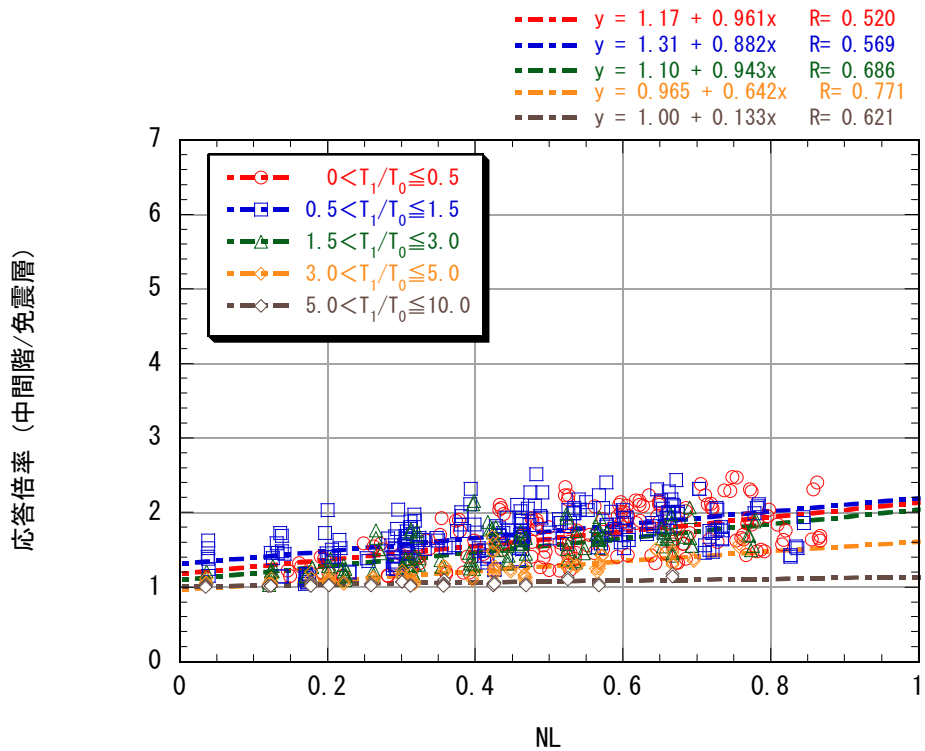


(b) 層せん断力比 (中間階/免震層)

図 4.4-1 $T_{eq}/T_0 \sim$ 免震層に対するせん断力係数比-3・5・20 階-2 種地盤卓越周期 (短)

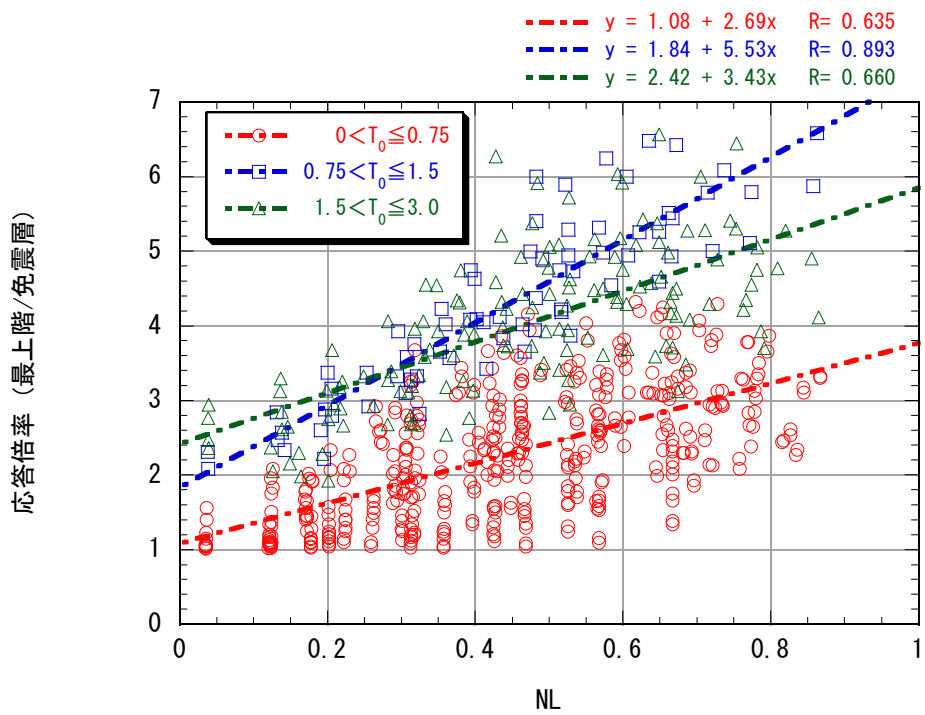


(a) 層せん断力比 (最上階/免震層)

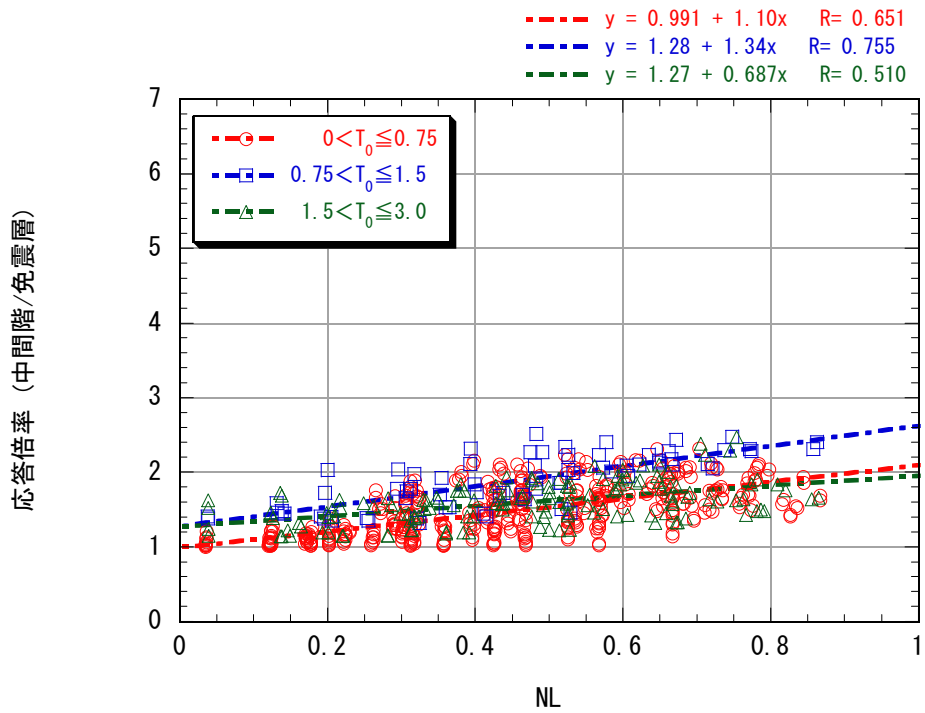


(b) 層せん断力比 (中間階/免震層)

図 4.4-2 NL~免震層に対するせん断力係数比-3・5・20 階-2 種地盤卓越周期 (短)

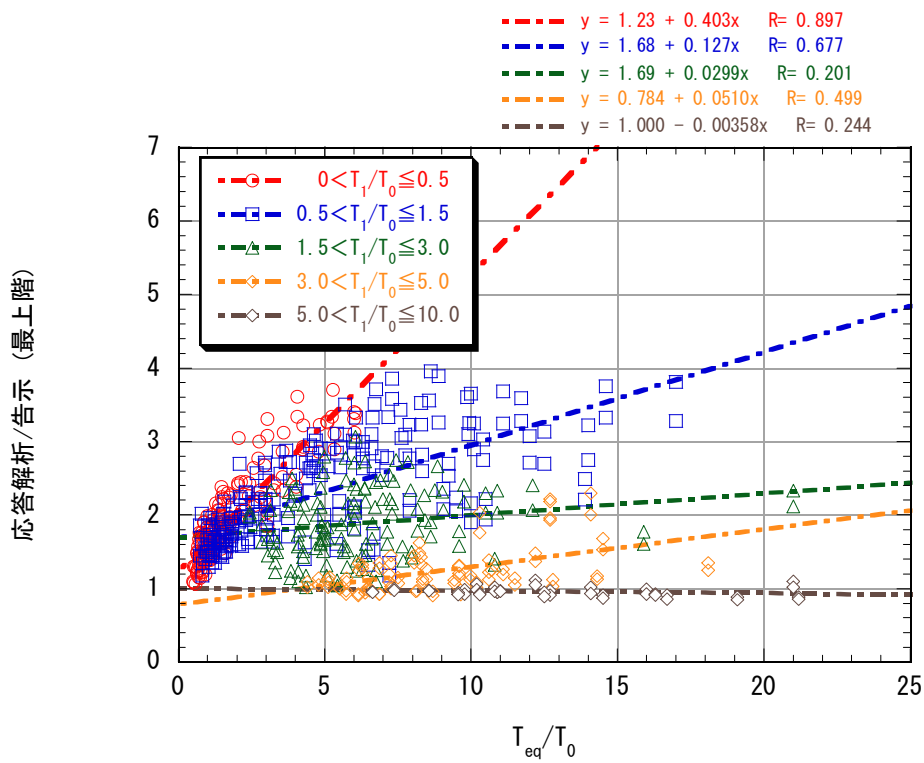


(a) 層せん断力比 (最上階/免震層)

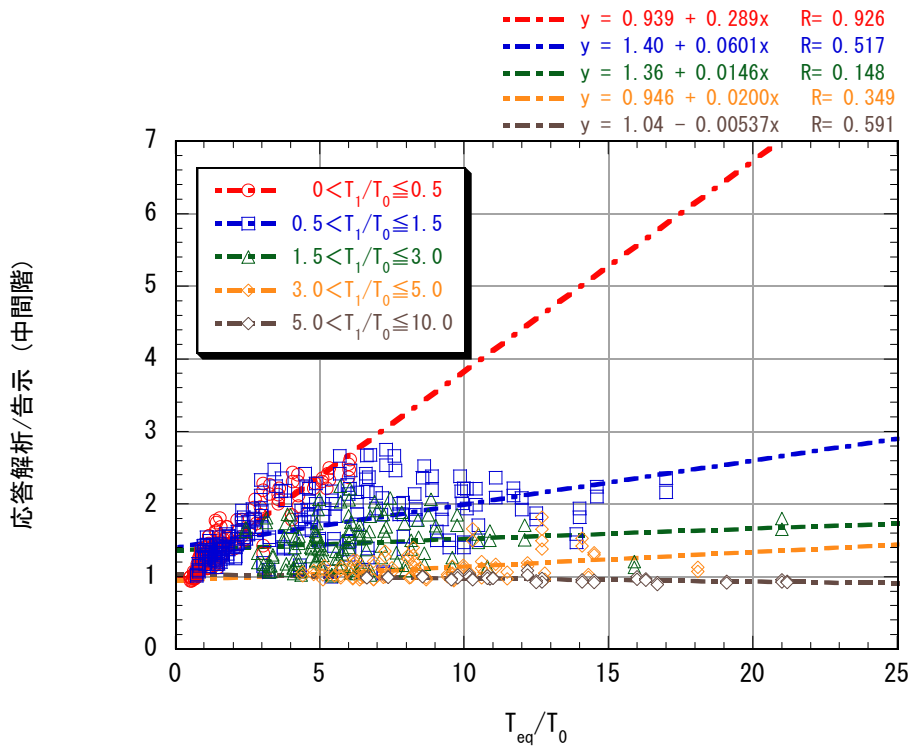


(b) 層せん断力比 (中間階/免震層)

図 4.4-3 NL～免震層に対するせん断力係数比-3・5・20 階-2 種地盤卓越周期 (短)

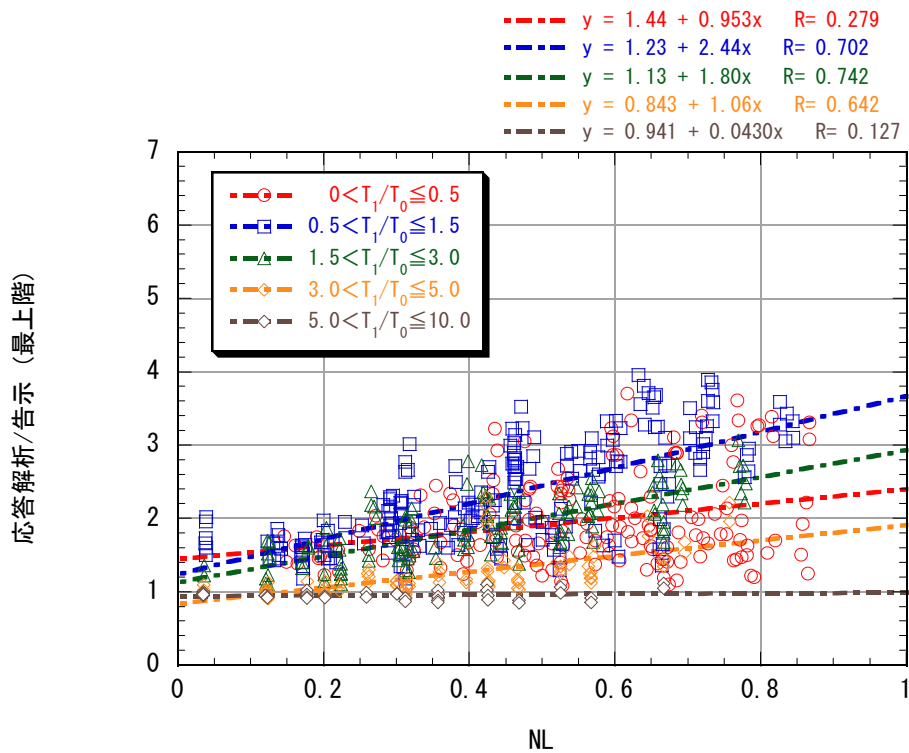


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

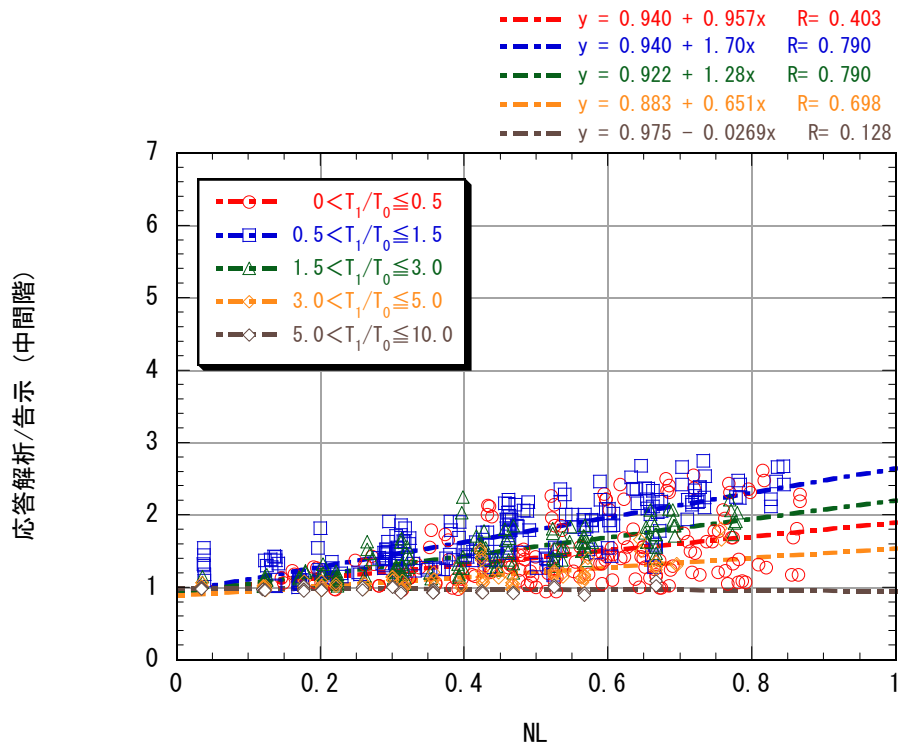


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 4.4.4 $T_{eq}/T_0 \sim$ 告示 2009 号によるせん断力係数に対する応答解析結果の比率-3・5・20 階
2 種地盤卓越周期 (短)

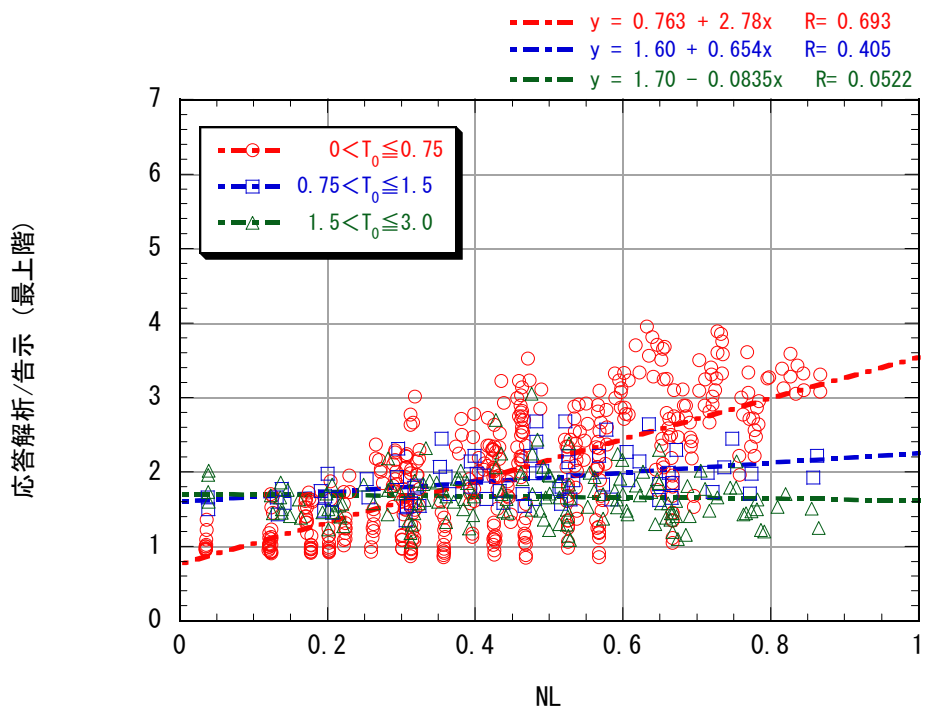


(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

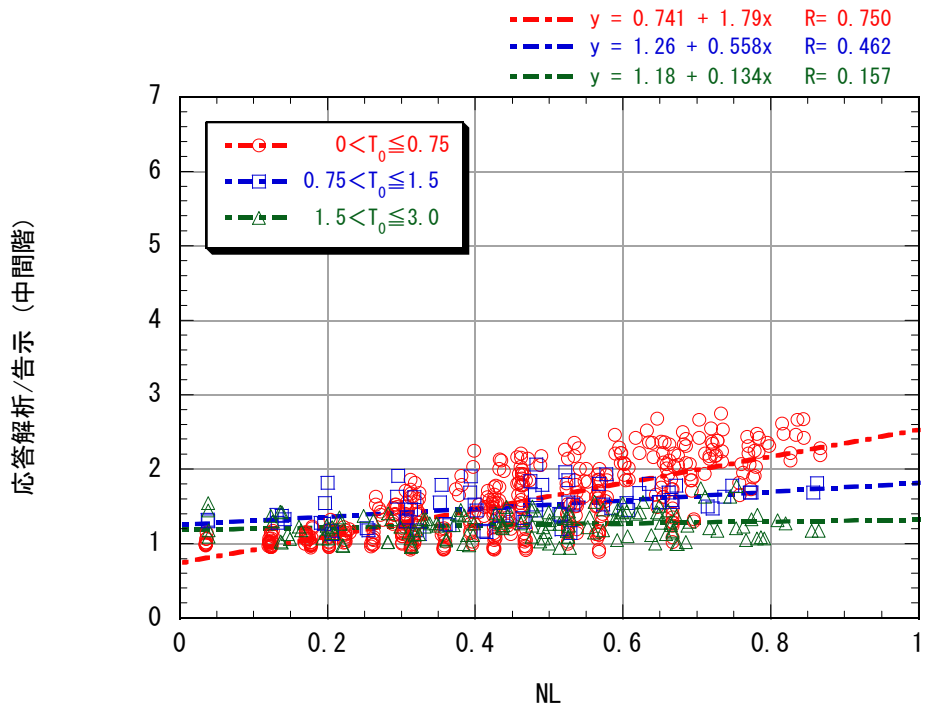


(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 4.4-5 NL～告示 2009 号によるせん断力係数に対する応答解析結果の比率-3・5・20 階
2 種地盤卓越周期 (短)



(a) 最上階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)



(b) 中間階の層せん断力比 (応答解析/告示 2009 号)

図 4.4-6 NL～告示 2009 号によるせん断力係数に対する応答解析結果の比率

3・5・20 階-2 種地盤卓越周期 (短)

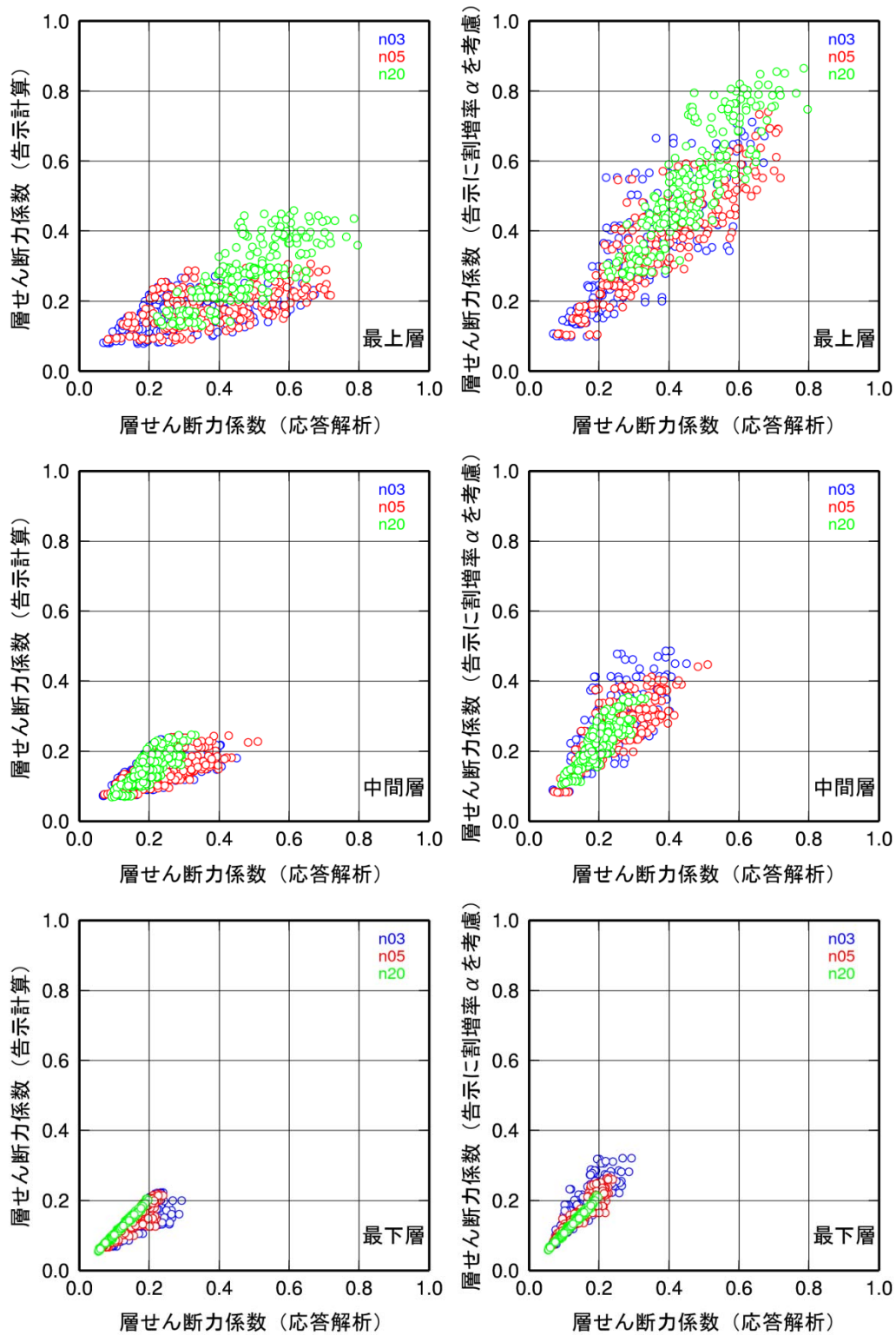


図 4.4-7 3層・5層・20層モデルの応答解析及び告示2009号による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示2009号、右図：設定法1による割増後、入力波：2種地盤卓越周期(短))

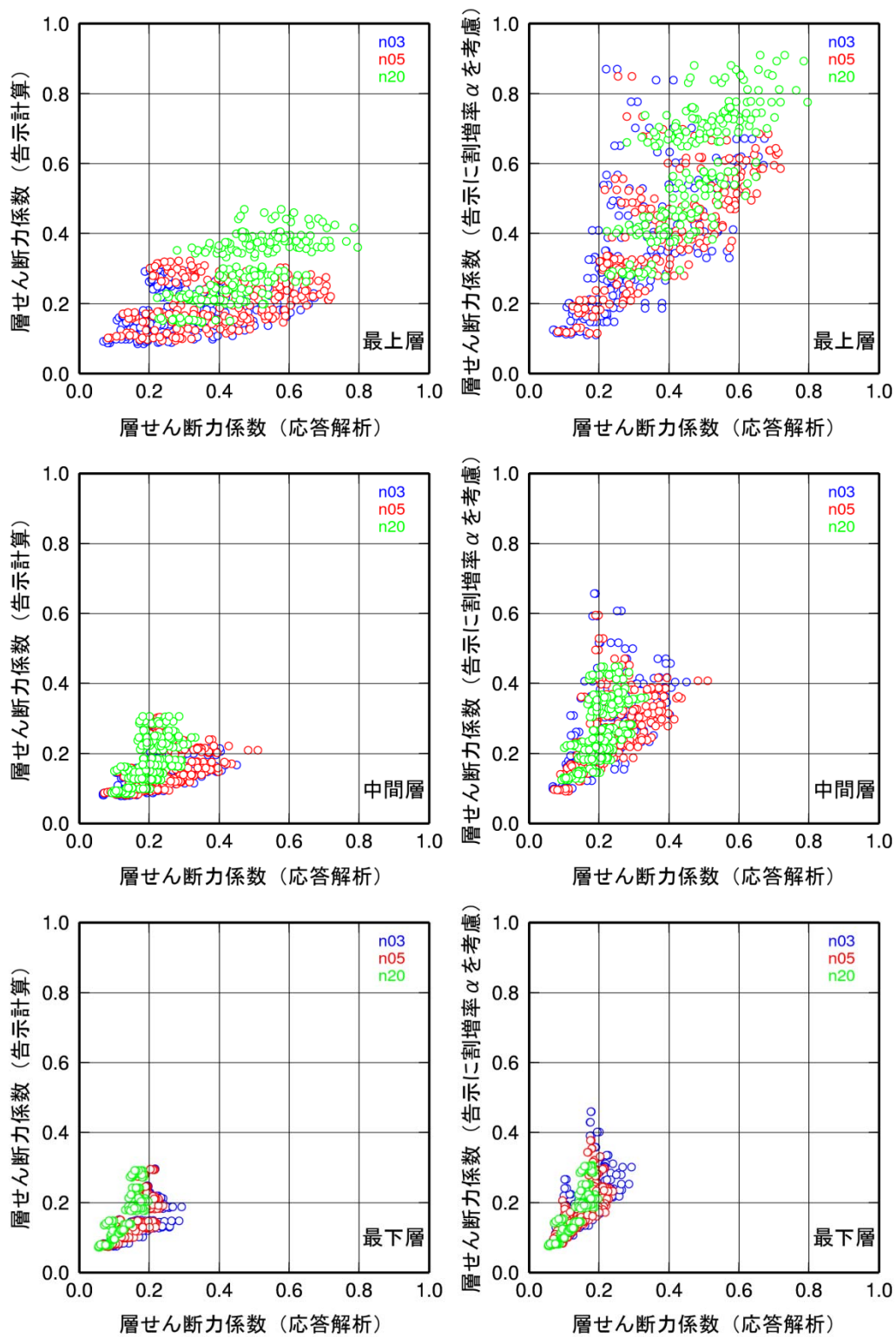


図 4.4-8 3 層・5 層・20 層モデルの応答解析及び告示 2009 号による層せん断力係数 (左図：告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

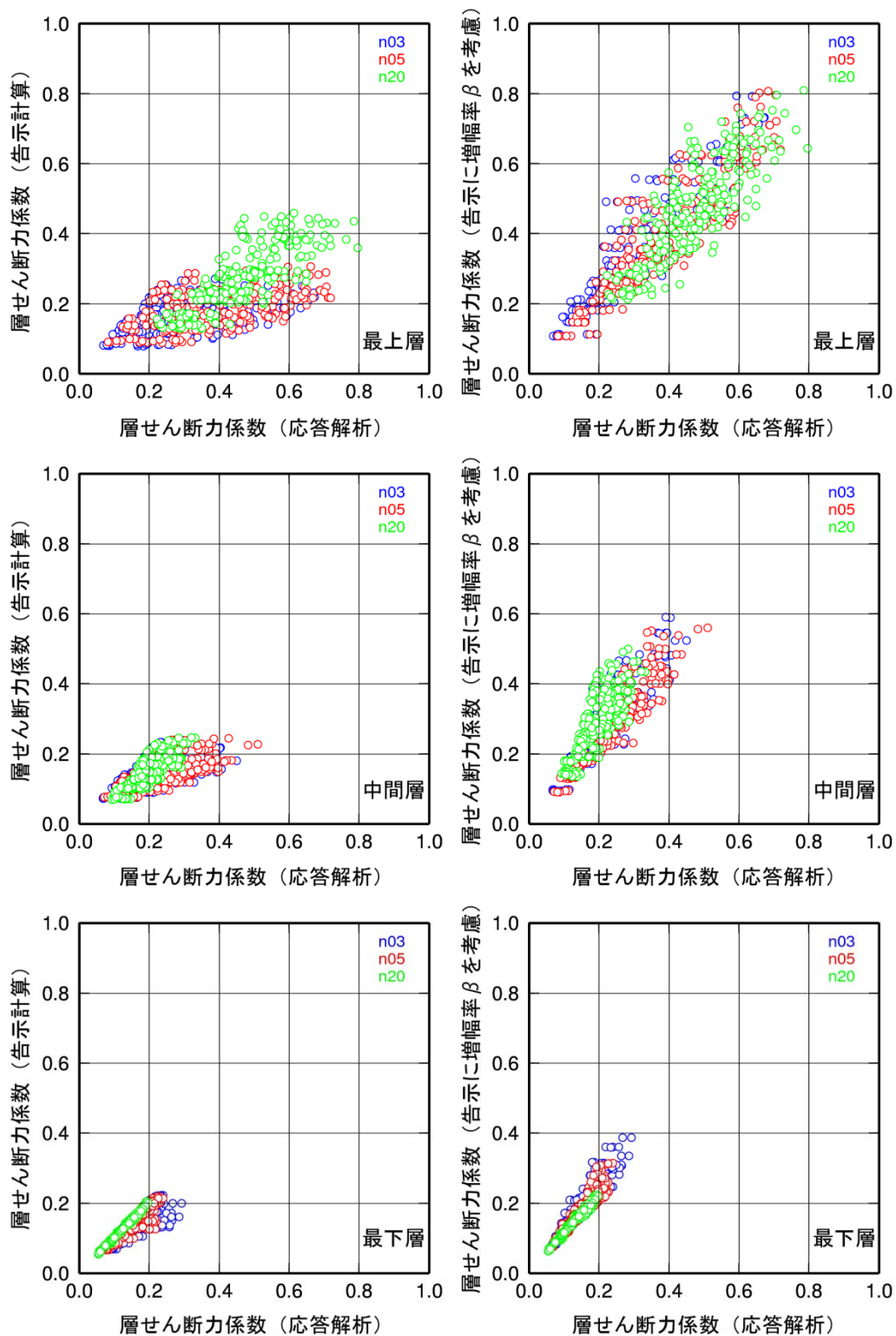


図 4.4-9 3層・5層・20層モデルの応答解析及び告示 2009 号による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 2 による増幅後、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

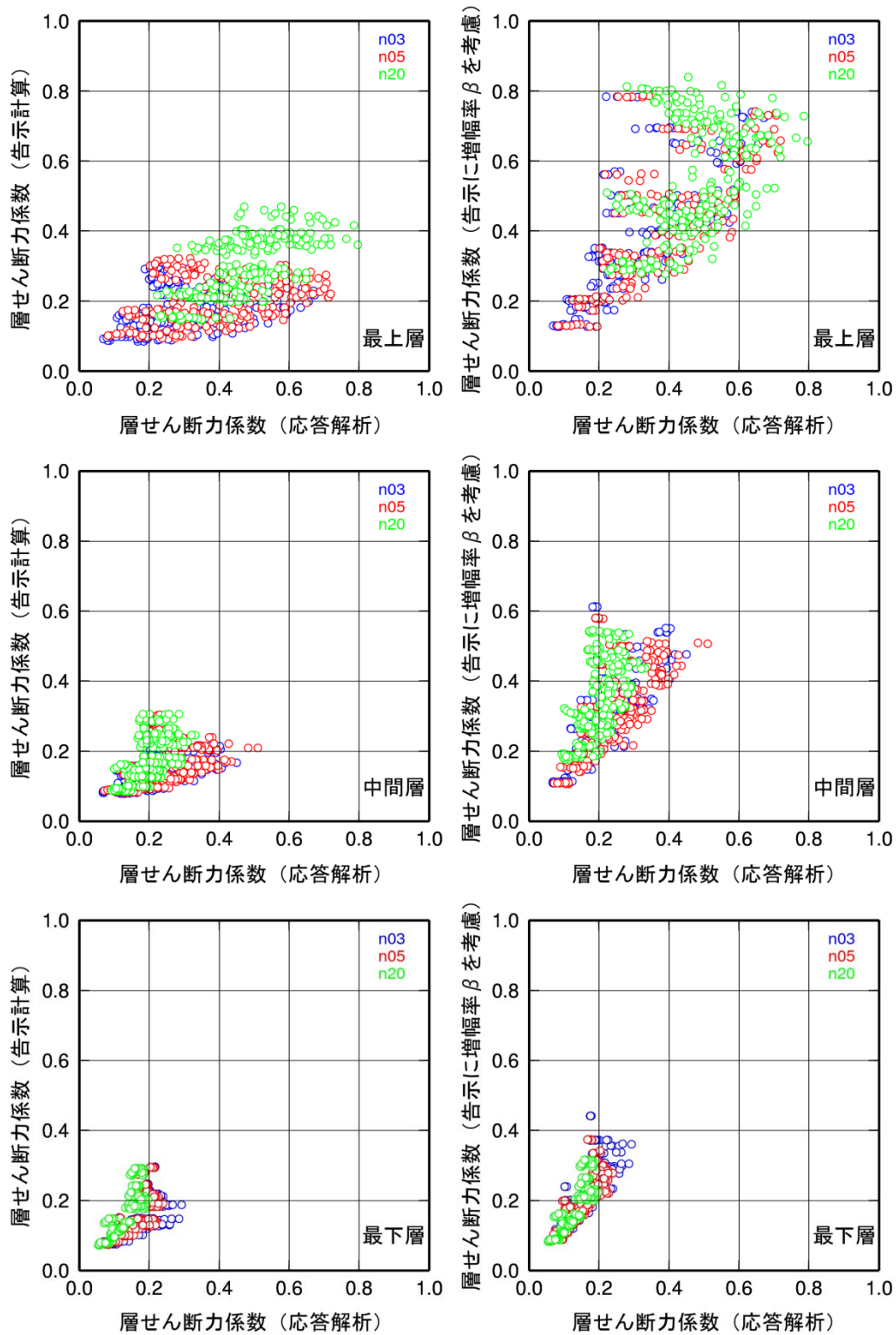


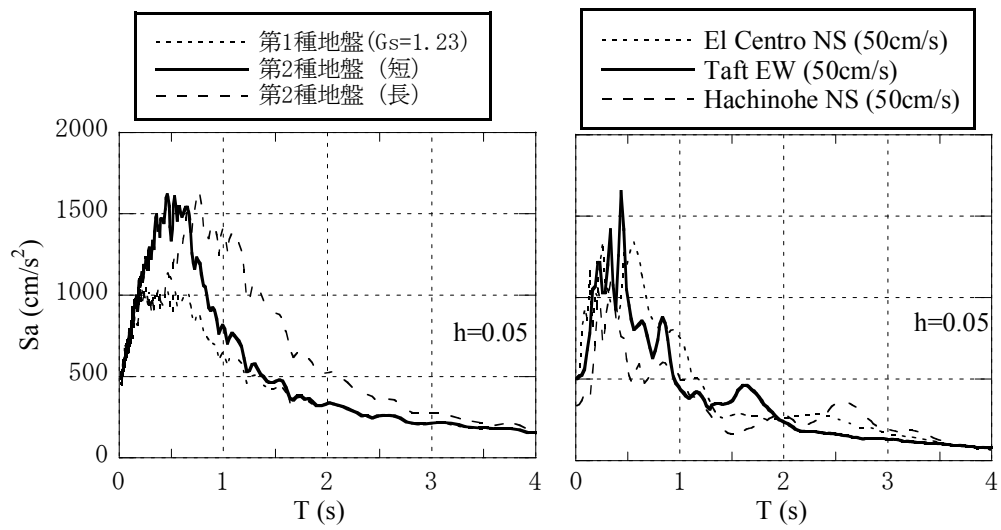
図 4.4-10 3層・5層・20層モデルの応答解析及び告示2009号による層せん断力係数(左図:告示2009号、右図:設定法2による増幅後、入力波:2種地盤卓越周期(短))

4-4-2 異なる入力地震動に対する検討

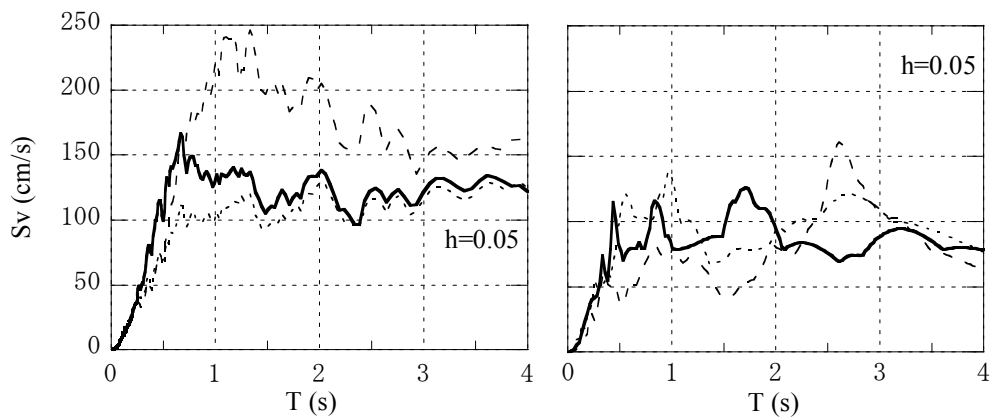
入力地震動として、強震動観測波 3 波 (1940 El Centro NS, 1952 Taft EW, 1968 Hachinohe NS) を $V_{max}=50\text{cm/s}$ となるように規準化したものについて検討する。ここで検討する入力地震動の応答スペクトルを比較して図 4.4-11 に示す。

免震層の変形を時刻歴応答解析の最大変形とあわせて、告示 2009 号の増幅率を用いて上部構造の地震層せん断力係数を求めた場合と応答解析結果とを比較したものを図 4.4-12～図 4.4-14 の左側に示す。また、提案した設定法 1 (第 2 種地盤 (短) の入力地震動に対する応答結果を用いた回帰式に基づく方法) により地震層せん断力係数を求めたものと応答解析結果とを比較したものを図 4.4-12～図 4.4-14 の右側に示す。

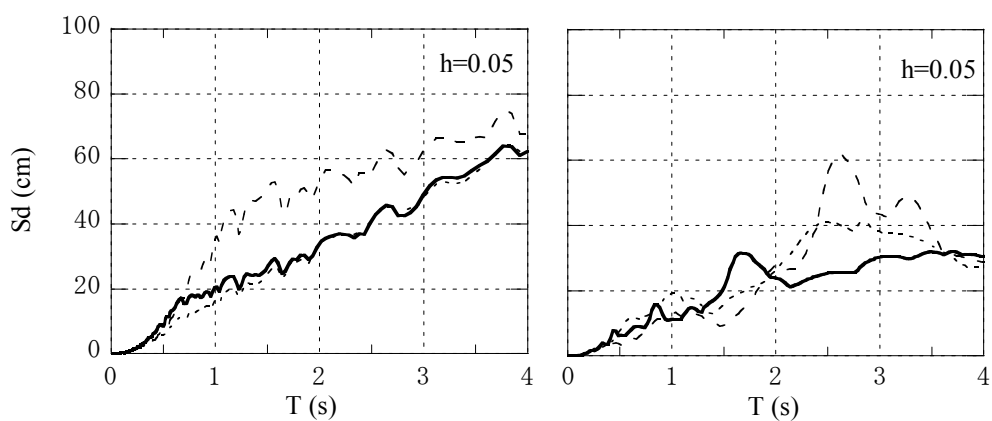
これらの図より、地震動のスペクトル特性によって差はあるが、いずれも全体的には提案法で安全側の推定傾向になっている。これは、ここでの設定に用いた第 2 種地盤 (短) の地震動の短周期成分が他の地震動と比較して卓越する形になっているためと考えられる。従って、短周期成分の少ない Hachinohe NS の場合には平均的にかなり安全側の推定となっている。



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 速度応答スペクトル



(c) 変位応答スペクトル

図 4.4-11 入力地震動の応答スペクトル (左図は告示波、右図は観測波)

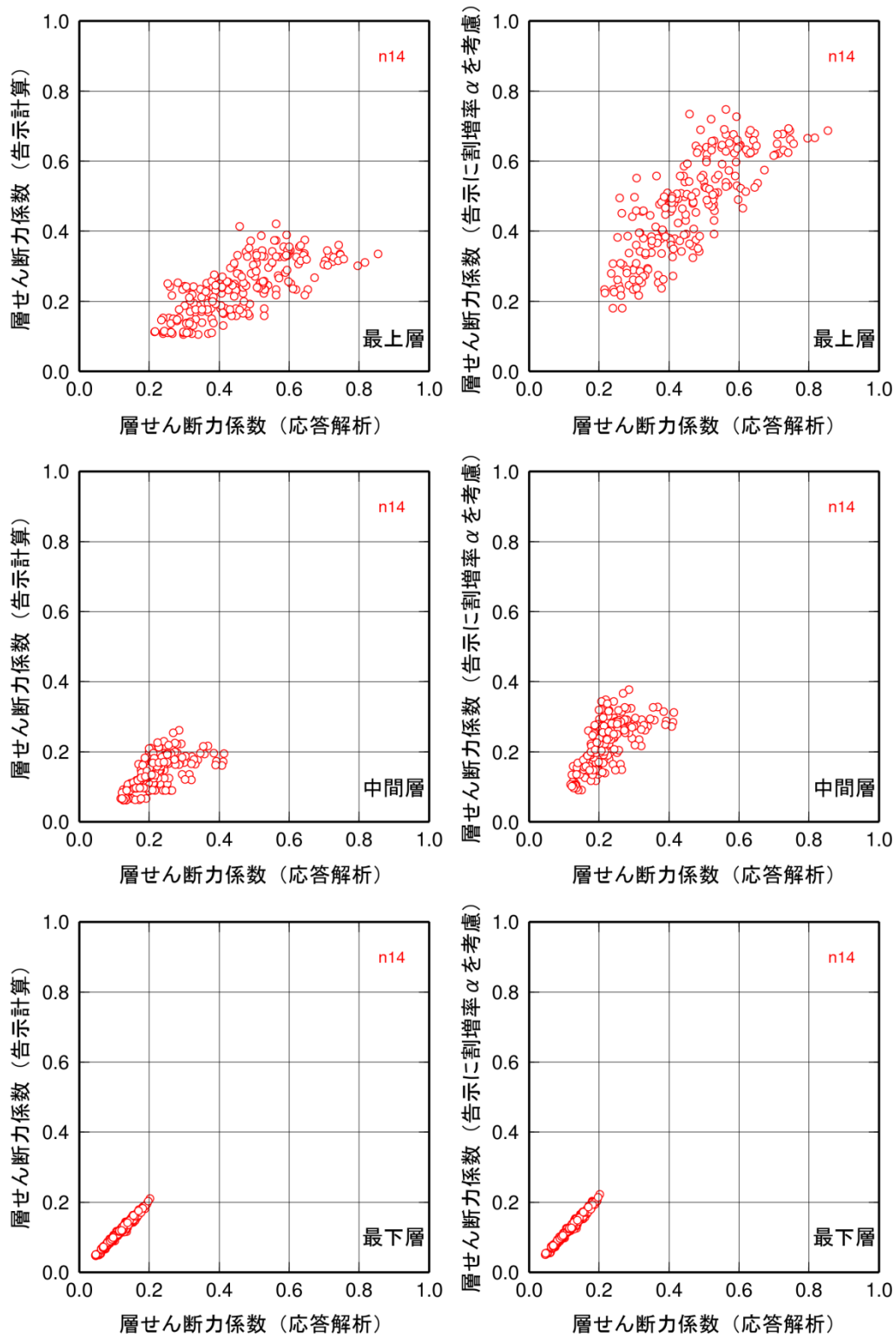


図 4.4-12 14 層モデルの応答解析及び告示 2009 号による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波：EL CENTRO NS 波 (50kine))

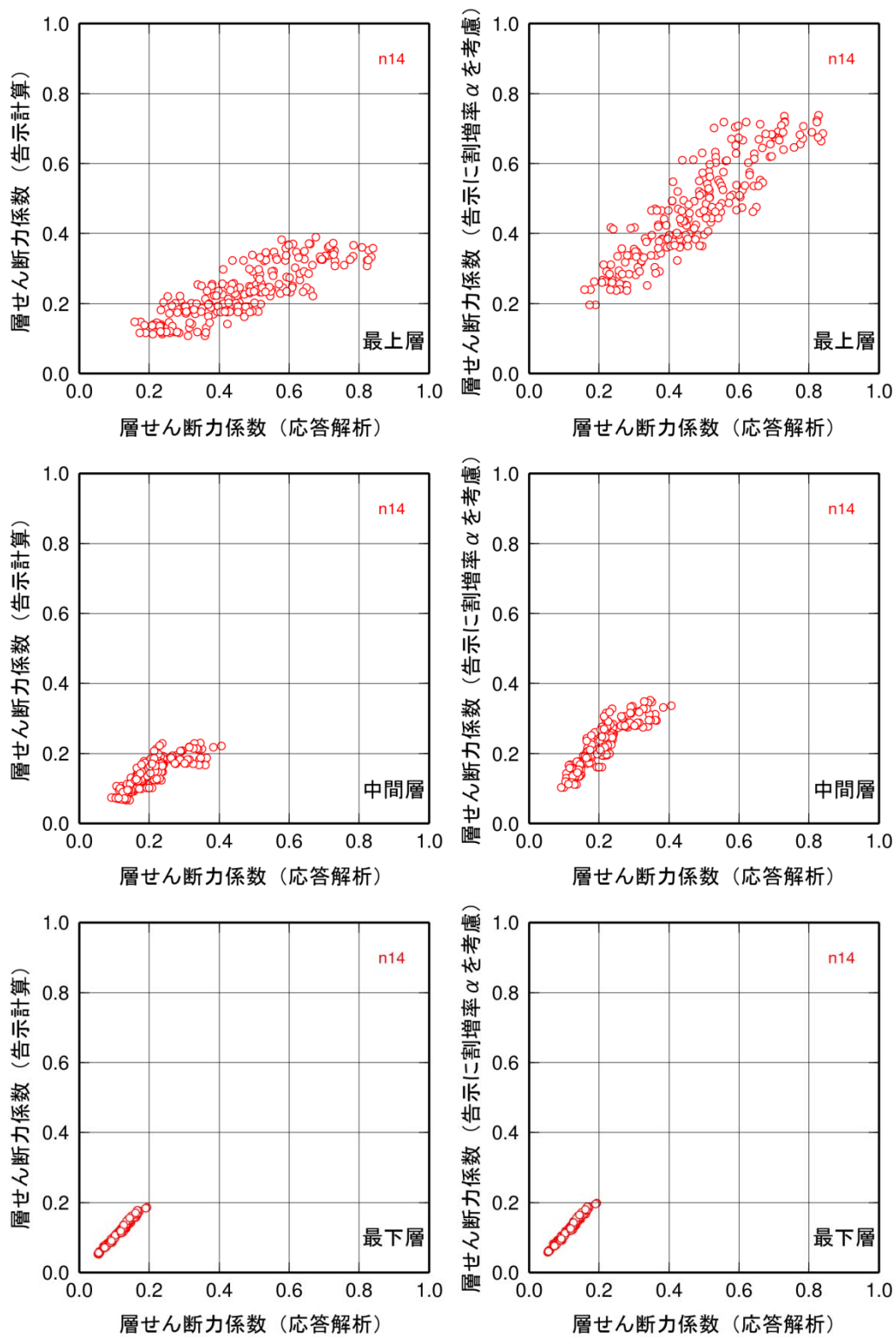


図 4.4-13 14 層モデルの応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図：時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図：設定法 1 による割増後、入力波は TAFT EW 波 (50kine))

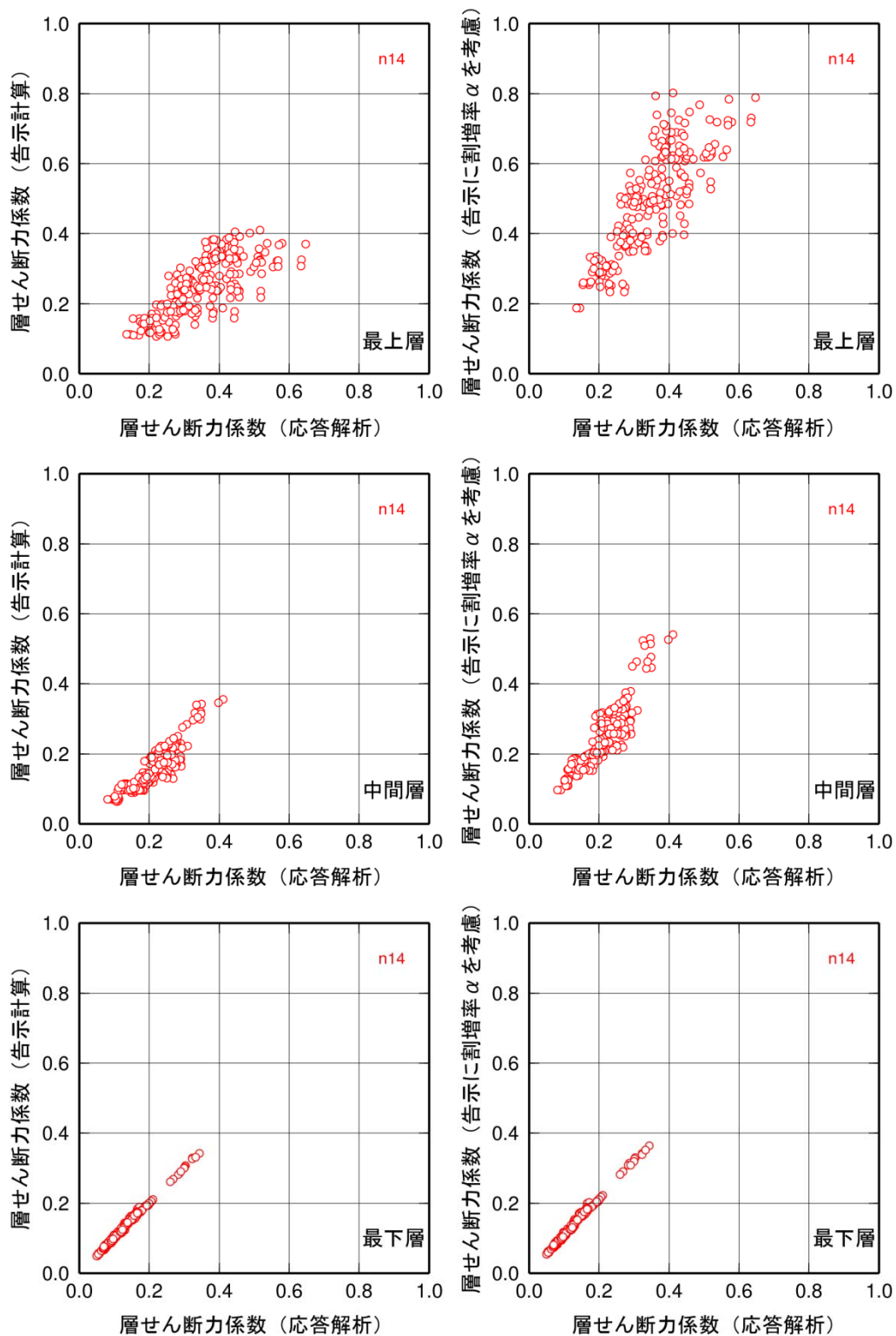


図 4.4-14 14 層モデルの応答解析及び告示 2009 号計算による層せん断力係数 (左図: 時刻歴解析の免震層最大変形を用いた告示 2009 号、右図: 設定法 1 による割増後、入力波: HACHINOHE NS 波 (50kine))

4-4-3 転倒モーメントの算定法に関する検討

本節では転倒モーメントの算定法について検討する。

図 4.4-15 は、3-2 節で実施した上部構造 14 層の建物モデル（減衰定数 2%）について、地震応答解析結果として得られた転倒モーメント時刻歴の最大値と、告示 2009 号の方法により求めた各層のせん断力を基に静的に算定した転倒モーメントを比較したものである。図 4.4-15 に示す 9 つの図上部のタイトルは解析モデルのパラメータを示す。「t25」は、上部構造剛体時の弾性接線周期 T_2 が 2.5 秒であり、「t40」は 4.0 秒、「t60」は 6.0 秒である。また「d0」は免震層の降伏変位が 0.1cm であることを示し、「d1」は 1cm、「d3」は 3cm である。図 4.4-15 より、免震層の降伏せん断力係数が小さな場合を除いて、応答解析結果の方がやや上回る傾向が見られる。

図 4.4-16 は、応答解析結果の最大地震層せん断力を用いて静的に算定した転倒モーメントと、告示 2009 号の方法により求めた各層のせん断力を基に静的に算定した転倒モーメントを比較したものである。前者地震層せん断力が後者と比較して高いことを反映して、転倒モーメントも大きな値となっている。

図 4.4-17 は、応答解析結果の転倒モーメント時刻歴の最大値と、応答解析結果の最大地震層せん断力を用いて静的に算定した転倒モーメントとを比較したものである。静的に算定した転倒モーメントに γ 倍した値が動的な転倒モーメントとすると、 γ はおよそ 0.5 程度となっている。図 4.4-19 に γ の値をプロットした。

図 4.4-18 は、参考のため、免震層の変形について地震応答解析結果と告示 2009 号による方法とを比較したものである。この図で、免震層の応答変形がほぼ一致する免震層パラメータでの比較においても、告示 2009 号の方法により求めた各層のせん断力を基に静的に算定した転倒モーメントよりも応答解析結果の方がやや上回ることが図 4.4-15 からわかる。また、免震層の応答変形がほぼ一致する免震層パラメータでの比較により、応答解析結果の最大地震層せん断力を用いて静的に算定した転倒モーメントは告示 2009 号の方法により求めた各層のせん断力を基に静的に算定した転倒モーメントよりも大きな値となること、動的な転倒モーメントは静的に算定した転倒モーメントのおよそ 0.5 倍程度となっていることが図 4.4-16 および図 4.4-17 よりわかる。

図 4.4-20 および図 4.4-21 と図 4.4-22 および図 4.4-23 は、2 つの解析ケースに対して転倒モーメントの時刻歴とそのフーリエスペクトルを示している。2 つの解析ケースはいずれも、基礎固定時の上部構造の 1 次固有周期 T_0 が 0.98 秒、減衰定数が 2%、免震層線形要素の上部構造剛体時の弾性接線周期 T_2 が 4 秒である。ただし、ケース 1 は、免震層の完全弾塑性要素の降伏せん断力係数 α_y が 0.03、降伏変位 d_c が 3cm であり、ケース 2 は、 α_y が 0.05、降伏変位 d_c が 0.1cm である。図 4.4-21 および 23 より 2.5Hz 以上の高振動数成分はほとんど見られないことがわかる。

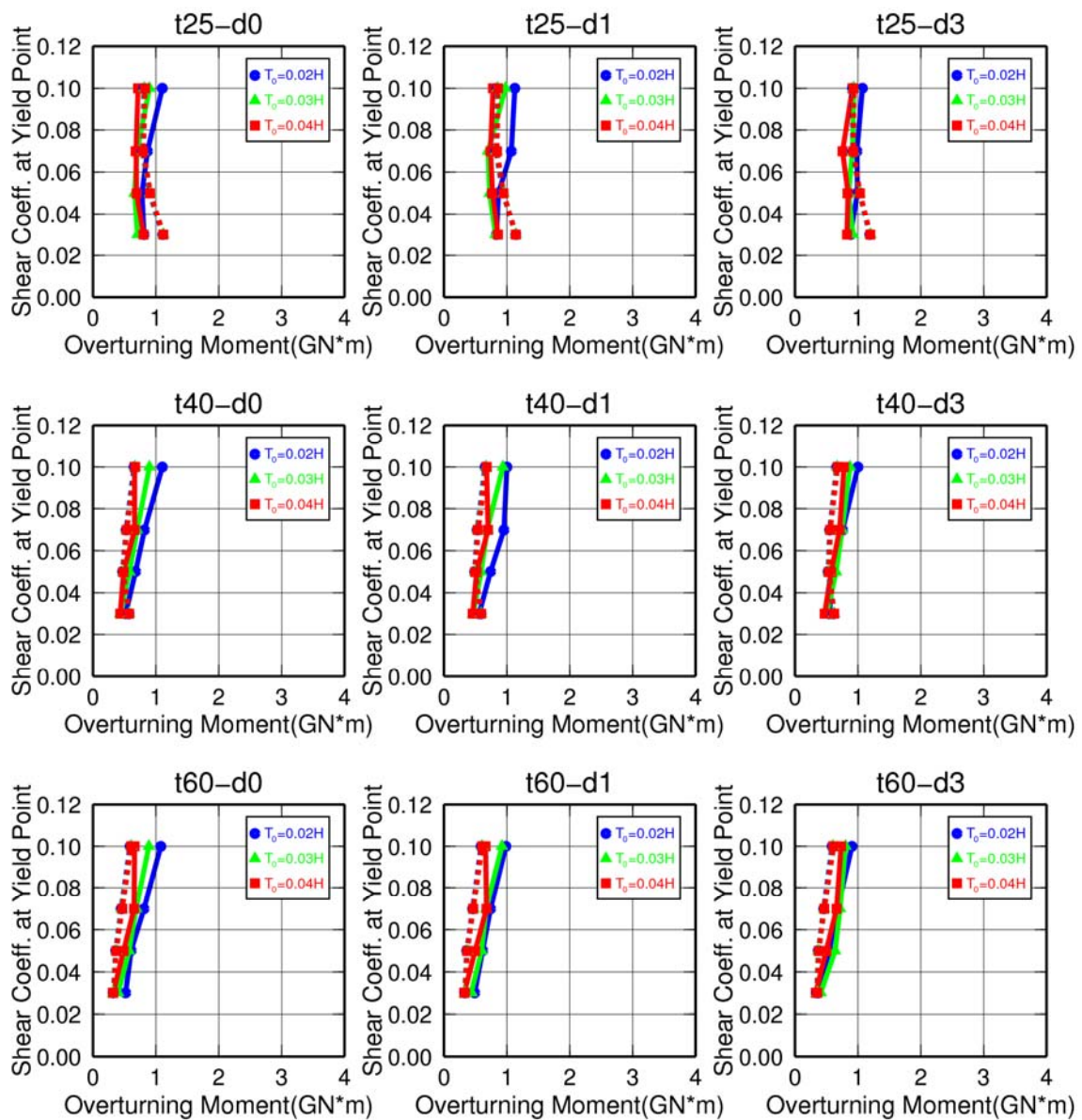


図 4.4-15 14 層モデルの転倒モーメント (実線：時刻歴応答解析結果 (時刻歴データから算定)、点線：告示 2009 号計算結果、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

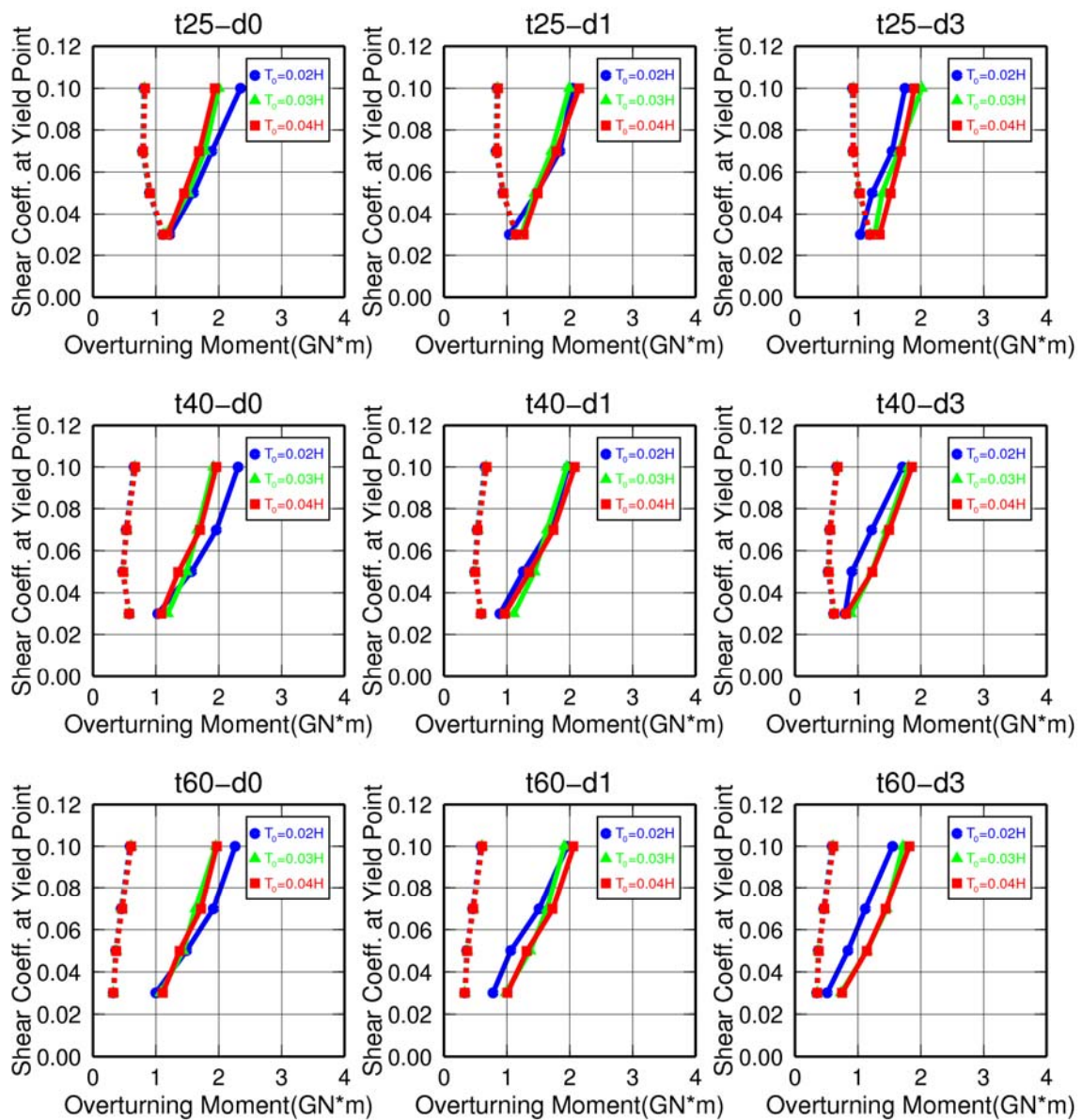


図 4.4-16 14 層モデルの転倒モーメント (実線：時刻歴応答解析結果 (最大応答せん断力から算定)、点線：告示 2009 号計算結果、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

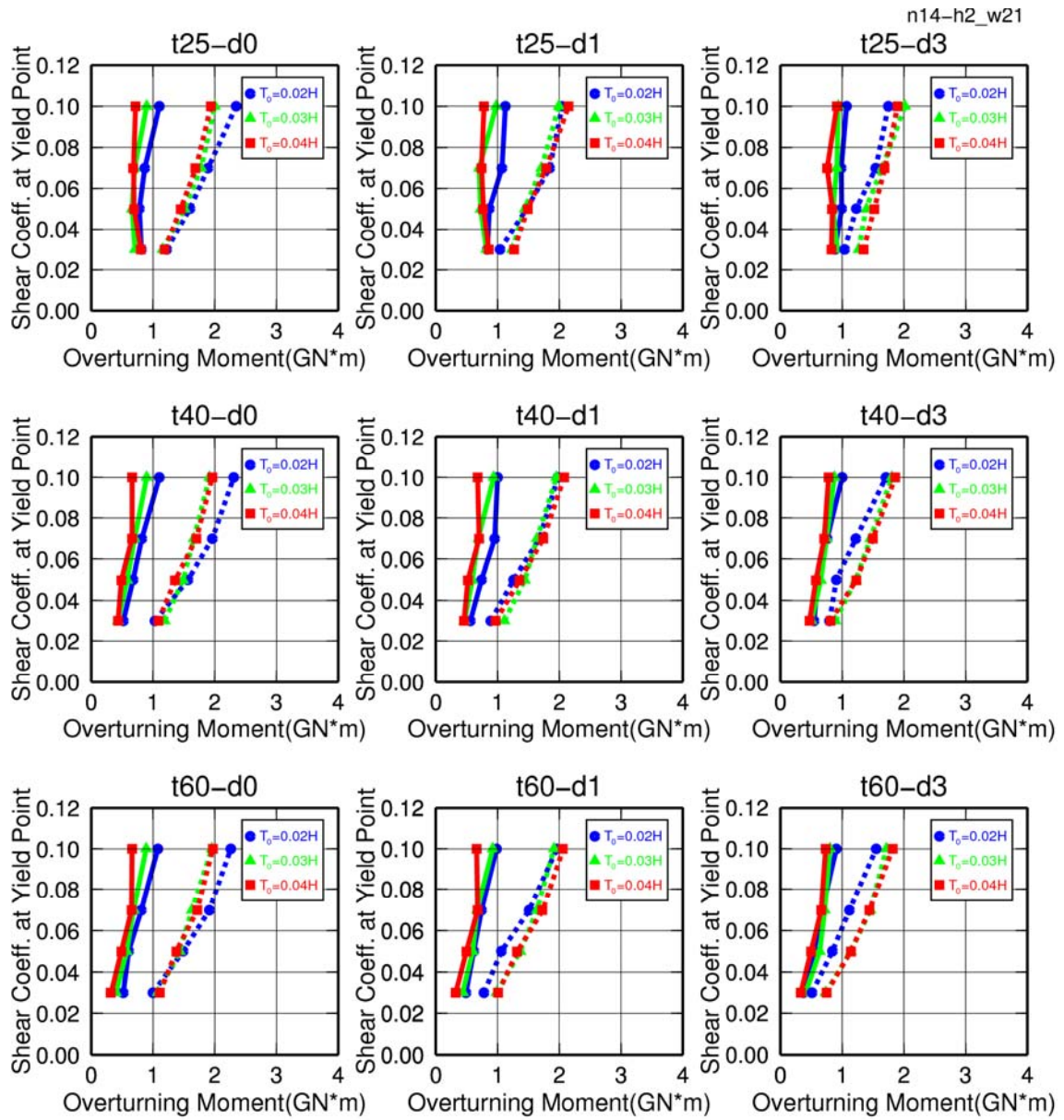


図 4.4-17 14 層モデルの転倒モーメント (実線：時刻歴データから算定、点線：最大応答せん断力から算定、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

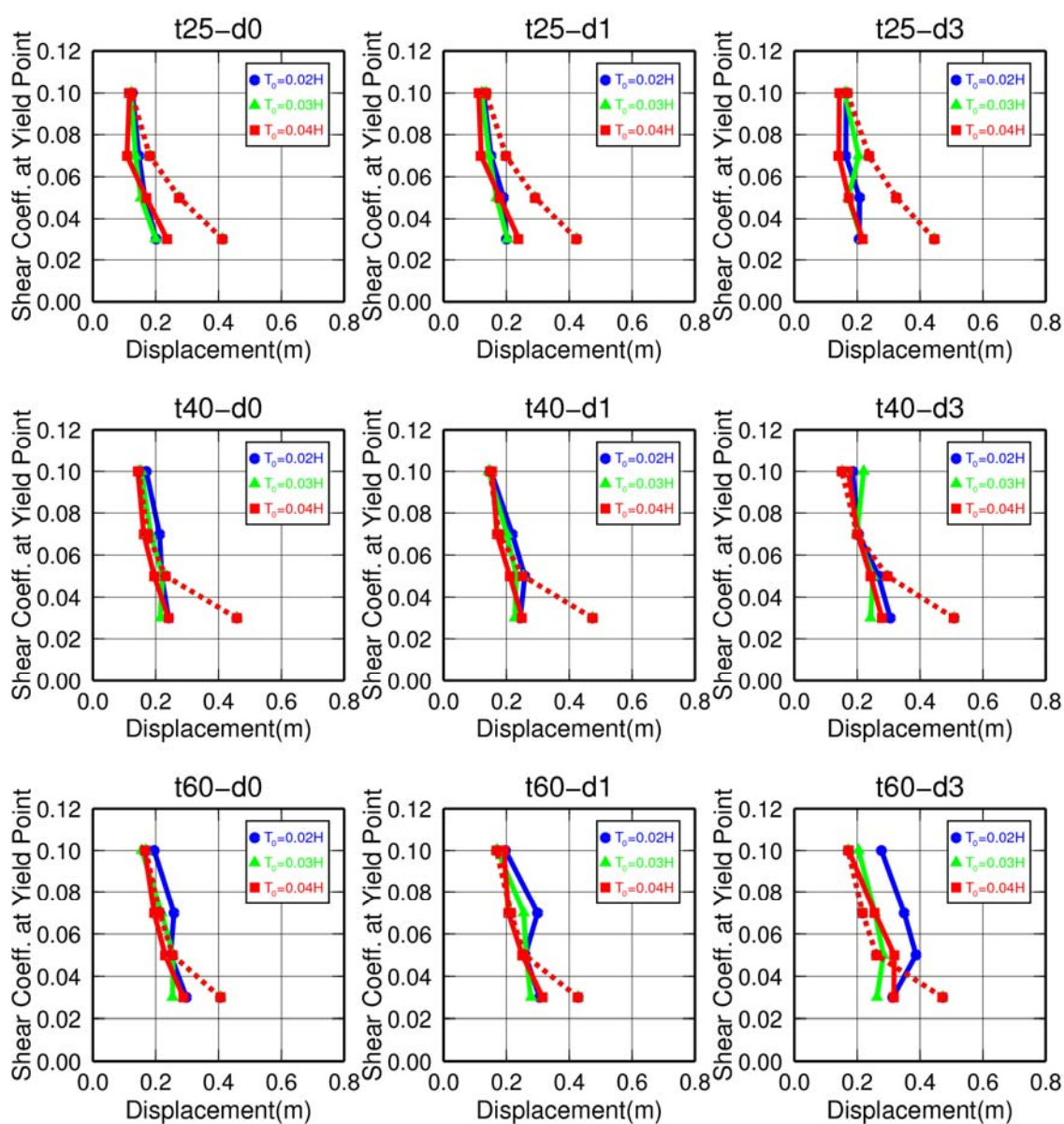


図 4.4-18 14 層モデルの免震層変位 (実線：時刻歴応答解析結果、点線：告示 2009 号計算結果、入力波：2 種地盤卓越周期 (短))

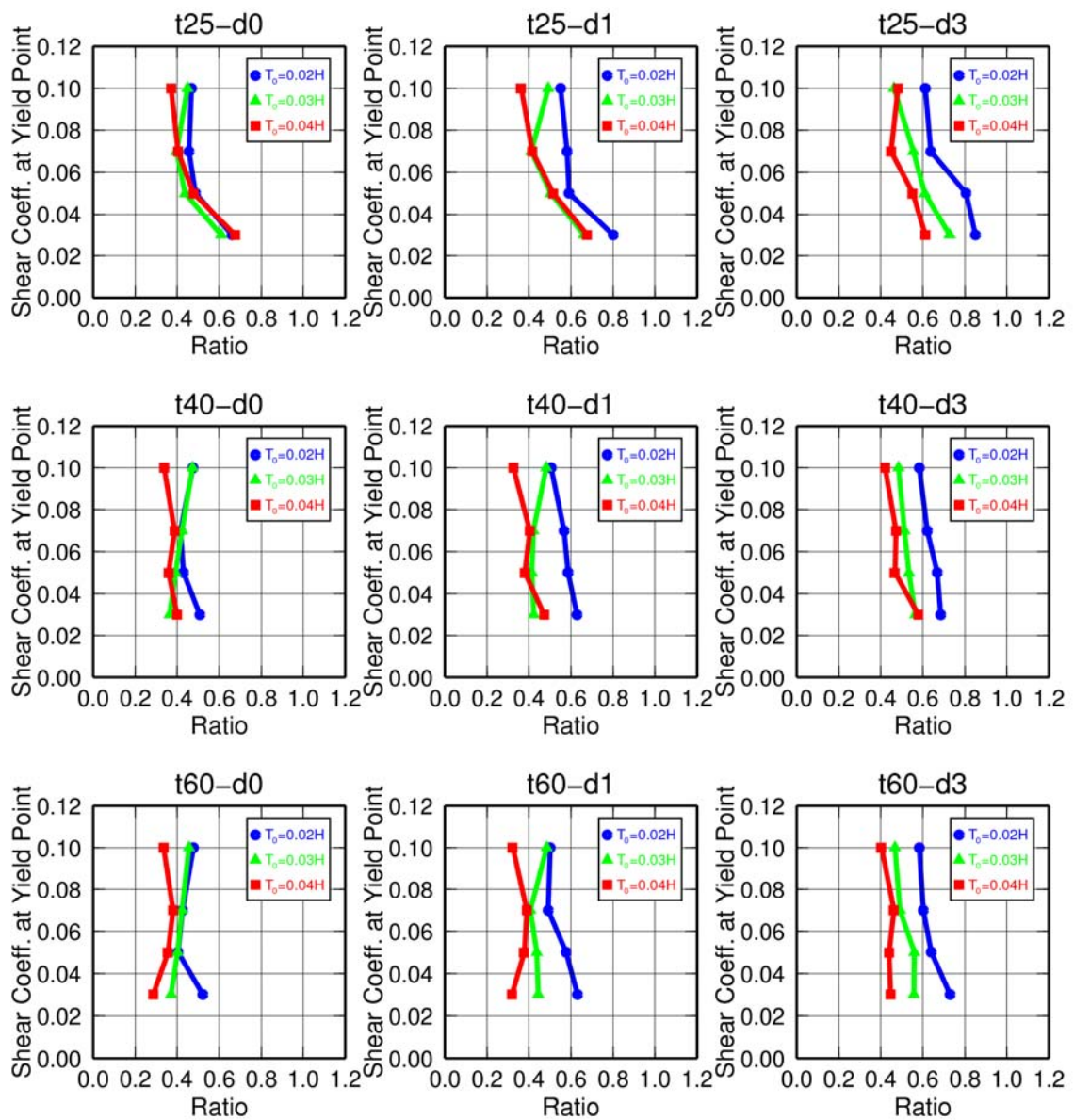


図 4.4-19 14 層モデルの転倒モーメントの比率 (時刻歴データからの算定値/最大応答せん断力からの算定値)、入力波: 2 種地盤卓越周期 (短)

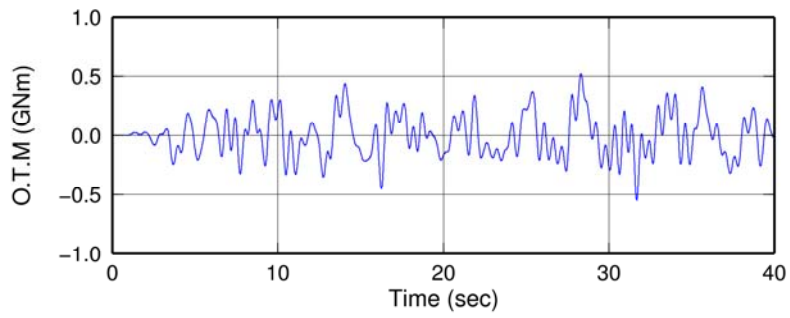


図 4.4-20 ケース 1 (降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm) の転倒モーメントの時刻歴波形

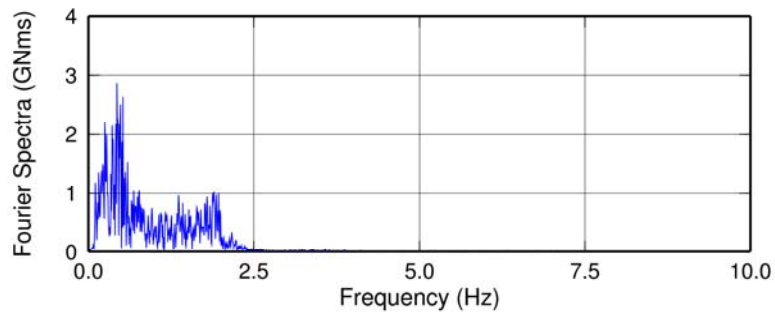


図 4.4-21 ケース 1 (降伏せん断力係数 0.03、降伏変位 3cm) の転倒モーメントのフーリエ振幅

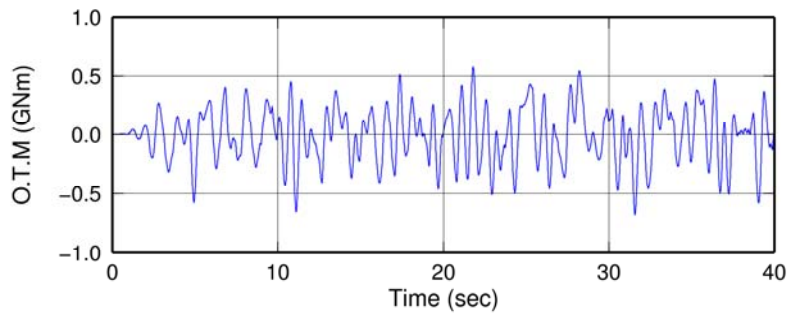


図 4.4-22 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の転倒モーメントの時刻歴波形

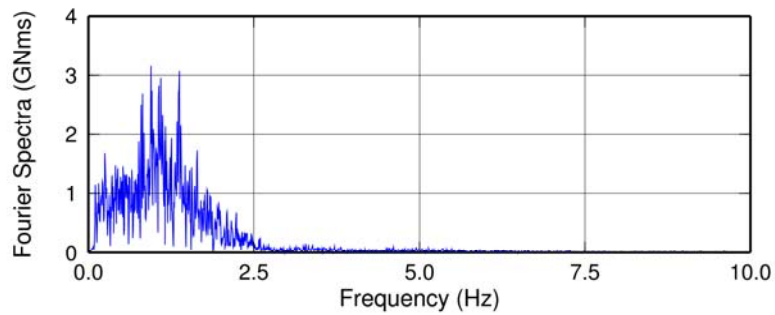


図 4.4-23 ケース 2 (降伏せん断力係数 0.05、降伏変位 0.1cm) の転倒モーメントのフーリエ振幅

4-5 提案手法の基準化に向けたパラメータ平滑化に関する検討

4-5-1 区分毎の回帰式の連続化

4-2 節では、上部構造の最上部の地震層せん断力係数について、告示 2009 号に対する地震層せん断力係数の割増率 α_t の提案および免震層のせん断力係数に対する増幅率 β_t の新たな提案を行った。4-2-1 項で示した α_t および β_t は、 T_1/T_0 の値に応じて、区分けして定式化されており、区分された領域の境界部分では不連続な値となる。よって、 T_1/T_0 が境界付近の値では、小さな T_1/T_0 の違いで α_t および β_t が大きく異なってしまうことが考えられる。

ここでは、4-2 節で示した α_t および β_t をパラメータの変動に対して連続的に変化可能な式にて表現することを試みる。

(1) 設定法 1 における割増率 α_t

図 4.5-1 に設定法 1 の a. (第 2 種地盤 (短)) による割増率 α_t をパラメータに対して 3 次元的にプロットした。 T_1/T_0 が 0.5, 1.5, 3.0 で α_t は不連続となっている。

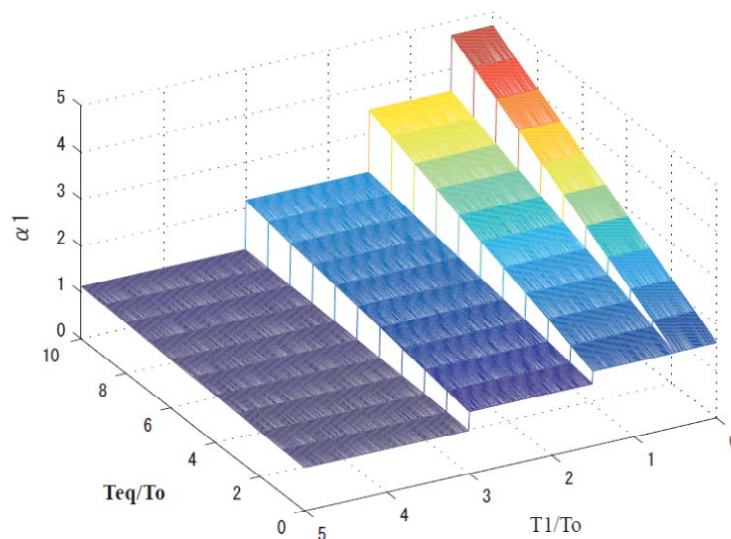


図 4.5-1 設定法 1.a (第 2 種地盤 (短)) の割増率 α_t

α_t を連続関数として表現するため、 T_1/T_0 にて表現する関数 f_1 、 f_2 を用いて α_t は式(4.5-1)のように表せるとする。

$$\alpha_t = f_1(T_1/T_0) + f_2(T_1/T_0) \cdot (T_{eq}/T_0) \quad (4.5-1)$$

以下に、設定法 1 の a. (第 2 種地盤 (短)) の入力地震動に対する関数 f_1 、 f_2 の算定方法を示す。

f_1 、 f_2 を T_1/T_0 に対する線形関数で表現することとし、 f_1 、 f_2 は、最小二乗法を用いて設定する。 α_t は 4-3-1 の式(4-3-1)~(4-3-4)として T_1/T_0 に応じて 4 つに区分けして定義されている。 α_t が不連続となる T_1/T_0 においては、その両側で定義された値の中央値を f_1 、 f_2 の目標値として設定して

いる。図 4.5-2 中の黒点は、 f_1 、 f_2 を求めるために用いたデータ値である。図 4.5-2 より f_1 の値は T_1/T_0 が1以下において、1.6で一定とした。また図 4.5-1 の3次元プロットから T_1/T_0 が3以上では α_t がほぼ1となることから、 f_1 、 f_2 をそれぞれ1および0とするが、一定値とする T_1/T_0 の値は、回帰式との整合性を加味して $T_1/T_0=3.6$ とした。

算出した f_1 、 f_2 は以下の式(4.5-2)および(4.5-3)である。

$$f_1 = \begin{cases} 1.6 & (T_1/T_0 \leq 1.0) \\ -0.23(T_1/T_0 - 1.0) + 1.6 & (1.0 < T_1/T_0 \leq 3.6) \\ 1.0 & (3.6 < T_1/T_0) \end{cases} \quad (4.5-2)$$

$$f_2 = \begin{cases} -0.08(T_1/T_0 - 3.0) + 0.048 & (T_1/T_0 \leq 3.6) \\ 0 & (3.6 < T_1/T_0) \end{cases} \quad (4.5-3)$$

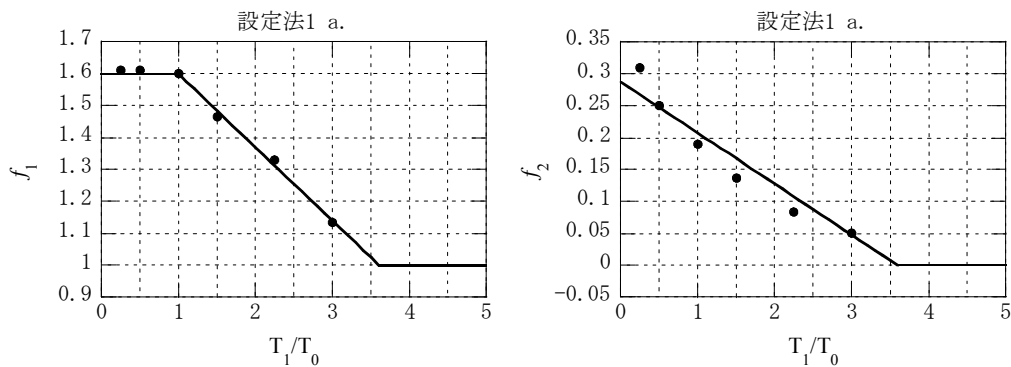
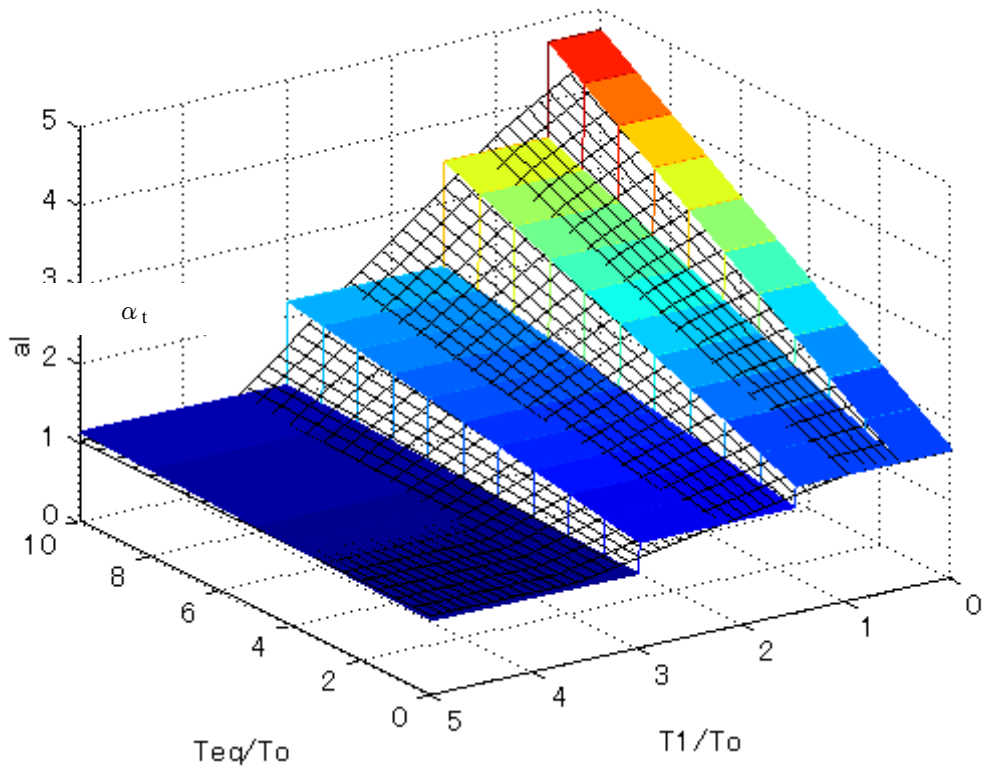


図 4.5-2 割増率 α_1 (第2種地盤 (短)) の f_1 および f_2

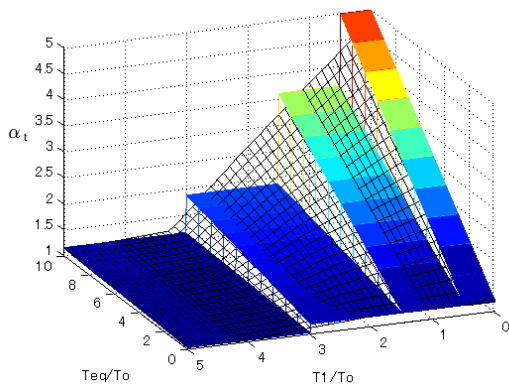
T_1/T_0 と f_1 、 f_2 の関係を図 4.5-2 に示す。実線で示した値がここで提案する f_1 、 f_2 である。 f_1 はデータ点との適合が極めて良好である。 f_2 では、 f_1 ほどの適合性はないものの概ね T_1/T_0 との関係を表現できていると考えられる。さらに適合性を増すために関数を曲線または折れ線にて表現することも可能であるが、ここでは簡便性を優先し線形関数を適用することとする。

割増率 α_t を図 4.5-3(a)に示す。図 4.5-3(a)中のワイヤーメッシュにより表現された空間分布が、(4.5-1)~(4.5-3)式により連続関数にて表現した α_t である。 T_1/T_0 が1未満の小さい値では、元々の α_t よりもやや過小評価となっているが、概ね α_t の値を表現できていることがわかる。

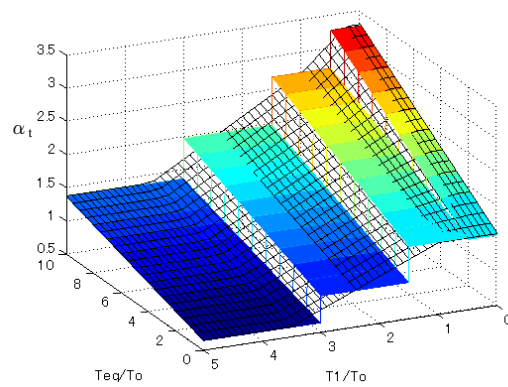
第1種地盤および第2種地盤 (長) における割増率 α_t も第2種地盤 (短) と同様に T_1/T_0 に対して連続的に表現し、図 4.5-3(b)および(c)に示す。これらも割増率 α_t を適切に表現していることがわかる。



(a) 第2種地盤（短）



(b) 第1種地盤



(c) 第2種地盤（長）

図 4.5-3 割増率 α_t の連続関数表示（ワイヤーメッシュ部）

割増率 α_t を T_1/T_0 および T_{eq}/T_0 に対して連続的に表現した式を以下に示す。

a. 第2種地盤（短）の入力に対する割増率

$$0 < T_1/T_0 \leq 1.0 \quad \alpha_t = 1.6 + \{0.288 - 0.080(T_1/T_0)\}(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-4)$$

$$1.0 < T_1/T_0 \leq 3.6 \quad \alpha_t = 1.83 - 0.23(T_1/T_0) + \{0.288 - 0.080(T_1/T_0)\}(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-5)$$

$$3.6 < T_1/T_0 \quad \alpha_t = 1.0 \quad (4.5-6)$$

b. 第1種地盤の入力に対する割増率

$$0 < T_1/T_0 \leq 2.25 \quad \alpha_t = 1.19 + \{0.360 - 0.107(T_1/T_0)\}(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-7)$$

$$2.25 < T_1/T_0 \leq 3.26 \quad \alpha_t = 1.34 - 0.073(T_1/T_0) + \{0.360 - 0.107(T_1/T_0)\}(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-8)$$

$$3.26 < T_1/T_0 \leq 4.25 \quad \alpha_t = 1.34 - 0.073(T_1/T_0) + 0.011(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-9)$$

$$4.25 < T_1/T_0 \quad \alpha_t = 1.03 + 0.011(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-10)$$

c. 第2種地盤（長）の入力に対する割増率

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.25 \quad \alpha_t = 1.58 + 0.17(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-11)$$

$$0.25 < T_1/T_0 \leq 1.0 \quad \alpha_t = 1.58 + (0.190 - 0.080(T_1/T_0))(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-12)$$

$$1.0 < T_1/T_0 \leq 3.5 \quad \alpha_t = 1.95 - 0.37(T_1/T_0) + (0.124 - 0.014(T_1/T_0))(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-13)$$

$$3.5 < T_1/T_0 \leq 3.7 \quad \alpha_t = 0.655 + (0.124 - 0.014(T_1/T_0))(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-14)$$

$$3.7 < T_1/T_0 \quad \alpha_t = 0.655 + 0.072(T_{eq}/T_0) \quad (4.5-15)$$

(2) 設定法2における増幅率 β_t

4-2節で示した設定法2の増幅率 β_t についても、 T_1/T_0 に対して連続となるように定式化を行った。図4.5-4は、第2種地盤（短）の入力地震動に対する増幅率 β_t について、4-2-2項で示した β_t を T_1/T_0 、非線形係数 NL を用いて3次元的に示したものである。 T_1/T_0 が0.5、1.5および3.0において β_t は不連続な値となっていることがわかる。

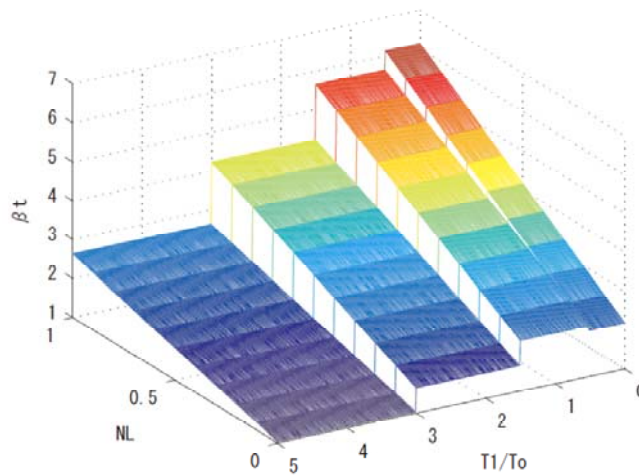
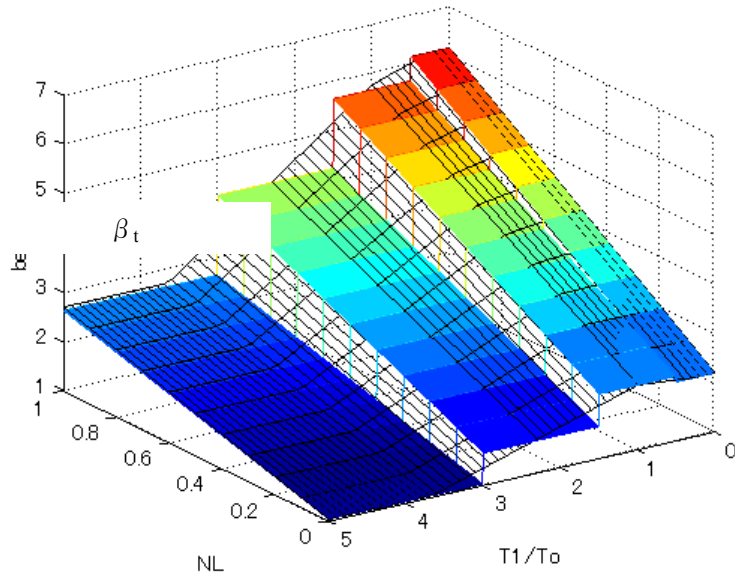


図4.5-4 設定法2.a（第2種地盤（短））の増幅率 β_t

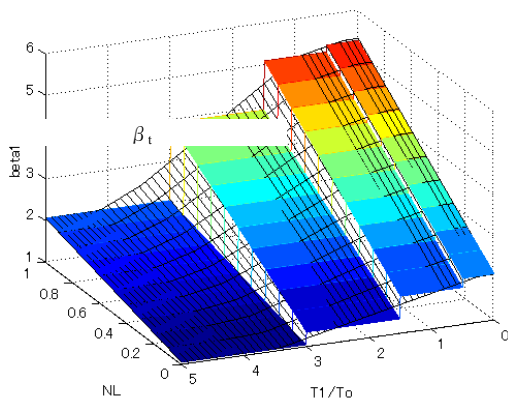
β_t を連続関数として表現するため、 T_1/T_0 にて表現する関数 g_1 、 g_2 を用いて β_t は式(4.5-16)のように表せるものとする。

$$\beta_t = g_1(T_1/T_0) + g_2(T_1/T_0) \cdot NL \quad (4.5-16)$$

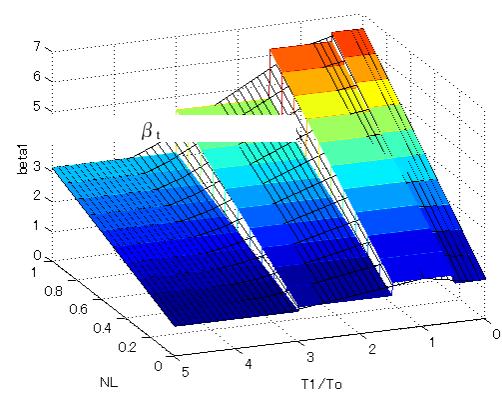
g_1 、 g_2 は、4-2-2項で示した β_t の式より α_t と同様に決定した。 T_1/T_0 を連続的に表現した β_t を図4.5-5に示す。図中における塗りつぶした段状の面が4-2-2項で示した β_t であり、ワイヤーマッシュで表現した曲面がここで提案する β_t である。ワイヤーマッシュの曲面は、 T_1/T_0 方向に対する各階段面の中央部を貫通しており、概ね4-2で示した β_t を表現できている。また、滑らかな形で表現されており、図4.5-4で見られる T_1/T_0 に関する β_t の不連続性が解消されていることがわかる。



(a) 第2種地盤 (短)



(b) 第1種地盤



(c) 第2種地盤 (長)

図4.5-5 設定法2の増幅率 β_t 連続関数表示 (ワイヤーマッシュ部)

増幅率 β_t を T_1/T_0 および NL に対して連続的に表現した式を以下に示す。

a. 第2種地盤 (短) の入力に対する増幅率

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.25 \quad \beta_t = 2.19 + 3.95NL \quad (4.5-17)$$

$$0.25 < T_1/T_0 \leq 1.0 \quad \beta_t = 2.15 + 0.160(T_1/T_0) + \{4.12 - 0.676(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-18)$$

$$1.0 < T_1/T_0 \leq 3.64 \quad \beta_t = 2.79 - 0.480(T_1/T_0) + \{4.12 - 0.676(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-19)$$

$$3.64 < T_1/T_0 \quad \beta_t = 1.04 + 1.66NL \quad (4.5-20)$$

b. 第1種地盤の入力に対する増幅率

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.25 \quad \beta_t = 2.10 + 3.20NL \quad (4.5-21)$$

$$0.25 < T_1/T_0 \leq 1.0 \quad \beta_t = 2.18 - 0.327(T_1/T_0) + 3.20NL \quad (4.5-22)$$

$$1.0 < T_1/T_0 \leq 3.46 \quad \beta_t = 2.18 - 0.327(T_1/T_0) + \{3.90 - 0.700(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-23)$$

$$3.46 < T_1/T_0 \leq 4.13 \quad \beta_t = 1.05 + \{3.90 - 0.700(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-24)$$

$$T_1/T_0 > 4.13 \quad \beta_t = 1.05 + 1.01NL \quad (4.5-25)$$

c. 第2種地盤（長）の入力に対する増幅率

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.25 \quad \beta_t = 1.30 + 5.18NL \quad (4.5-26)$$

$$0.25 < T_1/T_0 \leq 1.0 \quad \beta_t = 1.21 + 0.373(T_1/T_0) + \{5.40 - 0.884(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-27)$$

$$1.0 < T_1/T_0 \leq 3.29 \quad \beta_t = 1.84 - 0.258(T_1/T_0) + \{5.40 - 0.884(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-28)$$

$$3.29 < T_1/T_0 \leq 3.72 \quad \beta_t = 0.99 + \{5.40 - 0.884(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-29)$$

$$T_1/T_0 > 4.13 \quad \beta_t = 0.99 + 2.11NL \quad (4.5-30)$$

(3) 設定法3における増幅率 β_t

4-2節で示した設定法3の増幅率 β_t についても、 T_0 に対して連続となるように定式化を行った。図4.5-6は、増幅率 β_t について、4-2-2項で示した β_t を T_0 、非線形係数 NL を用いて3次的に示したものである。 T_0 が0.75および1.5において β_t は不連続な値となっていることがわかる。

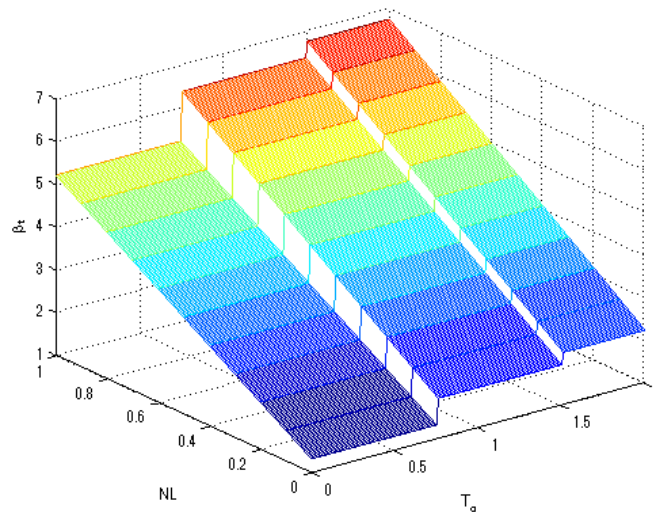


図4.5-6 設定法3の増幅率 β_t

β_t を連続関数として表現するため、 T_0 にて表現する関数 h_1 、 h_2 を用いて β_t は(4.5-31)式のように表せるものとする。

$$\beta_t = h_1(T_0) + h_2(T_0) \cdot NL \quad (4.5-31)$$

h_1 、 h_2 は、4-2節で示した β_t の式より α_t と同様に決定した。 T_0 を連続的に表現した β_t を図4.5-7に示す。図中における塗りつぶした段状の面が4-2-2項で示した β_t であり、ワイヤーマッシュで表現した曲面がここで提案する β_t である。ワイヤーマッシュの曲面は、 T_0 方向に対する各階段面の中央部を貫通しており、概ね4-2-2項で示した β_t を表現できている。また、滑らかな形で表現されており、図4.5-6で見られる T_0 に関する β_t の不連続性が解消されていることがわかる。

増幅率 β_t を T_0 および NL に対して連続的に表現した式を以下に示す。

$$0 < T_0 \leq 0.375 \quad \beta_t = 1.32 + 3.87NL \quad (4.5-32)$$

$$0.375 < T_0 \leq 1.125 \quad \beta_t = 1.015 + 0.813T_0 + (3.60 + 0.72T_0)NL \quad (4.5-33)$$

$$1.125 < T_0 \leq 1.75 \quad \beta_t = 1.426 + 0.448T_0 + (4.23 + 0.16T_0)NL \quad (4.5-34)$$

$$1.75 < T_0 \leq 2.0 \quad \beta_t = 2.21 + 4.51NL \quad (4.5-35)$$

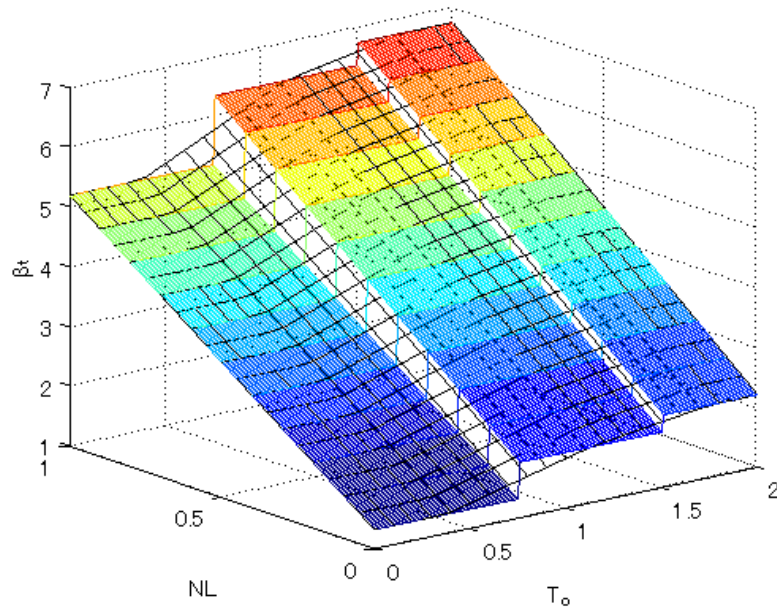


図 4.5-7 設定法3の増幅率 β_t 連続関数表示 (ワイヤーマッシュ部)

4-5-2 複数のパラメータ空間上の平面回帰式

4-5-1 項では、告示 2009 号に対する地震層せん断力係数の割増率 α_t および告示 2009 号に対する免震層のせん断力係数への増幅率 β_t に対して、定義された回帰式の連続化を行った。ただし、 T_1/T_0 の値に応じて 4 つまたは 5 つの区間に場合分けをし、 α_t 、 β_t は区間ごとに異なる関数により定義されているため、やや複雑である。本節では、より使用性を考慮し簡便な形とするために、場合分けを少なくし、複数のパラメータと増幅率 β_t との空間分布から増幅率 β_t の平面による回帰式を算出する。本項における平面回帰式算出の対象は、免震層からの増幅率として上部構造の地震層せん断力係数を設定する設定法 2 および設定法 3（4-2 節参照）とする。

(1) 設定法 2

設定法 2 における地震層せん断力係数の増幅に関するパラメータは以下の 2 つである。

・ T_1/T_0

T_1 : 免震層 1 次剛性による上部構造剛時の体固有周期

T_0 : 基礎固定時の上部建物の 1 次固有周期

・ h_{eq} : 最大変形時の等価粘性減衰定数

復元力特性がバイリニアの場合、 h_{eq} は $0 \sim 2/\pi$ (≈ 0.64 , 完全剛塑性の場合) となり、非線形係数 NL とは $h_{eq} = (2/\pi) \cdot NL$ の関係がある (3-4-1 項参照)。

入力地震動を第 2 種地盤 (短) とした場合について、地震応答解析のケース数を T_1/T_0 と h_{eq} の値で分類した。結果を表 4.5-1 に示す。なお平面回帰の検討に用いる解析ケースにおいて、基礎固定時の上部構造の 1 次固有周期が 0.98 となるケースが 7 階モデル、14 階モデル両方に存在するため、7 階モデルの固有周期が 0.98 の解析ケースは検討対象から除外している。表中に色づけしたセルは 10 ケースを超えるものである。 T_1/T_0 が小さい場合 (表中の左側)、 h_{eq} で 0.4~0.8 の頻度が多く、 T_1/T_0 が大きくなるに従い、データ数が多いケースは h_{eq} が小さい値に見られる。 T_1/T_0 が 3 を超えるデータは全 432 ケース中 12 ケース (2.8%) と少なく、その場合では h_{eq} が 0.5 を超えるケースはない。

表 4.5-2 に解析データ数の累積頻度分布を示す。表中の色分けは、 T_1/T_0 で 4 階級に区分されたデータのうち、 h_{eq} を指標としてデータ数がほぼ均等となるような 3 区分 ($T_1/T_0 > 3.0$ では 2 区分) を示し

表 4.5-1 T_1/T_0 と h_{eq} 解析計算条件別データ頻度 (第 2 種地盤 (短))

		T1/T0 = x										合計
		0<x≤0.25	0.25<x≤0.5	0.5<x≤0.75	0.75<x≤1	1<x≤1.25	1.25<x≤1.5	1.5<x≤2.25	2.25<x≤3	3<x≤4	4<x≤5	
0	≤ heq ≤ 0.1 × (2/π)	0	0	0	0	2	2	2	2	0	2	10
0.1 × (2/π)	< heq ≤ 0.2 × (2/π)	4	4	4	5	6	0	8	4	2	2	39
0.2 × (2/π)	< heq ≤ 0.3 × (2/π)	0	4	8	3	4	4	6	4	0	0	33
0.3 × (2/π)	< heq ≤ 0.4 × (2/π)	8	9	8	8	10	4	11	2	2	2	64
0.4 × (2/π)	< heq ≤ 0.5 × (2/π)	10	17	12	8	3	4	9	4	2	0	69
0.5 × (2/π)	< heq ≤ 0.6 × (2/π)	13	10	10	6	7	4	8	2	0	0	60
0.6 × (2/π)	< heq ≤ 0.7 × (2/π)	9	13	10	4	4	4	4	0	0	0	48
0.7 × (2/π)	< heq ≤ 0.8 × (2/π)	10	11	2	2	0	2	0	0	0	0	27
0.8 × (2/π)	< heq ≤ 0.9 × (2/π)	6	4	0	0	0	0	0	0	0	0	10
0.9 × (2/π)	< heq ≤ 2/π	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合計		60	72	54	36	36	24	48	18	6	6	360

表 4.5-2 T_1/T_0 と h_{eq} 解析計算条件別データ頻度 累積頻度分布 (第2種地盤 (短))

			$T_1/T_0 \leq 0.5$		$0.5 < T_1/T_0 \leq 1.5$		$1.5 < T_1/T_0 \leq 3.0$		$3.0 < T_1/T_0$	
			累積頻度	累積度数分布	累積頻度	累積度数分布	累積頻度	累積度数分布	累積頻度	累積度数分布
0	$\leq h_{eq} \leq 0.1 \times (2/\pi)$		0	0%	4	2%	6	8%	2	17%
$0.1 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.2 \times (2/\pi)$		10	6%	21	11%	22	28%	6	50%
$0.2 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.3 \times (2/\pi)$		14	9%	47	25%	32	41%	6	50%
$0.3 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.4 \times (2/\pi)$		35	22%	80	43%	49	63%	10	83%
$0.4 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.5 \times (2/\pi)$		68	44%	115	62%	64	82%	12	100%
$0.5 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.6 \times (2/\pi)$		95	61%	150	81%	74	95%	12	100%
$0.6 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.7 \times (2/\pi)$		121	78%	178	96%	78	100%	12	100%
$0.7 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.8 \times (2/\pi)$		144	92%	186	100%	78	100%	12	100%
$0.8 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 0.9 \times (2/\pi)$		156	100%	186	100%	78	100%	12	100%
$0.9 \times (2/\pi)$	$< h_{eq} \leq 2/\pi$		156	100%	186	100%	78	100%	12	100%
合計			156		186		78		12	

表 4.5-3 解析パラメータおよび増幅率の統計データ (第2種地盤 (短))

T_1/T_0	h_{eq}		T_1/T_0	h_{eq}	C_t/C_0	C_t/C_0	C_t/C_0	C_m/C_0	C_m/C_0	C_m/C_0
			(平均)	(平均)	(平均)	(σ)	(平均+ σ)	(平均)	(σ)	(平均+ σ)
0~0.5	0	~ $0.4 \times (2/\pi)$	0.318	0.180	3.07	0.73	3.80	1.501	0.22	1.72
	$0.4 \times (2/\pi)$	~ $0.6 \times (2/\pi)$	0.296	0.319	4.49	0.73	5.22	1.879	0.35	2.23
	$0.6 \times (2/\pi)$	~ $2/\pi$	0.271	0.459	5.62	0.67	6.29	2.359	0.37	2.73
0.5~1.5	0	~ $0.3 \times (2/\pi)$	0.944	0.119	2.76	0.43	3.19	1.535	0.20	1.73
	$0.3 \times (2/\pi)$	~ $0.5 \times (2/\pi)$	0.903	0.249	3.89	0.69	4.58	1.865	0.27	2.13
	$0.5 \times (2/\pi)$	~ $2/\pi$	0.907	0.393	4.79	0.66	5.46	2.263	0.29	2.55
1.5~3.0	0	~ $0.2 \times (2/\pi)$	2.15	0.074	1.95	0.39	2.34	1.307	0.19	1.50
	$0.2 \times (2/\pi)$	~ $0.4 \times (2/\pi)$	2.04	0.185	2.37	0.48	2.84	1.399	0.16	1.56
	$0.4 \times (2/\pi)$	~ $2/\pi$	1.99	0.328	3.27	0.64	3.91	1.757	0.26	2.02
3.0~	0	~ $0.4 \times (2/\pi)$	3.79	0.072	1.23	0.11	1.34	1.080	0.03	1.11
	$0.4 \times (2/\pi)$	~ $2/\pi$	3.48	0.241	1.71	0.17	1.87	1.198	0.05	1.24

ている。表 4.5-2 で示した区分ごとの解析パラメータおよび地震層せん断力係数の免震層に対する最上階の増幅率 C_t/C_0 および中間階の増幅率 C_m/C_0 の統計データを表 4.5-3 に示す。中間階の地震層せん断力係数 C_m としては、7 層モデルの場合は上部構造 3 階と 4 階の値の平均値、14 層モデルでは上部構造 7 階の値とした。

表中の σ は標準偏差を表す。 T_1/T_0 が小さいほど、また h_{eq} が大きいほど、 C_t/C_0 は大きな値となる傾向が現れている。

表 4.5-3 で得られた C_t/C_0 (平均) が T_1/T_0 及び h_{eq} の線形和として表されるように定式化を試みた。回帰計算より (4.5-36) 式が得られた。

$$C_t/C_0 \quad \beta_t = -0.58 \cdot (T_1/T_0) + 6.6 h_{eq} + 2.5 \quad (4.5-36)$$

ただし、上記の値が 1.0 以下の時は、1.0 とする。

また、地震層せん断力係数の免震層に対する中間階の増幅率 $\beta_m = C_m/C_0$ も C_t/C_0 と同様に定式化を行った。

$$C_m/C_0 \quad \beta_m = -0.17 \cdot (T_1/T_0) + 2.0 h_{eq} + 1.4 \quad (4.5-37)$$

ただし、上記の値が 1.0 以下の時は、1.0 とする。

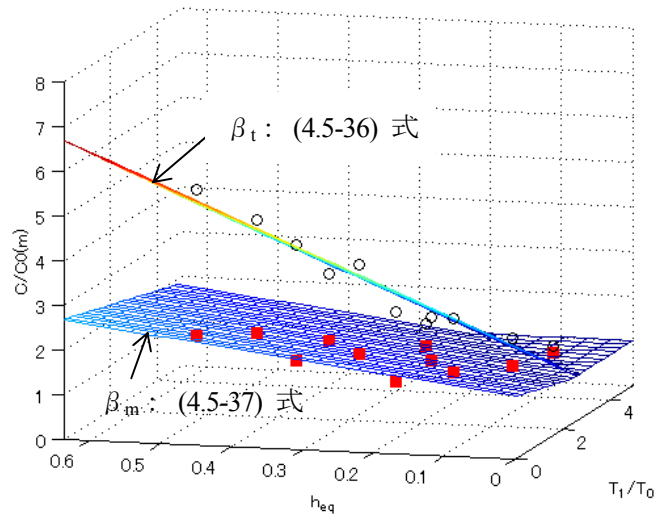


図 4.5-7 設定法 2 におけると解析パラメータの関係 (第 2 種地盤 (短))

(点は解析応答結果統計値、ワイヤメッシュ平面は (4.5-36) 式, (4.5-37) 式を示す)

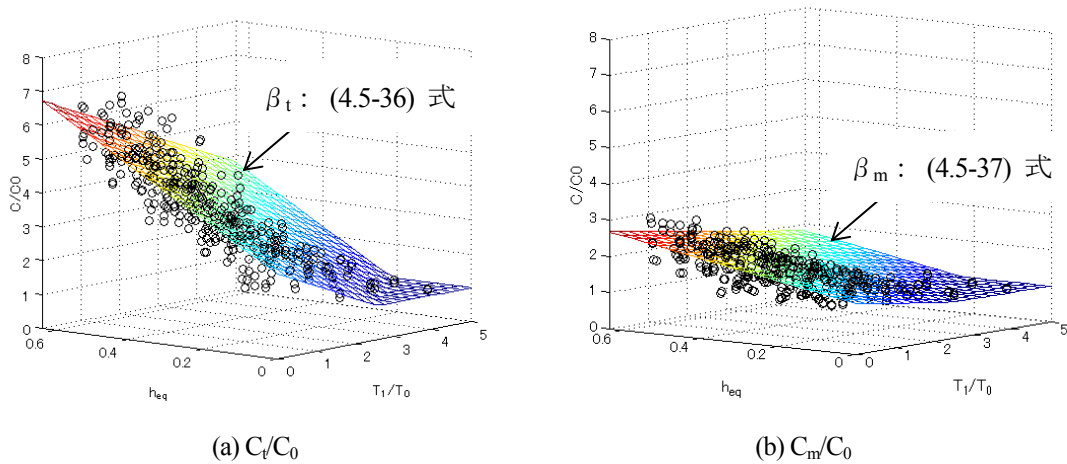


図 4.5-8 解析結果増幅率と設定法 2 の提案式との比較 (第 2 種地盤 (短))

回帰式(4.5-36)および(4.5-37)が表す平面 β_t 、 β_m と解析結果の統計データとの関係を図 4.5-7 に示す。(4.5-36)式、(4.5-37)式はそれぞれ C_t/C_0 および C_m/C_0 の傾向を概ね表現できている。

解析結果の増幅率各データと回帰平面との比較を図 4.5-8 に示す。(4.5-36)式および(4.5-37)式を表す平面がデータの群がりの中央部分を貫通しており、(4.5-36)式および(4.5-37)式がデータ群の平均特性を表現できていることがわかる。

一方、4.5-1 項で示した最上階の増幅率 β_t は (4.5-17)~(4.5-20)式として表されており、 T_1/T_0 に対して場合分けして定義され、(4.5-36)式よりも複雑である。

$$0 < T_1/T_0 \leq 0.25 \quad \beta_t = 2.19 + 3.95NL \quad (4.5-17)$$

$$0.25 < T_1/T_0 \leq 1.0 \quad \beta_t = 2.15 + 0.160(T_1/T_0) + \{4.12 - 0.676(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-18)$$

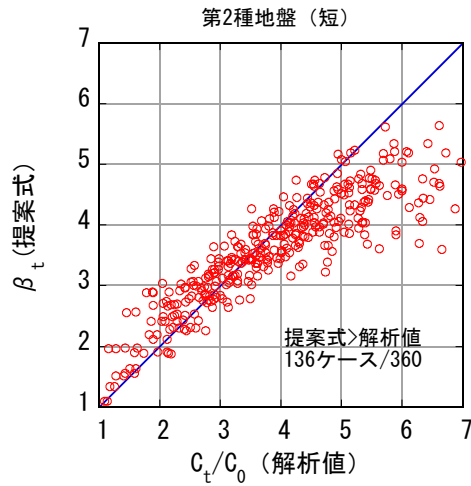


図 4.5-9 β_t 提案式と解析値との関係 ((4-5-17)式~(4-5-20)式、第 2 種地盤 (短))

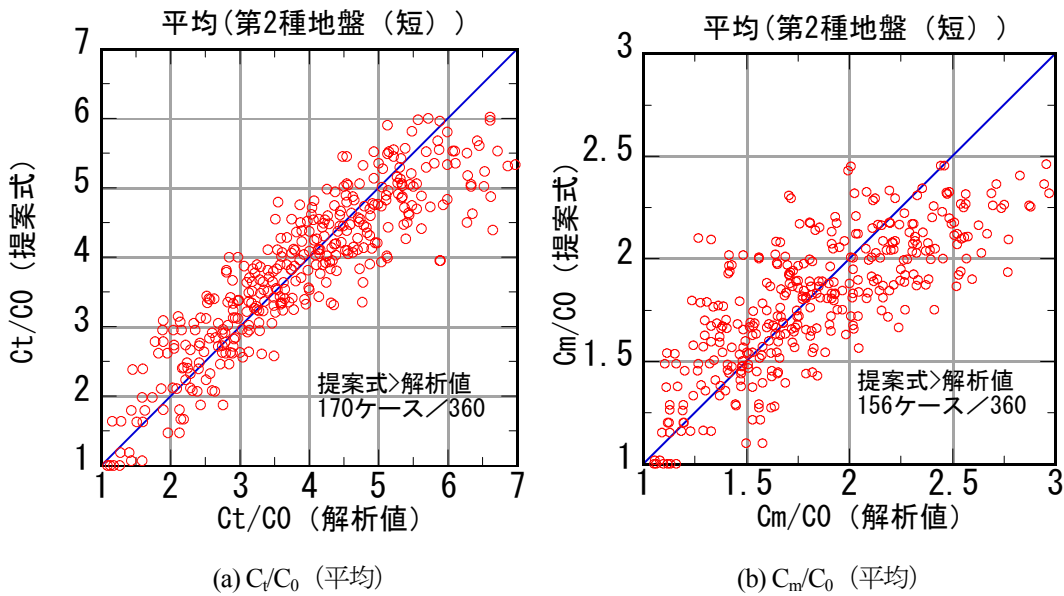


図 4.5-10 設定法 2 における増幅率の提案式 ((4.5-36)式、(4.5-37)式) と解析値との比較 (第 2 種地盤 (短))

$$1.0 < T_1/T_0 \leq 3.64 \quad \beta_t = 2.79 - 0.480(T_1/T_0) + \{4.12 - 0.676(T_1/T_0)\}NL \quad (4.5-19)$$

$$3.64 < T_1/T_0 \quad \beta_t = 1.04 + 1.66NL \quad (4.5-20)$$

(4-5-17)式~(4-5-20)式に示す 4-5-1 項で検討した第 2 種地盤 (短) における β_t の提案式と解析値との関係を図 4.5-9 に示す。提案式が解析値を上回るケースが全 360 ケース中 136 ケースであり、全体の 38%であった。一方、本節で示す提案式(4.5-36)式および(4.5-37)式と解析値の比較を図 4.5-10 に示す。図(a)より C_t/C_0 において提案式が解析値を上回るケースは全体の 47%となり、前節の提案式 β_t よりもその値は大きくなっている。また、図 4.5-9 と図 4.5-10(a)ともに C_t/C_0 が大きな値では、提案式が解析値を下回るものが見られる。図 4.5-10(b)より C_m/C_0 で提案式が解析値を上回るケースは全体の 43%であり、 C_t/C_0 と同様に C_m/C_0 においても解析値が大きくなる場合に提案式が解析値よりも小さくなる場

合が多くなっていることがわかる。

第1種地盤および第2種地盤（長）における時刻歴応答解析結果の増幅率と設定法2の β_t を表す(4.5-36)式および β_m を表す(4.5-37)式との比較を図4.5-11に示す。いずれの図からも、提案式より求めた増幅率は概ね解析結果による増幅率を上回る傾向にあることがわかる。

上部構造の最上階の地震層せん断力係数 C_t 、中間階の地震層せん断力係数 C_m を設定法2に基づいて求めた。告示2009号による免震層の応答変位を用いた場合と時刻歴応答解析による免震層最大変位を用いた場合との比較を図4.5-12に示す。それぞれ図の横軸は時刻歴応答解析の値、縦軸は設定法による増幅率を(4.5-36)式および(4.5-37)式を用いて算出し、左図は告示2009号による免震層の応答変位を用いて算出した場合、右図は時刻歴応答解析による免震層変位を用いた場合である。右図に対して左図は点のばらつきがやや大きくなる傾向にある。入力地震動が第2種地盤（短）と異なる場合の解析結果との比較を図4.5-13に示す。図4.5-13の各図は図4.5-12の左図にある告示2009号による変位による算出結果と同様の傾向を示していることがわかる。

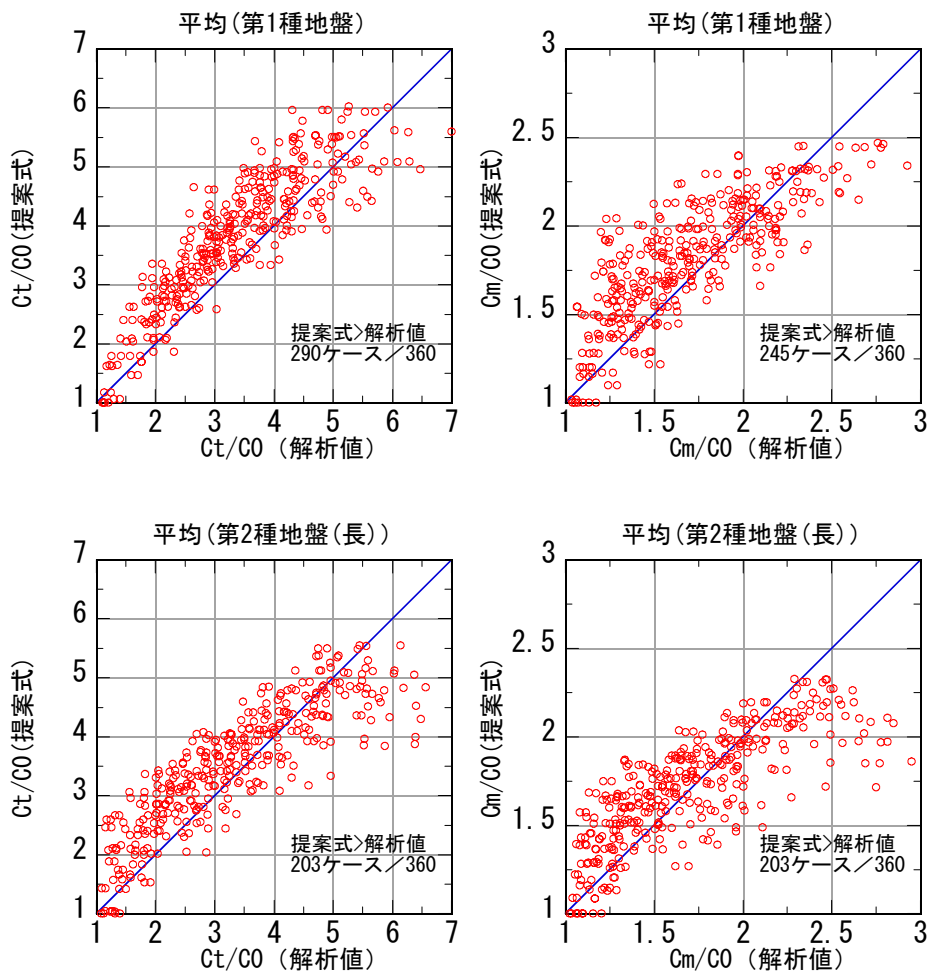


図4.5-11 設定法2 第1種地盤および第2種地盤（長）における増幅率

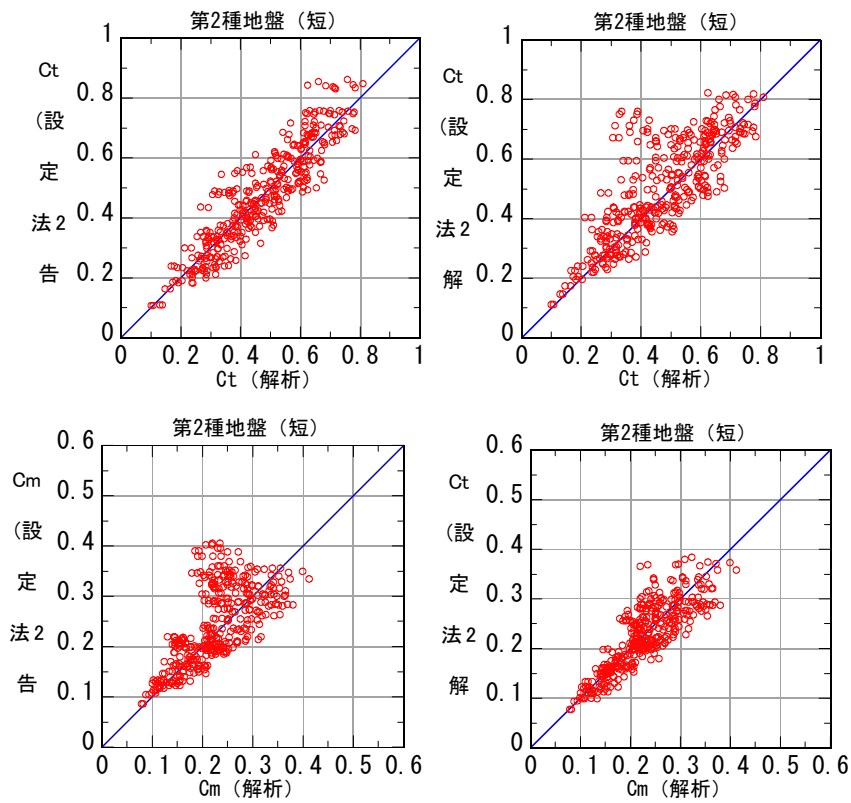


図 4.5-12 設定法 2 による C_t および C_m 免震層変位算定法による違い
(左：告示 2009 号、右：時刻歴解析)

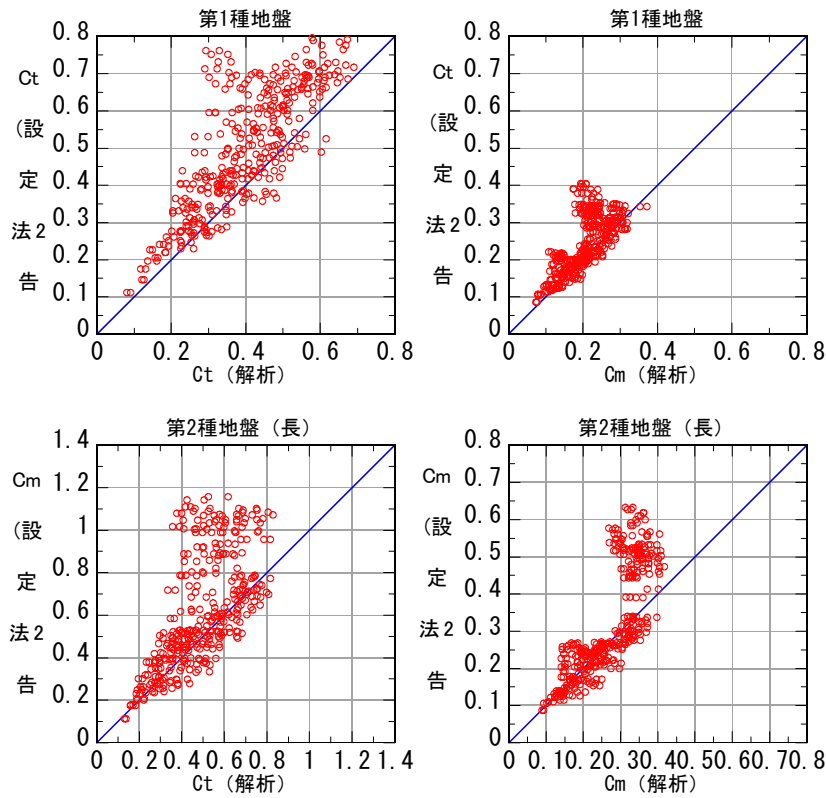


図 4.5-13 告示 2009 号による変位を用いた設定法 2 の C_t と C_m (第 1 種地盤、第 2 種地盤 (長))

(2) 設定法 3

設定法 3 において増幅率に関与するパラメータは以下の 2 つである。

- T_0
- h_{eq}

4-2-1 項で示した平面化を施す前の設定法 3 と増幅率解析結果と解析パラメータの関係を図 4.5-14 に示す。非線形係数 NL が大きく、かつ T_0 が長いときに応答結果および設定法 3 による増幅率は、ともに大きくなる傾向にある。解析パラメータの範囲において、設定法 3 の βt は 1.46~5.99 となった。図 4.5-15 に設定法 3 と増幅率との関係を示す。提案式が解析結果を上回るのは、全 432 ケース中 235 ケースであり、全体の 54%に相当する。これは設定法 3 が解析結果の平均的な傾向を表現する定式化となっているためである。設定法 3 と解析値の比は 0.64~1.84 であった。

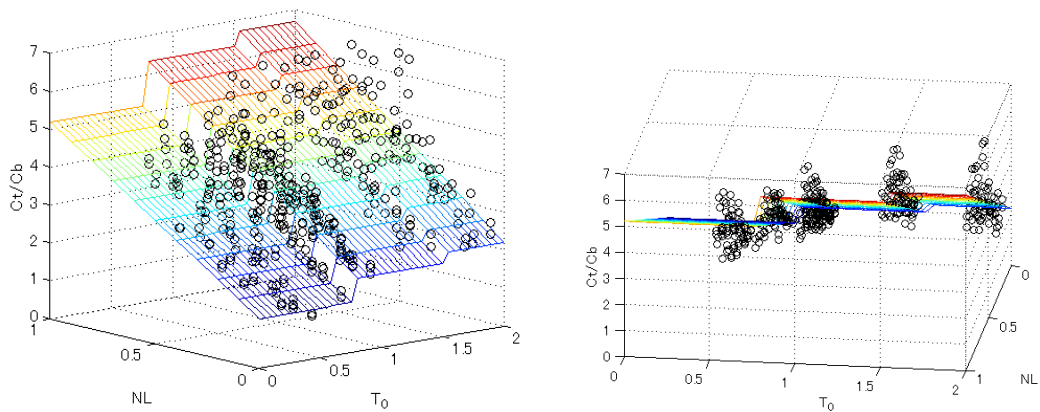


図 4.5-14 4-2-1 項で示した設定法 3 および増幅率解析結果と解析パラメータの関係

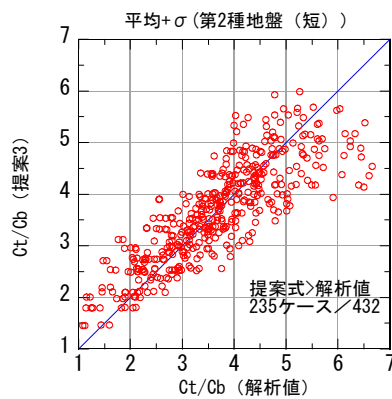


図 4.5-15 設定法 3 と増幅率との関係

表 4.5-4 T_0 と h_{eq} 解析計算条件別データ頻度 累積頻度分布 (第2種地盤 (短))

				T0															
				0.49	累積 度数	累積 度数 分布	0.735	累積 度数	累積 度数 分布	0.98	累積 度数	累積 度数 分布	1.47	累積 度数	累積 度数 分布	1.96	累積 度数	累積 度数 分布	
0	\leq	h_{eq}	\leq	0.1*2/π	2	2	3%	2	2	3%	2	2	3%	2	2	3%			
0.1*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.2*2/π	8	10	14%	8	10	14%	8	10	14%	7	9	13%	8	10	14%
0.2*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.3*2/π	8	18	25%	8	18	25%	6	16	22%	5	14	19%	6	16	22%
0.3*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.4*2/π	11	29	40%	14	32	44%	14	30	42%	14	28	39%	11	27	38%
0.4*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.5*2/π	15	44	61%	12	44	61%	14	44	61%	13	41	57%	15	42	58%
0.5*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.6*2/π	12	56	78%	12	56	78%	12	56	78%	14	55	76%	10	52	72%
0.6*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.7*2/π	10	66	92%	8	64	89%	10	66	92%	9	64	89%	11	63	88%
0.7*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.8*2/π	4	70	97%	6	70	97%	4	70	97%	6	70	97%	7	70	97%
0.8*2/π	<	h_{eq}	\leq	0.9*2/π	2	72	100%	2	72	100%	2	72	100%	2	72	100%	2	72	100%
0.9*2/π	<	h_{eq}	\leq	2/π	0	72	100%	0	72	100%	0	72	100%	0	72	100%	0	72	100%
合計					72		72		72		72		72		72		72		72

表 4.5-5 区分ごとの h_{eq} , C_t/C_0 および C_m/C_0 の解析値から求めた統計データ

(a) $T_0=0.49$

h_{eq}			T_0	h_{eq} (平均)	C_t/C_0 (平均)	C_t/C_0 (σ)	C_t/C_0 (平均+ σ)	C_m/C_0 (平均)	C_m/C_0 (σ)	C_m/C_0 (平均+ σ)
0	\sim	$0.3 \times 2/\pi$	0.49	0.114	1.66	0.56	2.22	1.16	0.11	1.26
$0.3 \times 2/\pi$	\sim	$0.6 \times 2/\pi$	0.49	0.285	3.07	1.06	4.13	1.68	0.35	2.03
$0.6 \times 2/\pi$	\sim	$2/\pi$	0.49	0.454	5.06	1.19	6.25	2.44	0.34	2.78

(b) $T_0=0.74$

h_{eq}			T_0	h_{eq} (平均)	C_t/C_0 (平均)	C_t/C_0 (σ)	C_t/C_0 (平均+ σ)	C_m/C_0 (平均)	C_m/C_0 (σ)	C_m/C_0 (平均+ σ)
0	\sim	$0.3 \times 2/\pi$	0.74	0.115	2.25	0.43	2.68	1.27	0.13	1.40
$0.3 \times 2/\pi$	\sim	$0.6 \times 2/\pi$	0.74	0.279	3.75	0.68	4.43	1.90	0.31	2.21
$0.6 \times 2/\pi$	\sim	$2/\pi$	0.74	0.461	5.42	0.72	6.14	2.63	0.28	2.91

(c) $T_0=0.98$

h_{eq}			T_0	h_{eq} (平均)	C_t/C_0 (平均)	C_t/C_0 (σ)	C_t/C_0 (平均+ σ)	C_m/C_0 (平均)	C_m/C_0 (σ)	C_m/C_0 (平均+ σ)
0	\sim	$0.3 \times 2/\pi$	0.98	0.112	2.52	0.38	2.89	1.60	0.17	1.77
$0.3 \times 2/\pi$	\sim	$0.6 \times 2/\pi$	0.98	0.281	3.86	0.75	4.61	2.01	0.33	2.33
$0.6 \times 2/\pi$	\sim	$2/\pi$	0.98	0.445	5.36	0.78	6.15	2.53	0.24	2.77

(d) $T_0=1.47$

h_{eq}			T_0	h_{eq} (平均)	C_t/C_0 (平均)	C_t/C_0 (σ)	C_t/C_0 (平均+ σ)	C_m/C_0 (平均)	C_m/C_0 (σ)	C_m/C_0 (平均+ σ)
0	\sim	$0.3 \times 2/\pi$	1.47	0.106	2.77	0.36	3.13	1.49	0.16	1.65
$0.3 \times 2/\pi$	\sim	$0.6 \times 2/\pi$	1.47	0.284	4.38	0.84	5.21	1.84	0.32	2.16
$0.6 \times 2/\pi$	\sim	$2/\pi$	1.47	0.451	5.46	0.67	6.14	2.22	0.18	2.40

(e) $T_0=1.96$

h_{eq}			T_0	h_{eq} (平均)	C_t/C_0 (平均)	C_t/C_0 (σ)	C_t/C_0 (平均+ σ)	C_m/C_0 (平均)	C_m/C_0 (σ)	C_m/C_0 (平均+ σ)
0	~	$0.3 \times 2/\pi$	1.96	0.113	2.77	0.53	3.30	1.54	0.15	1.69
$0.3 \times 2/\pi$	~	$0.6 \times 2/\pi$	1.96	0.285	4.23	0.80	5.04	1.65	0.26	1.91
$0.6 \times 2/\pi$	~	$2/\pi$	1.96	0.444	5.36	0.65	6.00	2.01	0.21	2.21

T_0 と h_{eq} を指標とした解析計算条件別データ頻度と累積頻度分布（第2種地盤（短））を表4.5-4に示す。なお平面回帰の検討に用いる解析ケースにおいて、基礎固定時の上部構造の1次固有周期が0.98となるケースが7階モデル、14階モデル両方に存在するため、7階モデルの固有周期が0.98の解析ケースは検討対象から除外している。 h_{eq} は $0.3 \times 2/\pi$ (≈ 0.19) \sim $0.7 \times 2/\pi$ (≈ 0.45) に集中して分布している様子がわかる。また、 $0.9 \times 2/\pi$ (≈ 0.57) を超える h_{eq} のケースは見られないことがわかる。

各 T_0 において、 h_{eq} を i) $0 \sim 0.3 \times 2/\pi$ 、ii) $0.3 \times 2/\pi \sim 0.6 \times 2/\pi$ 、iii) $0.6 \times 2/\pi \sim 2/\pi$ の3階級に区分し、区間内の h_{eq} 、 C_t/C_0 および C_m/C_0 の解析値から求めた統計データ（平均 m および標準偏差 σ ）を算出した結果を表4.5-5に示す。これから C_t/C_0 （平均）をその際の T_0 及び h_{eq} の線形和として表されるように定式化を試み、回帰計算より(4.5-38)式が得られた。

$$C_t/C_0 \quad \beta_t = 0.55T_0 + 8.7h_{eq} + 0.80 \quad (4.5-38)$$

また、 C_m/C_0 も C_t/C_0 と同様に回帰計算より(4.5-39)式が得られた。

$$C_m/C_0 \quad \beta_m = 0.17T_0 + 2.6h_{eq} + 0.94 \quad (4.5-39)$$

(4.5-38)式および(4.5-39)式が表すメッシュ平面と表4.5-5に示した解析結果から求めた各区分の統計データを空間上に点としてプロットし図4.5-16に示す。(4.5-38)式は図中の黒丸点(C_t/C_0 を示すデータ)、(4.5-39)式は図中の赤い四角の点(C_m/C_0 を示すデータ)の近傍を通過しており、回帰結果が妥当であることがわかる。

図4.5-17に(4.5-38)式および(4.5-39)式で示す平面と応答結果による増幅率との比較を示す。図中の点は解析結果から求めた増幅率である。(4.5-38)式および(4.5-39)式で表される平面が応答結果を表す点群の中央付近に位置している様子がわかる。

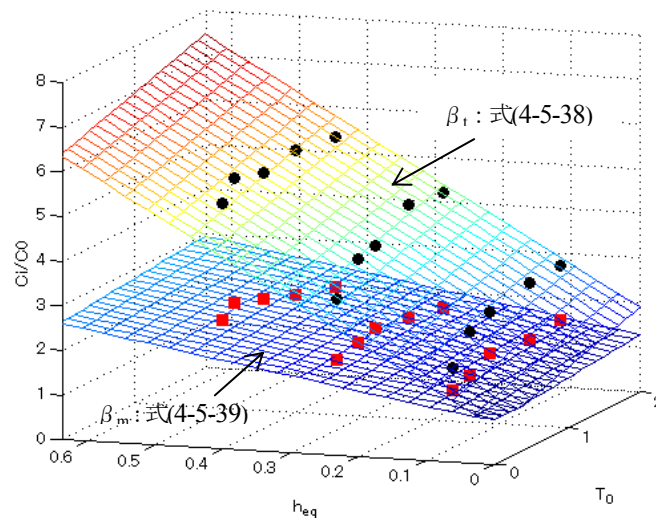


図4.5-16 設定法3に基づいた増幅率と解析値から求めた統計データの関係

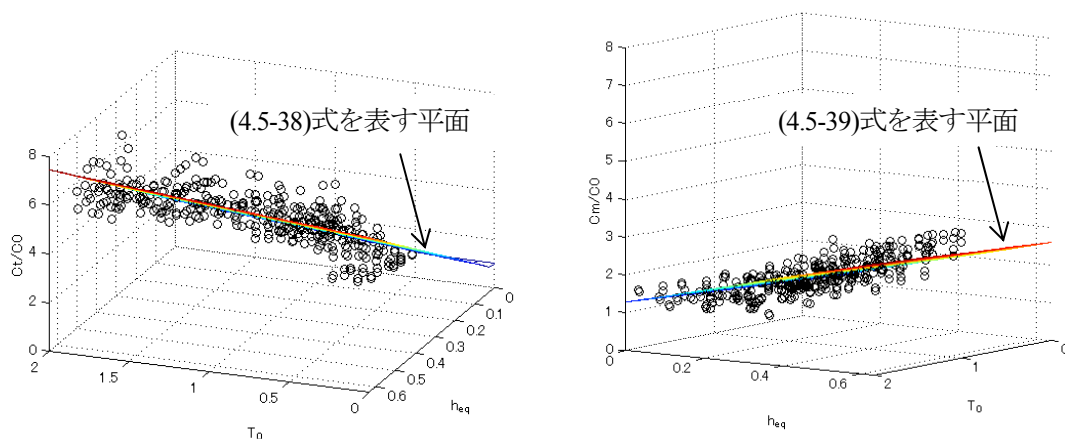


図 4.5-17 設定法 3 の C_t/C_0 および C_m/C_0 と全解析結果の比較

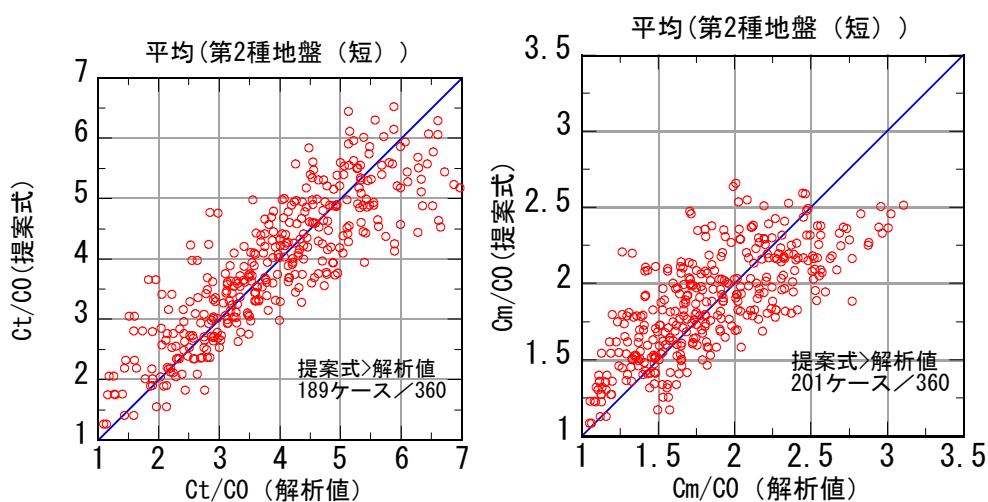


図 4.5-18 設定法 3 における増幅率の解析値と提案式の比較

設定法 3 に基づいた (4.5-38)式および(4.5-39)式を増幅率と応答解析による増幅率との比較を図 4.5-18 に示す。(4.5-38)式による最上階の増幅率 C_t/C_0 が解析結果から求めた増幅率を上回るケースは全 360 ケース中 189 ケースであり、全体の 53%に相当する。また、(4.5-39)式による中間階の増幅率 C_m/C_0 が解析結果の増幅率を上回るケースは全 360 ケース中 201 ケースであり、全体の 56%に相当する。

第 1 種地盤および第 2 種地盤（長）における時刻歴応答解析結果の増幅率と設定法 3 の β_1 を表す (4.5-38)式および β_m を表す(4.5-39)式との比較を図 4.5-19 に示す。いずれの図からも、提案式より求めた増幅率は概ね解析結果による増幅率を上回る傾向にあることがわかる。

告示 2009 号による免震層の応答変位を用いた場合と時刻歴応答解析による免震層最大変位を用いた場合との比較を図 4.5-20 に示す。それぞれ図の横軸は時刻歴応答解析の値、縦軸は設定法による増幅率を(4.5-38)式および(4.5-39)式を用いて算出し、左図は第 2009 号による免震層の応答変位を用いて

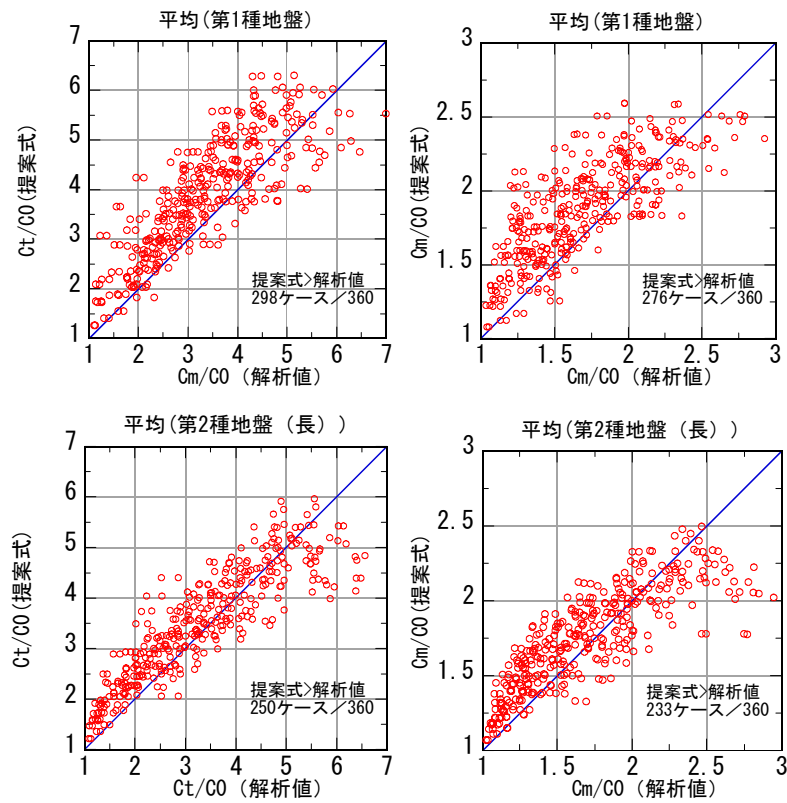


図 4.5-19 設定法3 第1種地盤および第2種地盤(長)における増幅率

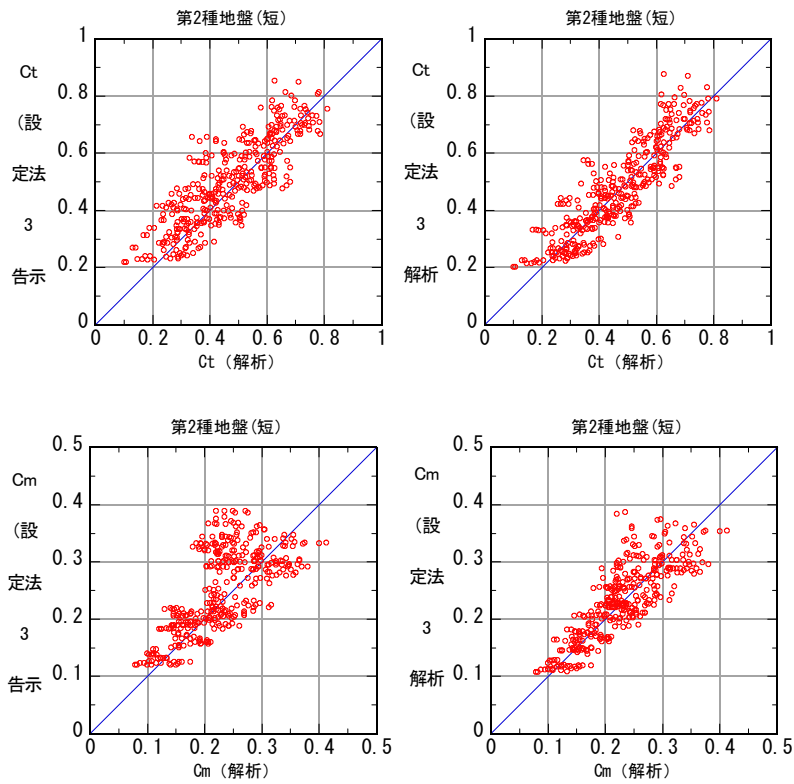


図 4.5-20 設定法3による C_t および C_m 免震層変位算定法による違い
(左: 告示2009号、右: 時刻歴解析)

算出した場合、右図は時刻歴応答解析による免震層変位を用いた場合である。右図に対して左図は点のばらつきがやや大きくなる傾向にある。図 4.5-20 は地震動入力第 2 種地盤 (短) の場合であった。告示 2009 号による変位を用いて求めた設定法 3 の(4.5-38)式、(4.5-39)式による C_t 、 C_m において、入力地震動が第 2 種地盤 (短) と異なる場合の解析結果との比較を図 4.5-21 に示す。図 4.5-21 の各図は図 4.5-20 の左図にある告示 2009 号で求めた変位による算出結果と同様の傾向を示していることがわかる。

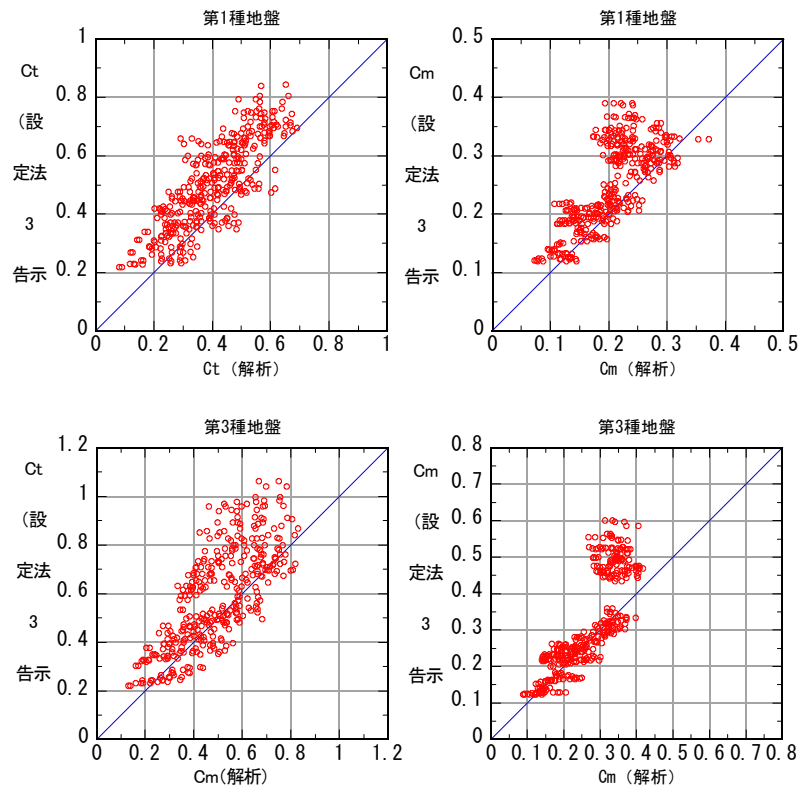


図 4.5-21 告示 2009 号による変位を用いた設定法 3 の C_t と C_m (第 1 種地盤、第 2 種地盤 (長))

4-5-3 平均値からのばらつきを考慮した平面回帰式

4-5-2 項では、設定法 2 および 3 に対して、解析パラメータおよび時刻歴応答解析の地震層せん断力係数の増幅率における平均値に基づいた平面回帰式を算出した。本節では、時刻歴応答解析の地震層せん断力係数の増幅率における平均値からのばらつきを考慮した平面回帰式を算出する。本項における平面回帰式算出の対象は、4-5-2 項と同様に設定法 2 および設定法 3 (4-2 節参照) とする。

(1) 設定法 2

表 4.5-3 に示した解析パラメータおよび増幅率の統計データ (第 2 種地盤 (短)) において、解析パラメータ T_1/T_0 および h_{eq} の区分ごとにおける地震層せん断力係数の免震層に対する最上階の増幅率 C_i/C_0 および中間階の増幅率 C_m/C_0 の「平均」および「平均+標準偏差: σ 」の値を算出している。ここでは、増幅率を「平均+ σ 」の値を用いて、増幅率を解析パラメータ T_1/T_0 および h_{eq} による平面にて表す。なお、データの分布が正規分布とした場合、データが「平均+ σ 」以下に含まれる割合は 84.1% となる。 C_i/C_0 は以下の (4.5-40) 式となった。

$$C_i/C_0 (\text{平均} + \sigma) \beta_i = -0.72 \cdot (T_1/T_0) + 7.0h_{eq} + 3.2 \quad (4.5-40)$$

ただし、上記の値が 1.0 以下の時は、1.0 とする。

また、地震層せん断力係数の免震層に対する中間階の増幅率 C_m/C_0 も C_i/C_0 と同様に定式化を行った。 C_m としては、7 層モデルの場合は上部構造 3 階と 4 階の値の平均値、14 層モデルでは上部構造 7 階の値とした。

$$C_m/C_0 (\text{平均} + \sigma) \beta_m = -0.23 \cdot (T_1/T_0) + 2.2h_{eq} + 1.7 \quad (4.5-41)$$

ただし、上記の値が 1.0 以下の時は、1.0 とする。

(4.5-40) 式および (4.5-41) 式で表した平面と C_i/C_0 および C_m/C_0 の区分ごとのデータとの対応を図 4.5-22 に示す。図中の白丸の点は C_i/C_0 (平均+ σ) のデータを、赤い四角の点は C_m/C_0 (平均+ σ) のデータを示す。各々の点群は、(4.5-40) 式および (4.5-41) 式で表された平面のごく近傍に存在している。

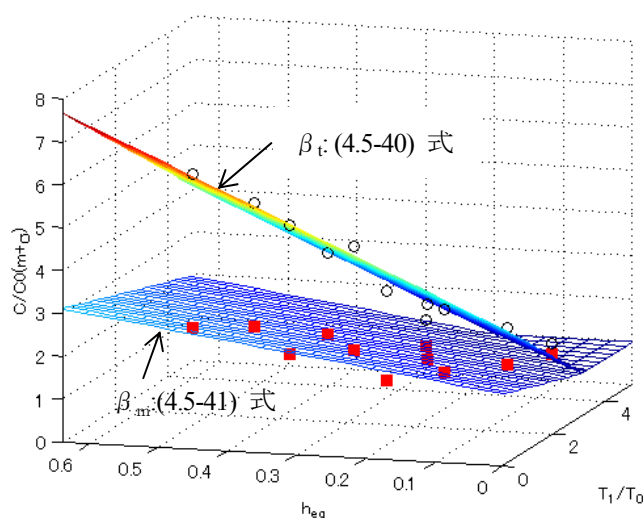


図 4.5-22 設定法 2 に基づいた増幅率 (ばらつき考慮) と解析値から求めた統計データの関係
(点は解析応答結果統計値、ワイヤーメッシュ平面は(4.5-40)式および(4.5-41)式を示す)

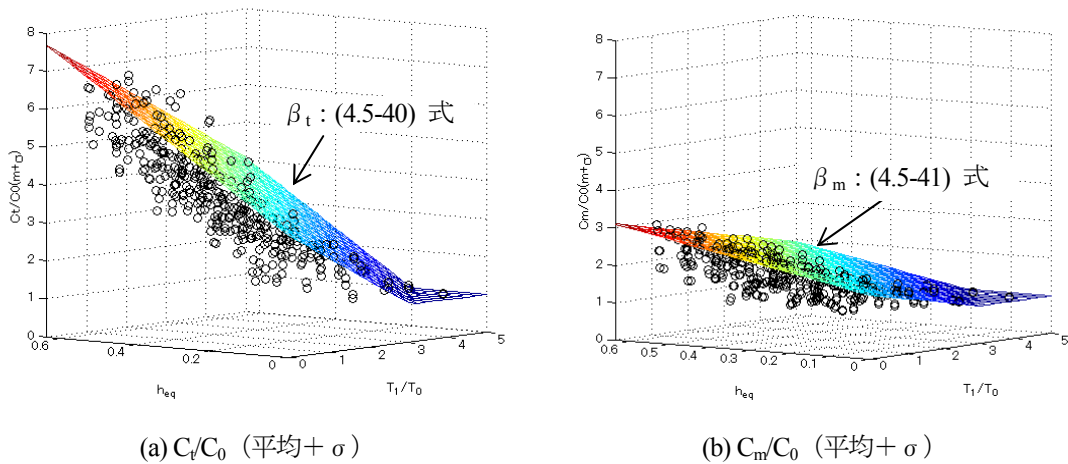


図 4.5-23 解析結果増幅率と設定法 2 の提案式との比較 (第 2 種地盤 (短) 全解析データ)

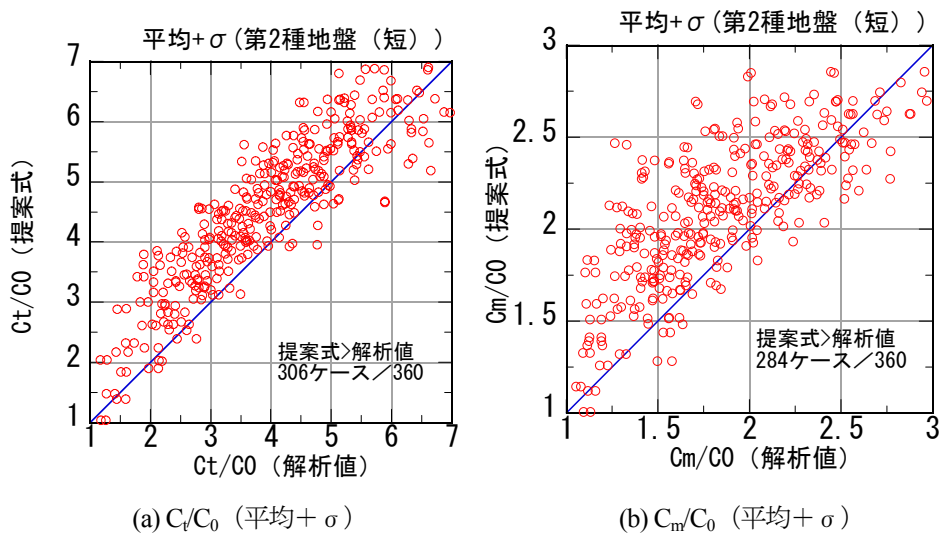


図 4.5-24 設定法 2 における増幅率の解析値と提案式の比較 (第 2 種地盤 (短))

第 2 種地盤 (短) の入力地震動における C_t/C_0 (平均+ σ) の解析全ケースと式(4.5-40)を表す平面との関係を図 4.5-23(a)に示す。 T_1/T_0 が小さい場合では、 h_{eq} が 0.3 を超える場合において C_t/C_0 が 6~7 となる場合が見られるが、(4.5-40)式ではこの領域を過小評価する場合が見られる。ただし、他の領域では(4.5-40)式による増幅率を示す平面が応答解析結果の○を上回る傾向にある。 T_1/T_0 が 3 以上であり、かつ h_{eq} が 0.2 を下回る場合、上部構造の増幅率は 1 程度となる。 C_m/C_0 は、3 未満の値であることが図 4.5-23 (b)からわかる。 T_1/T_0 が小さいほど、また h_{eq} が大きいほど C_m/C_0 の値は大きくなっている。この傾向は C_t/C_0 と同様である。(4.5-41)式が表す平面は C_m/C_0 の解析結果を示す点群の上方をかすめるように定義されている。

第 2 種地盤 (短) における C_t/C_0 および C_m/C_0 の連続化提案式である(4.5-40)式、(4.5-41)式と解析値との関係を図 4.5-24 に示す。図(a)で示す提案式(4.5-40)では全体の 85% (360 ケース中 306 ケース) において、また提案式(4.5-41)では全体の 79% (360 ケース中 284 ケース) において提案式の値は解析に

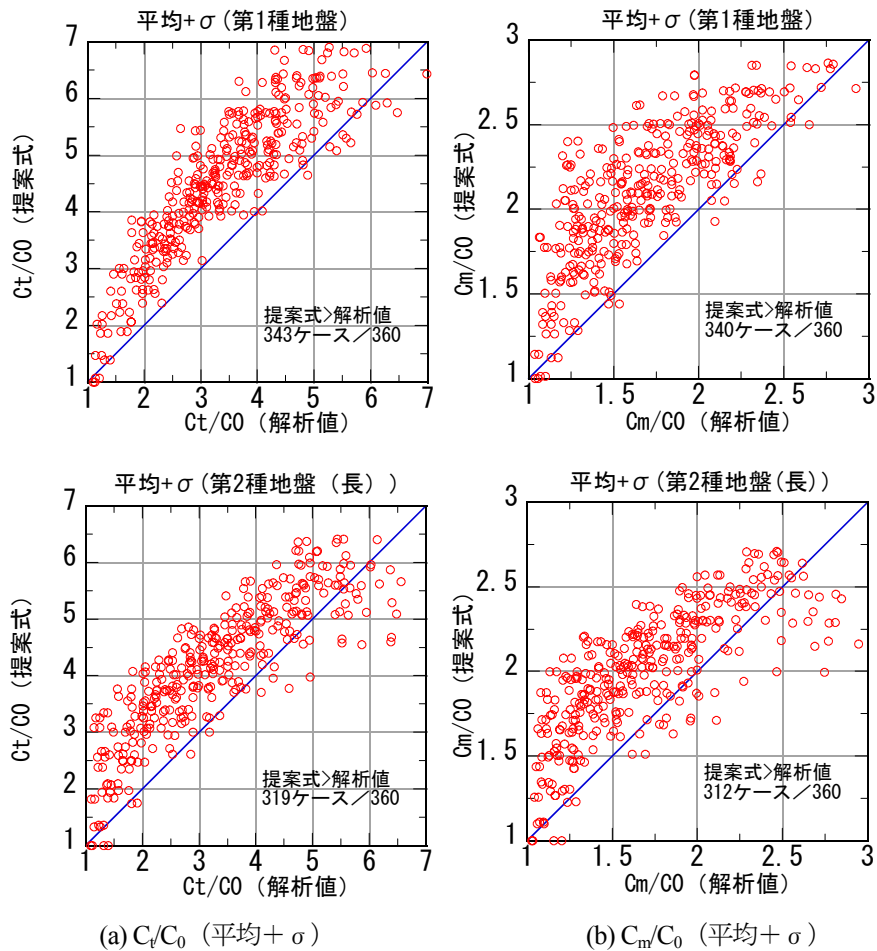


図 4.5-25 設定法 2 第 1 種地盤および第 2 種地盤 (長) における増幅率

よる増幅値を上回る。 C_t/C_0 (平均+ σ)の(提案式)/(解析値)は最小 0.78(解析ケース:n14e4h2i60a03d0、 $T1/T_0=0.187$ 、 $h_{eq}=0.304$ 、 $C_0=0.062$ 、提案式:5.2、解析値:6.7)、最大 2.03(解析ケース:n14e4h3i25a03d0、 $T1/T_0=0.187$ 、 $h_{eq}=0.105$ 、 $C_0=0.177$ 、提案式:3.8、解析値:1.9)であった。

第 1 種地盤および第 2 種地盤 (長) における C_t/C_0 、 C_m/C_0 の解析結果と(4.5-40)および(4.5-41)式で示した増幅率との比較を図 4.5-25 に示す。第 1 種地盤の結果において、提案式が解析結果を上回るケースは、 C_t/C_0 で 95%、 C_m/C_0 で 94%であった。大部分のケースで提案式は解析結果に対して安全側の評価となっている。また、第 2 種地盤 (長) の場合においても、 C_t/C_0 で 89%、 C_m/C_0 で 87%のケースで提案式の値が解析結果の増幅率を上回る結果であった。

上部構造の最上階の地震層せん断力係数 C_t 、中間階の地震層せん断力係数 C_m を設定法 2 に基づいて求めた。告示 2009 号による免震層の応答変位を用いた場合と時刻歴応答解析による免震層最大変位を用いた場合との比較を図 4.5-26 に示す。それぞれ図の横軸は時刻歴応答解析の値、縦軸は設定法 2 による増幅率を式(4.5-40)および(4.5-41)式を用いて算出し、左図は告示 2009 号による免震層の応答変位を用いて算出した場合、右図は時刻歴応答解析による免震層変位を用いた場合である。右図に対して左図は点のばらつきがやや大きくなる傾向にある。

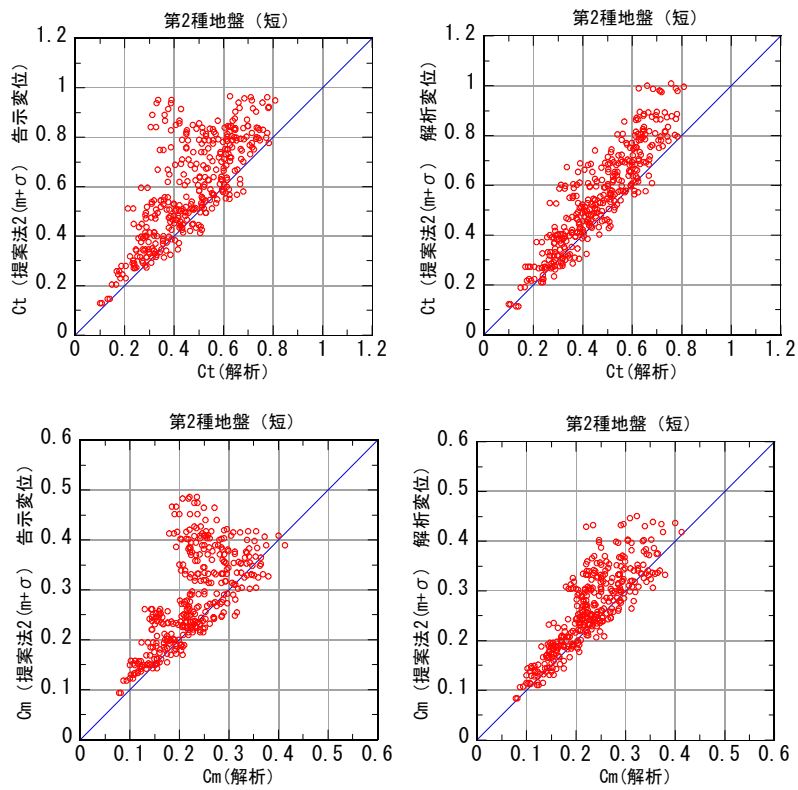


図 4.5-26 設定法 2 による C_t および C_m 免震層変位算定法による違い
(左：告示 2009 号、右：時刻歴解析)

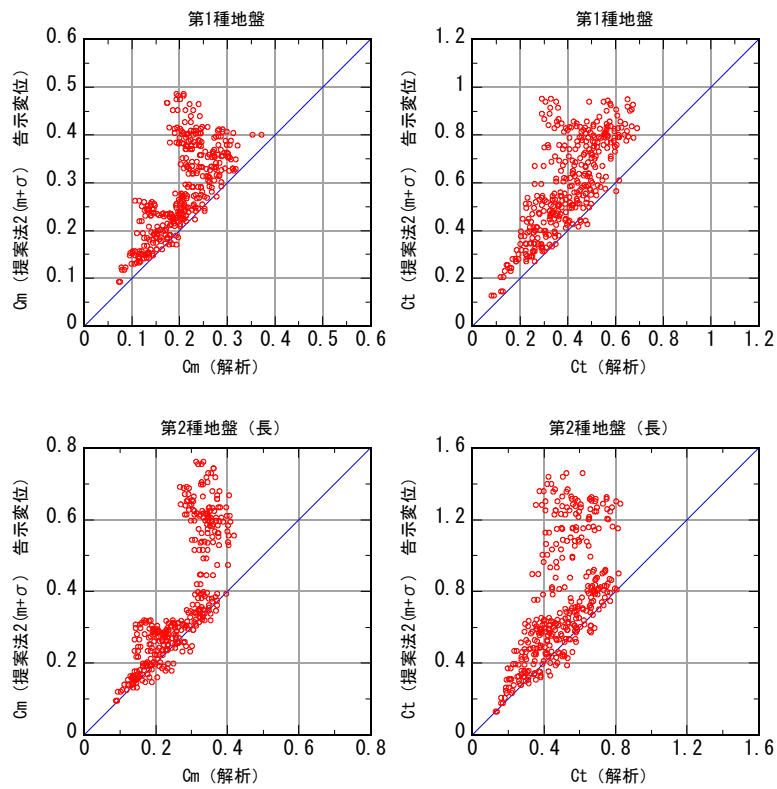


図 4.5-27 告示 2009 号による変位を用いた設定法 2 の C_t と C_m (第 1 種地盤、第 2 種地盤 (長))

第1種地盤および第2種地盤（長）の場合における上部構造の最上階の地震層せん断力係数 C_t および中間階の地震層せん断力係数 C_m を、告示2009号の方法により求めた免震層の応答変位をもとに設定法2の(4-5-40)式および(4-5-41)式により算出した。図4.5-27に示す。告示2009号による免震層の応答変位、地震層せん断力係数ならびに(4-5-40)式の増幅率より求めた頂部の地震層せん断力係数 C_t が解析結果の C_t の1.5倍を超えるケース数を表4.5-6に示す。これらより、免震層の接線周期 T_2 が2.5sと短く、かつ免震層の降伏せん断力係数 C_y が小さい場合に、(4-5-40)式から算出される C_t が解析値に対して1.5倍以上大きな値となっている。さらに表4.5-6(b)の色つき部のケース（告示2009号から求めた免震層変位による C_t が解析結果 C_t の1.5倍を超える場合で $T_2=2.5s$ 、 $C_y=0.03$ および 0.05 の場合）における C_0 （告示）/ C_0 （解析）と C_t （告示）/ C_t （解析）の関係を図4.3-28に示す。図4.3-28より上記のケースでは、告示2009号で算出された免震層の応答変位が時刻歴応答解析の最大変位の1.8倍程度となっている場合があり、これらでは免震層の応答変位評価の段階で安全側に評価されている。

表4.5-6 設定法2で告示2009号の免震層変位による C_t が解析結果 C_t の1.5倍を超えるケース数

(b)第1種地盤

$C_t(\text{告示})/C_t(\text{解析}) > 1.5$		$C_y(\text{免震層降伏せん断力係数})$			
		0.03	0.05	0.07	0.1
T_2 (s)	2.5	27	29	22	17
	4	24	6	5	5
	6	6	2	2	3

(b)第2種地盤（短）

$C_t(\text{告示})/C_t(\text{解析}) > 1.5$		$C_y(\text{免震層降伏せん断力係数})$			
		0.03	0.05	0.07	0.1
T_2 (s)	2.5	25	22	5	2
	4	12	0	1	1
	6	0	1	0	2

(c)第2種地盤（長）

$C_t(\text{告示})/C_t(\text{解析}) > 1.5$		$C_y(\text{免震層降伏せん断力係数})$			
		0.03	0.05	0.07	0.1
T_2 (s)	2.5	27	28	30	28
	4	24	8	3	1
	6	0	0	1	1

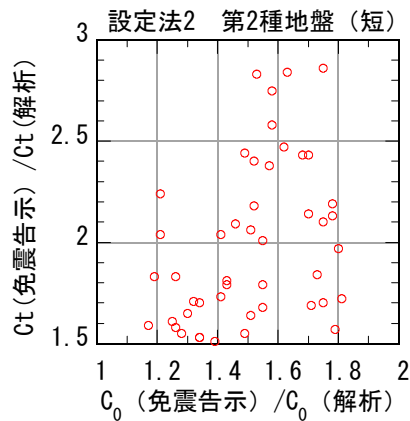


図 4.3-28 告示 2009 号の免震層変位による C_t が解析結果 C_t の 1.5 倍を超える場合で T_2 (免震層の 2 次剛性周期) = 2.5s、 C_y (免震層の降伏せん断力係数) = 0.03 および 0.05 の場合の C_0 (告示) / C_0 (解析) と C_t (告示) / C_t (解析) の関係

(2) 設定法 3

設定法 2 と同様に、設定法 3 においてもデータのばらつきを考慮した平面の定式化を行った。前節の表 4.5-5 で示した区分ごとの h_{eq} 、 C_f/C_0 (平均+ σ : 標準偏差) および C_m/C_0 (平均+ σ : 標準偏差) を用いて、 C_f/C_0 および C_m/C_0 の平面回帰を実施した。回帰計算より (4.5-42) 式および (4.5-43) 式が得られた。

$$C_f/C_0 (m+\sigma) \quad \beta_f=0.40T_0+9.7 h_{eq}+1.3 \quad (4.5-42)$$

$$C_m/C_0 (m+\sigma) \quad \beta_m=0.13T_0+3.1 h_{eq}+1.1 \quad (4.5-43)$$

ただし、 β_f および β_m の値が 1.0 以下の時は、1.0 とする。

(4.5-42) 式および (4.5-43) 式で表した平面と C_f/C_0 および C_m/C_0 の区分ごとのデータとの対応を図 4.5-29 に示す。図中の黒丸の点は C_f/C_0 (平均+ σ) のデータを、赤い四角の点は C_m/C_0 (平均+ σ) のデータを示す。各々の点群は、(4.5-42) 式および (4.5-43) 式で表された平面のごく近傍に存在していることがわかる。

図 4.5-30 に (4.5-42) 式および (4.5-43) 式で示す平面と応答結果による増幅率との比較を示す。図中の点は解析結果から求めた増幅率である。(4.5-42) 式および (4.5-43) 式で表される平面が応答結果を表す点群の上方に位置していることがわかる。

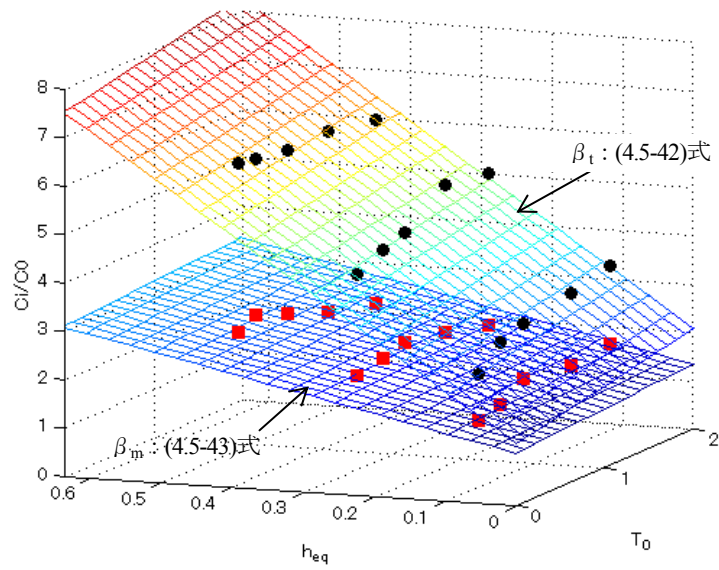


図 4.5-29 設定法 3 に基づいた増幅率（ばらつき考慮）と解析値から求めた統計データの関係
 （点は解析応答結果統計値、ワイヤーメッシュ平面は(4.5-42)式および(4.5-43)式を示す）

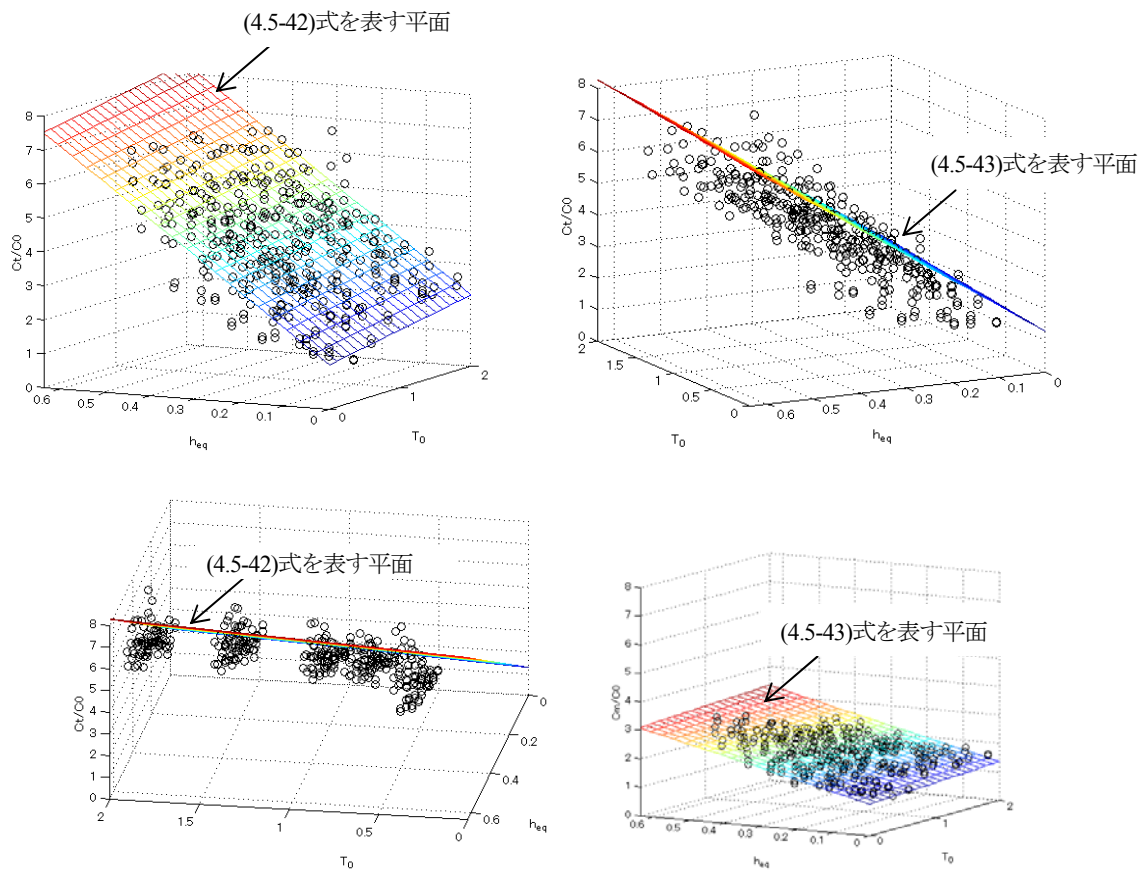


図 4.5-30 解析結果増幅率と設定法 3 の提案式との比較（第 2 種地盤（短）全解析データ）

設定法3に基づいた(4.5-42)式および(4.5-43)式の増幅率と応答解析による増幅率との比較を図4.5-31に示す。提案式(4.5-42)による最上階の増幅率 C_t/C_0 が解析結果から求めた増幅率を上回るケースは全360ケース中303ケースであり、全体の84%に相当する。また、提案式(4.5-43)による中間階の増幅率 C_m/C_0 が解析結果の増幅率を上回るケースは全360ケース中289ケースであり、全体の80%に相当する。4-5-2項で提案した平均データを用いた場合と比較し、ばらつきを考慮した平面回帰式では、解析値の増幅率を上回るケースが全360ケースのうち、 C_t/C_0 では、189ケースから303ケースに、 C_m/C_0 は、201ケースから289ケースに増加した。

図4.5-31で示した解析ケースは、第2種地盤（短）の場合であった。第1種地盤および第2種地盤（長）の解析ケースにおいて、設定法3のばらつきを考慮した(4.5-42)式および(4.5-43)式による増幅率と解析結果による増幅率との比較を図4.5-32に示す。第2種地盤（短）の場合と同様に、(4.5-42)式および(4.5-43)式の定式化においてばらつきを考慮したデータを用いたことにより、平均データを用いた提案式(4.5-40)および式(4.5-41)よりも解析値の増幅率を上回るケースが増加している。

4-5-2 および 4-5-3 項にて提案した増幅率の平面回帰式が解析値の増幅率を上回る解析ケース数と割合を表4.5-7に示す。設定法2および設定法3ともに本節で示す平均+ σ の増幅率に基づいた回帰式は、前節で示した平均に基づいた増幅率による回帰式よりも解析値の増幅率を上回る割合が高くなっている。

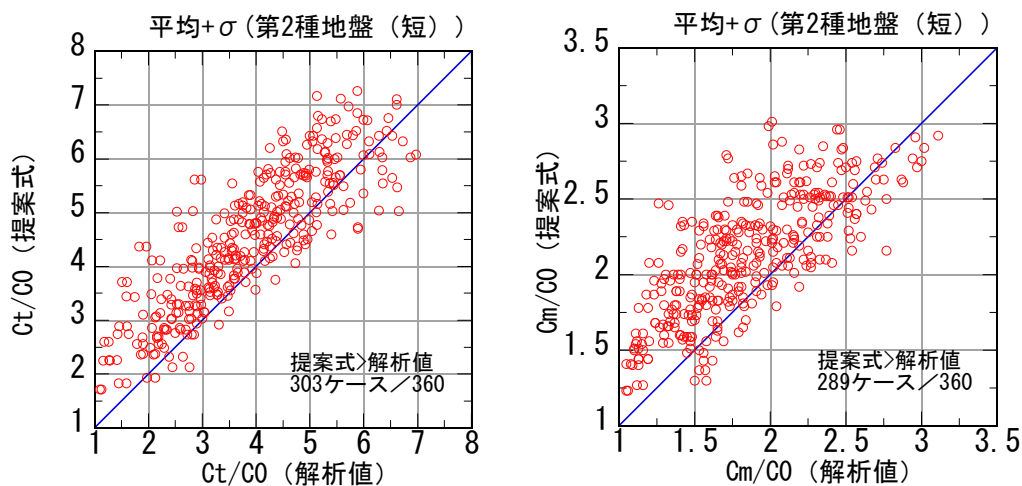


図4.5-31 設定法3における増幅率の解析値と提案式の比較

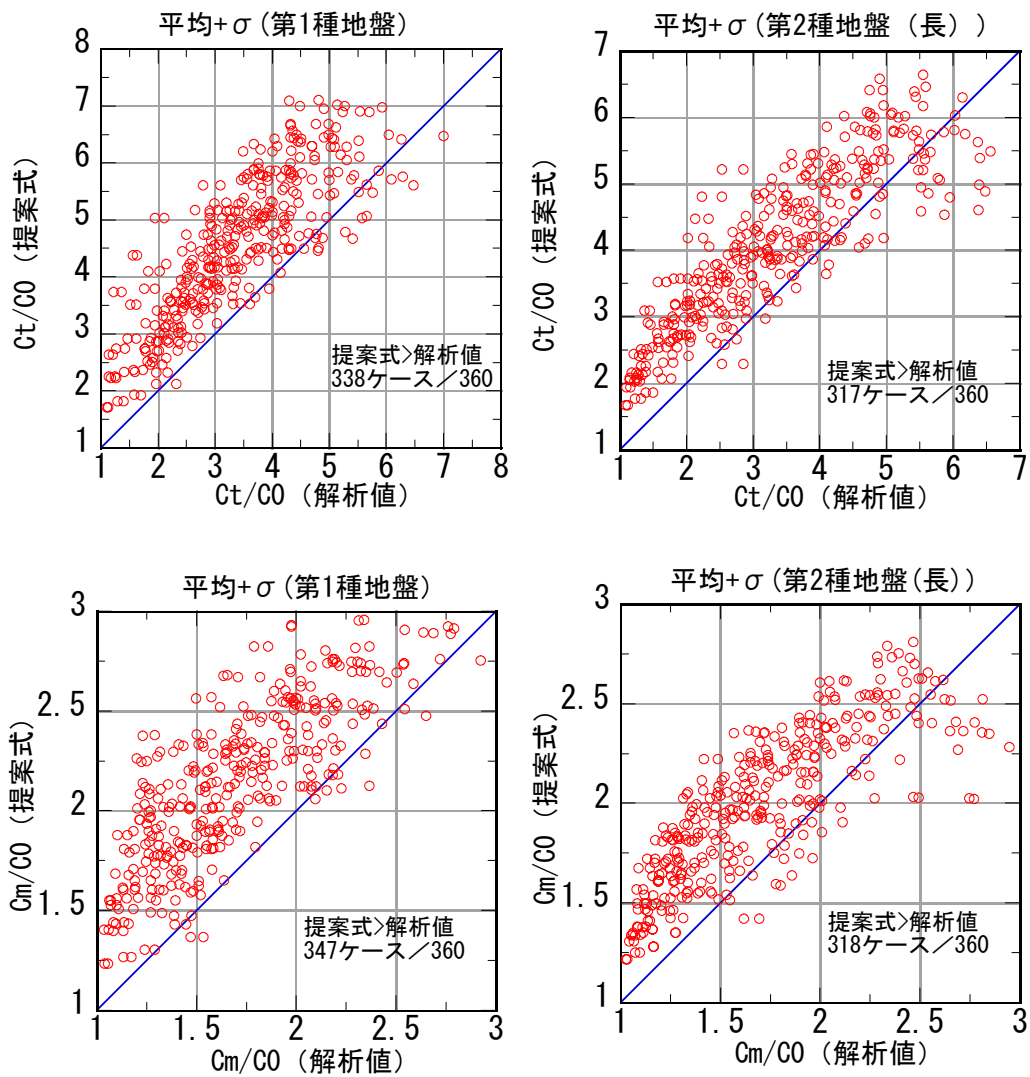


図 4.5-32 設定法 3 第 1 種地盤および第 2 種地盤（長）における増幅率

表 4.5-7 提案式が解析値を上回る解析ケース数と割合

	地盤	C_t/C_0		C_m/C_0	
		(平均+ σ)	(平均)	(平均+ σ)	(平均)
設定法 2	第 1 種	343 (95%)	290 (81%)	340 (94%)	245 (68%)
	第 2 種短	306 (85%)	170 (47%)	284 (79%)	156 (43%)
	第 2 種長	319 (89%)	241 (67%)	312 (87%)	203 (56%)
設定法 3	第 1 種	338 (94%)	298 (83%)	347 (96%)	276 (77%)
	第 2 種短	303 (84%)	189 (53%)	289 (80%)	201 (56%)
	第 2 種長	317 (88%)	250 (69%)	318 (88%)	233 (65%)

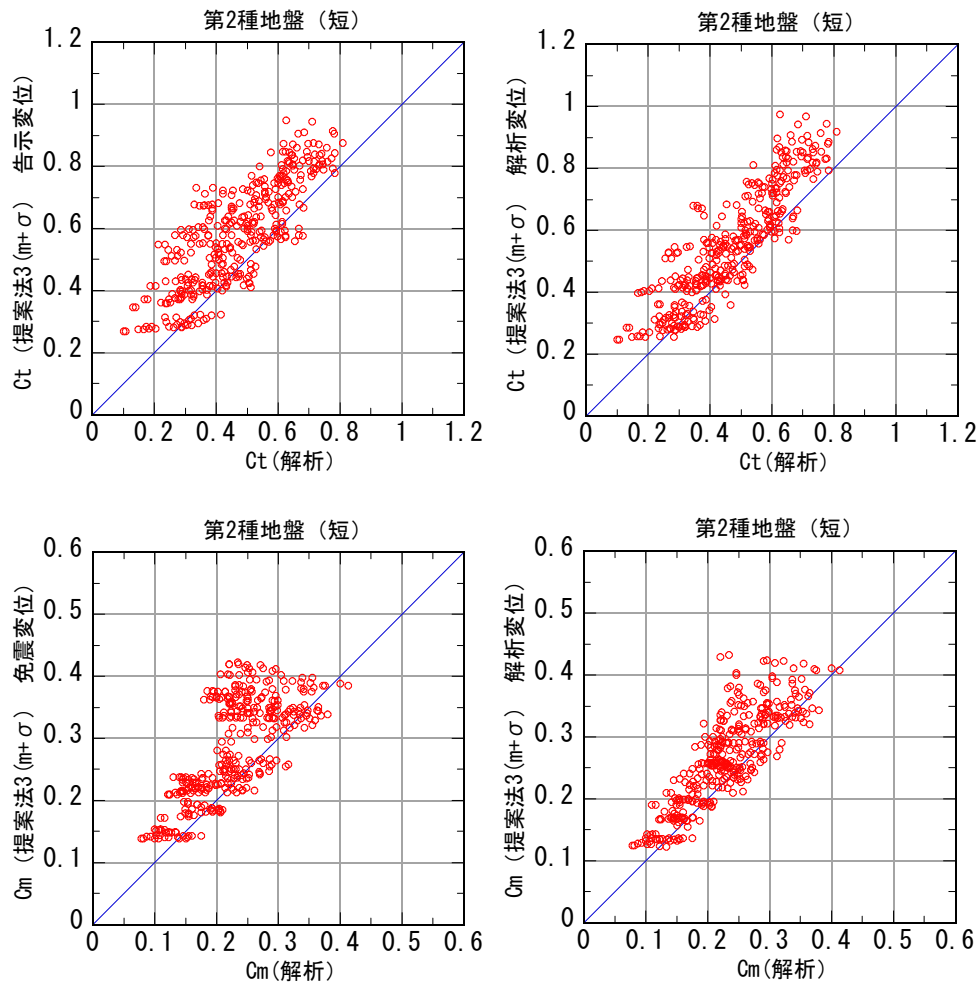


図 4.5-33 設定法 3 による C_t および C_m 免震層変位算定法による違い

(左：告示 2009 号、右：時刻歴解析)

頂部の地震層せん断力係数 (C_t) および中間階の地震層せん断力係数 (C_m) について、横軸に解析結果、縦軸に設定法 3 のばらつきを考慮した増幅率提案式から算出した地震層せん断力係数を図 4.5-33 に示す。左側の図は告示 2009 号から求めた免震層応答変位から算出した増幅率(4.5-42)式および(4.5-43)式を用いた場合、右側の図は時刻歴応答解析の最大変位による増幅率を用いた場合である。左側と右側で点の分布は大きく異なっていないことが認められる。図 4.5-26 の設定法 2 と比較すると、設定法 3 の方がデータのばらつきが小さく、右肩上がりの分布となっている。図 4.5-34 は、第 1 種地盤および第 2 種地盤 (長) のケースで免震層変位、免震層の最大地震層せん断力係数を告示 2009 号から算出して求めた C_t および C_m を縦軸に、解析結果の C_t および C_m を横軸とした図である。第 1 種地盤の C_m および C_t 、第 2 種地盤 (長) の C_t ともに点の分布は右肩上がりの傾向となっている。第 2 種地盤 (長) の C_m においても、ほとんどのデータが青線よりも上に位置しており、提案式は解析結果に対して安全側の評価となっている。告示 2009 号による免震層の応答変位、地震層せん断力係数ならびに(4.5-42)式の増幅率より求めた頂部の地震層せん断力係数 C_t が解析結果の C_t の 1.5 倍を超える

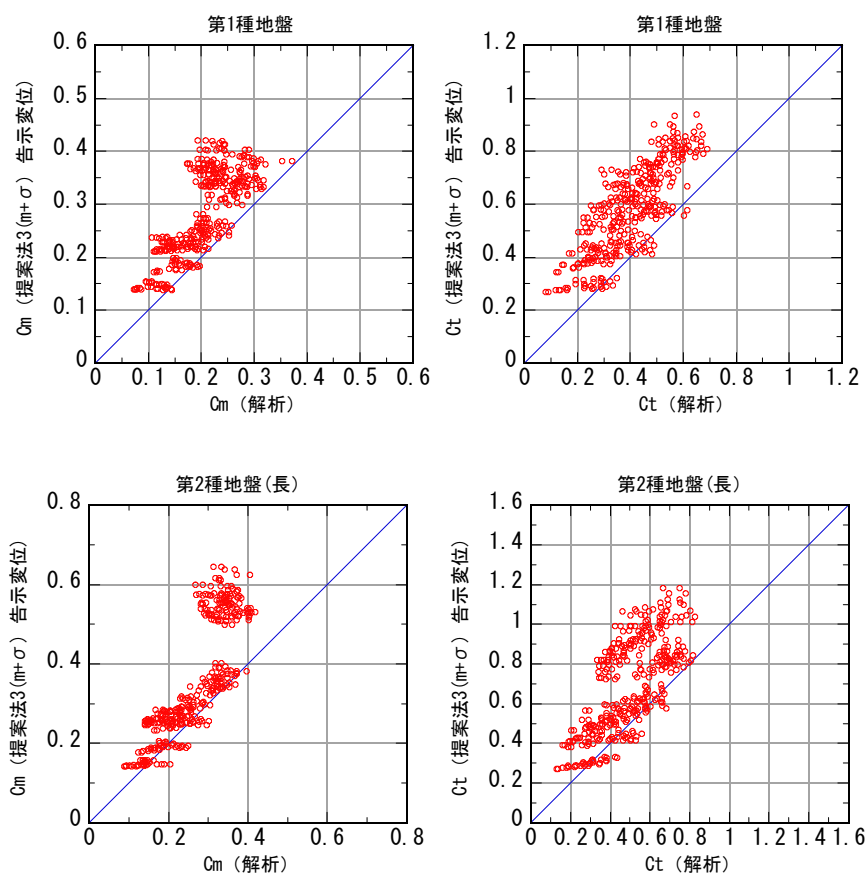


図 4.5-34 告示 2009 号による変位を用いた設定法 3 の Ct と Cm (第 1 種地盤、第 2 種地盤長)

ケース数を表 4.5-8 に示す。これらより、免震層の接線周期 T_2 が 2.5s と短く、かつ免震層の降伏せん断力係数 C_y が小さい場合に、(4.5-42)式から算出される Ct が解析値に対して 1.5 倍以上大きな値となる傾向にあることがわかる。

表 4.5-9 に図 4.5-26 (設定法 2、第 2 種地盤 (短)) および図 4.5-33 (設定法 3、第 2 種地盤 (短)) における解析結果の Ct および Cm と設定法で求めた値との相関係数を示す。時刻歴応答解析の変位を用いた場合では設定法 2 および 3 とほぼ同程度の値となっている。一方、告示 2009 号による変位を用いた場合では、設定法 3 の方が Ct および Cm とともに相関係数が大きい。

表 4.5-8 設定法 3 で告示 2009 号の免震層変位から求めた C_t が解析 C_t の 1.5 倍を超えるケース数

(b)第 1 種地盤

$C_t(\text{告示})/C_t(\text{解析}) > 1.5$		C_y			
		0.03	0.05	0.07	0.1
T2 (s)	2.5	30	23	15	14
	4	21	8	8	12
	6	10	5	7	11

(b)第 2 種地盤 (短)

$C_t(\text{告示})/C_t(\text{解析}) > 1.5$		C_y			
		0.03	0.05	0.07	0.1
T2 (s)	2.5	26	9	3	2
	4	9	3	2	2
	6	6	2	2	2

(c)第 2 種地盤 (長)

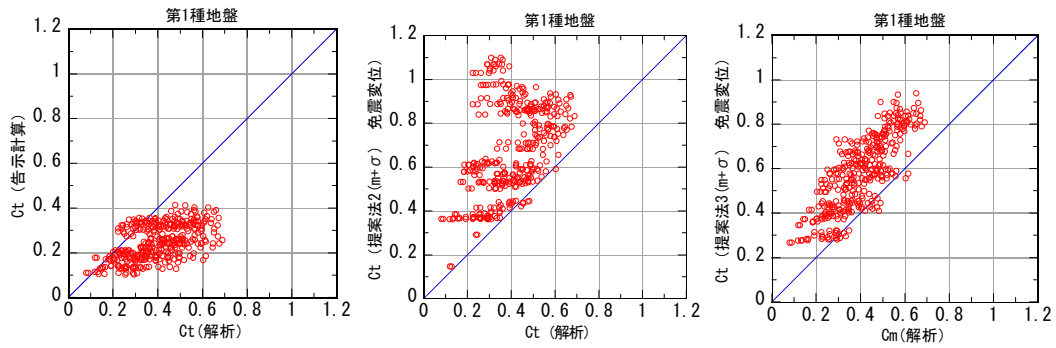
$C_t(\text{告示})/C_t(\text{解析}) > 1.5$		C_y			
		0.03	0.05	0.07	0.1
T2 (s)	2.5	29	30	30	17
	4	14	8	4	2
	6	5	3	2	2

表 4.5-9 設定法による C_t , C_m と時刻歴解析結果による C_t , C_m との相関係数

	時刻歴解析変位使用		告示変位使用	
	C_t	C_m	C_t	C_m
設定法 2	0.900	0.839	0.745	0.646
設定法 3	0.881	0.840	0.815	0.709

告示 2009 号ならびに応答変位を用いた設定法 2 および 3 (ばらつき考慮時) による最上階の地震層せん断力係数 C_t を縦軸に、時刻歴解析結果の C_t を横軸として図 4.5-35 に示す。告示 2009 号による値は、ほとんどの場合で解析結果の値を下回る結果となった。一方、本節で提案した設定法 2 および 3 ともにほとんどのケースで解析結果を上回る値となっている。また、設定法 3 のばらつきが設定法 2 よりも小さくなっていることがわかる。

設定法 2 および 3 において、免震層変位を告示 2009 号による値から算出した最上階の地震層せん断力係数 $C_t (m+\sigma)$ を図 4.5-36 に示す。図中の○は設定法で求めた値が解析結果の値以上となる場合、●は設定法による値が解析結果を下回る場合である。図(a)の設定法 2 の場合では、●のほとんどが

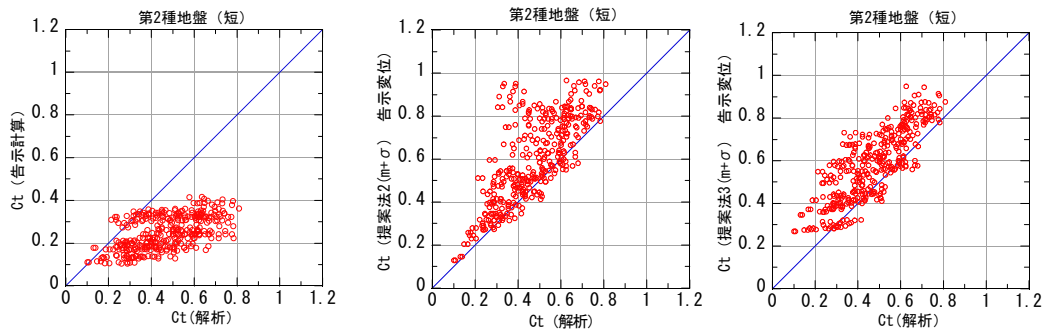


(a)告示 2009 号

(b)設定法 2

(c)設定法 3

(i) 第 1 種地盤

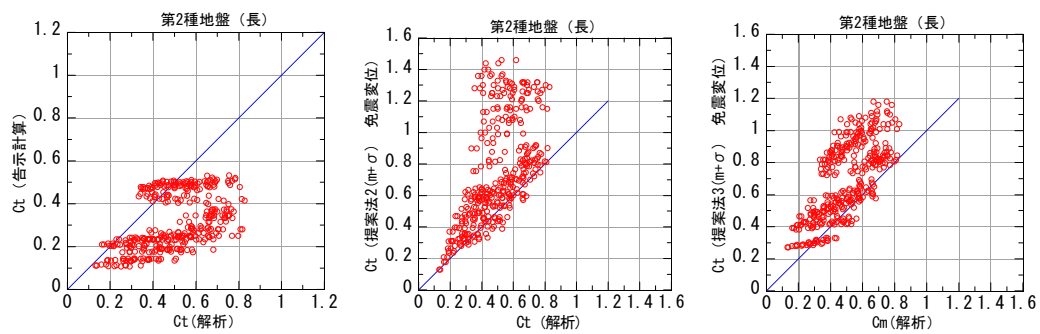


(a)告示 2009 号

(b) 設定法 2

(c) 設定法 3

(ii) 第 2 種地盤 (短)



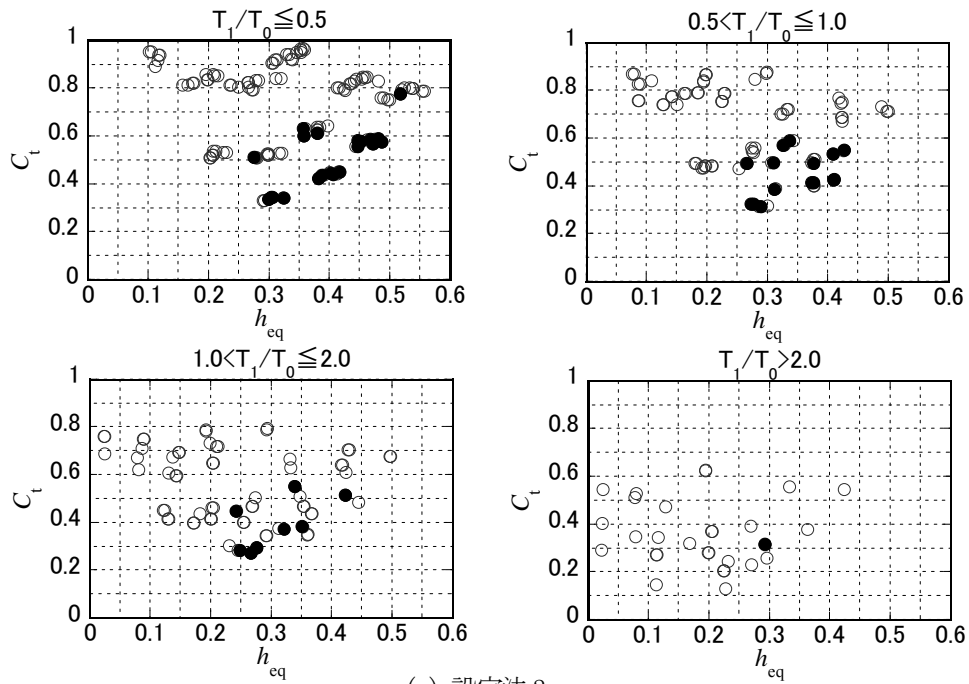
(a)告示 2009 号

(b)設定法 2

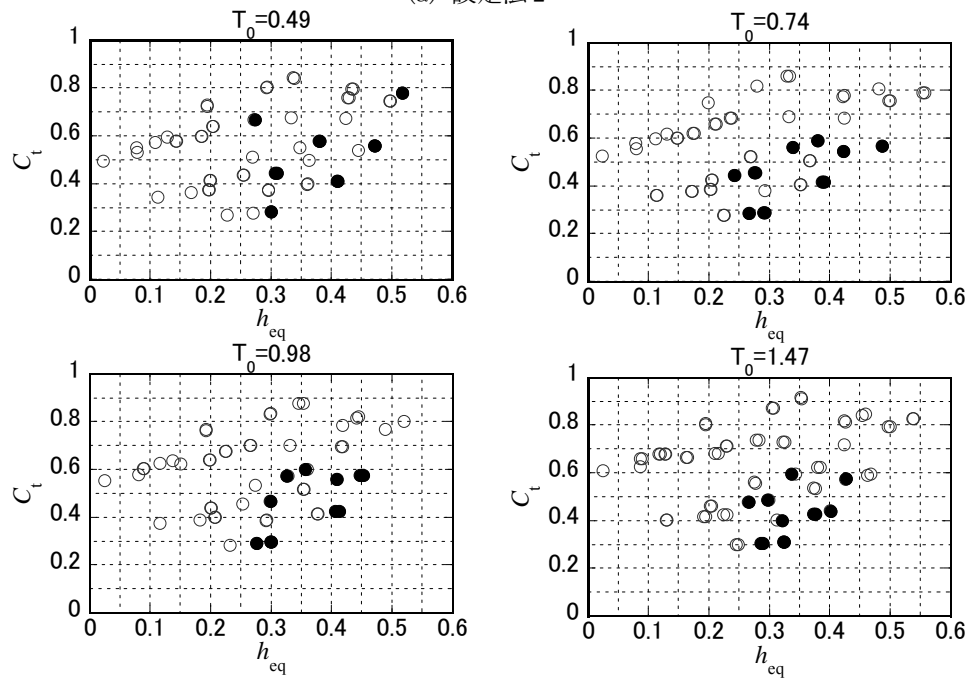
(c)設定法 3

(iii) 第 2 種地盤 (長)

図 4.5-35 最上階の地震層せん断力係数 C_t



(a) 設定法 2



(b) 設定法 3

図 4.5-36 最上階の地震層せん断力係数 C_t ($m+\sigma$) (免震層変位：告示 2009 号)

T_1/T_0 が2以下であり、 C_t が0.6より小さい領域に集中して分布している。図(b)の設定法3では、各 T_0 において●が分布しているものの、図(a)と同様に C_t が0.7より小さい領域に分布している。提案式の C_t が解析値を下回る場合における解析パラメータを表4.5-10に示す。免震層の弾性接線周期 T_1 が6.0sの場合におけるケースで設定法による値が解析値を下回るケースが多くなっている。また、設定法3では免震層降伏変位が0.1cmの場合でも解析値を下回るケースが多くなっていることがわかる。

表 4.5-10 提案式の C_t (免震層変位：告示2009号) が
解析結果の C_t を下回る場合における解析パラメータ (第2種地盤 (短))

(a) 設定法2 45/360 ケース

階数		上部構造固有周期		上部構造減衰		免震層降伏せん断力係数	
特性値	ケース数	特性値	ケース数	特性値	ケース数	特性値	ケース数
7層	15	0.02H	14	2%	40	0.03W	10
14層	30	0.03H	21	3%	5	0.05W	17
		0.04H	10			0.07W	17
						0.1W	1

免震層降伏変位		免震層 弾性接線周期	
特性値	ケース数	特性値	ケース数
0.1cm	21	2.5s	0
1cm	19	4.0s	10
3cm	5	6.0s	35

(b) 設定法3 53/360 ケース

階数		上部構造固有周期		上部構造減衰		免震層降伏せん断力係数	
特性値	ケース数	特性値	ケース数	特性値	ケース数	特性値	ケース数
7層	23	0.02H	22	2%	38	0.03W	15
14層	30	0.03H	24	3%	15	0.05W	20
		0.04H	7			0.07W	17
						0.1W	1

免震層降伏変位		免震層 弾性接線周期	
特性値	ケース数	特性値	ケース数
0.1cm	34	2.5s	1
1cm	18	4.0s	15
3cm	1	6.0s	37

4-5-4 パラメータが変動したときの影響

4-5-3 項で示した設定法2 および3において平均値からのばらつきを考慮した平面回帰式において、環境や経年等による解析パラメータの変化が増幅率 β にどの程度影響を与えるかを評価した。解析事例として、ここでは以下の場合を考える。

=解析条件=

7階建ての免震建築物を想定する。

$T_0=0.49s$ 、免震層の降伏せん断力係数 $\alpha_y=0.05$ 、降伏変位 $0.1cm$ 、 $T_1/T_0=1.83$ 、 $T_2=4.0s$

このとき、免震層の最大応答変位 $D_{max}=0.25m$ 、 $h_{eq}=0.256$

免震材料の構成は、LRBからなるものとする。

表2.3-40より 免震層の復元力の変動は、

切片荷重：	+	側	1.44 倍	-	側	0.69 倍
2次剛性：	+	側	1.31 倍	-	側	0.70 倍

ここで、上記の特性変動による h_{eq} の変化を算出する。この際、 D_{max} は $0.25m$ から変化しないと考える。表4.5-11にパラメータ変動と増幅率 β の関係を示す。 β_t は最上階の増幅率、 β_m は中間階の増幅率を示す。免震層復元力の特性変動は $0.7\sim 1.4$ であるが、 β の変化率は設定法2では $0.97\sim 1.14$ 、設定法3では $1.04\sim 1.10$ となった。

表 4.5-11 にパラメータ変動と増幅率 β_t の関係

(a) 設定法2 (平均+標準偏差)

特性変動	種別	T_1 の変化	h_{eq} の変化	変動時の β	β の変化率
+	β_t	0.83	1.16	4.18	1.14
	β_m			2.00	1.09
-	β_t	1.20	1.09	3.57	0.97
	β_m			1.81	0.98

(a) 設定法3 (平均+標準偏差)

特性変動	種別	h_{eq} の変化	変動時の β	β の変化率
+	β_t	1.16	4.38	1.10
	β_m		2.08	1.07
-	β_t	1.09	4.21	1.06
	β_m		2.03	1.04

4-5-5 3層、5層、20層モデルの検討

前節までの検討は、7層および14階モデルによるものであった。本節では、3層、5層および20層の建物モデルに対して、設定法2および設定法3による地震層せん断力係数を算出し、時刻歴応答解析結果との比較を行う。応答解析の入力地震動は3-2節で示した第2種地盤（短）とした。

時刻歴応答解析結果の免震層変位を用いた設定法2および3の増幅率を図4.5-37および4.5-38に示す。図(a)で示す平均を用いた評価は、図(b)で示す平均+ σ に対してよりも解析値よりも大きく評価する解析ケースが多い。 C_t/C_o （最上階の地震層せん断力係数増幅率）は、図4.5-37の設定法2の方が設定法3よりもばらつきが小さく、解析値の増幅率との差が小さいことがわかる。

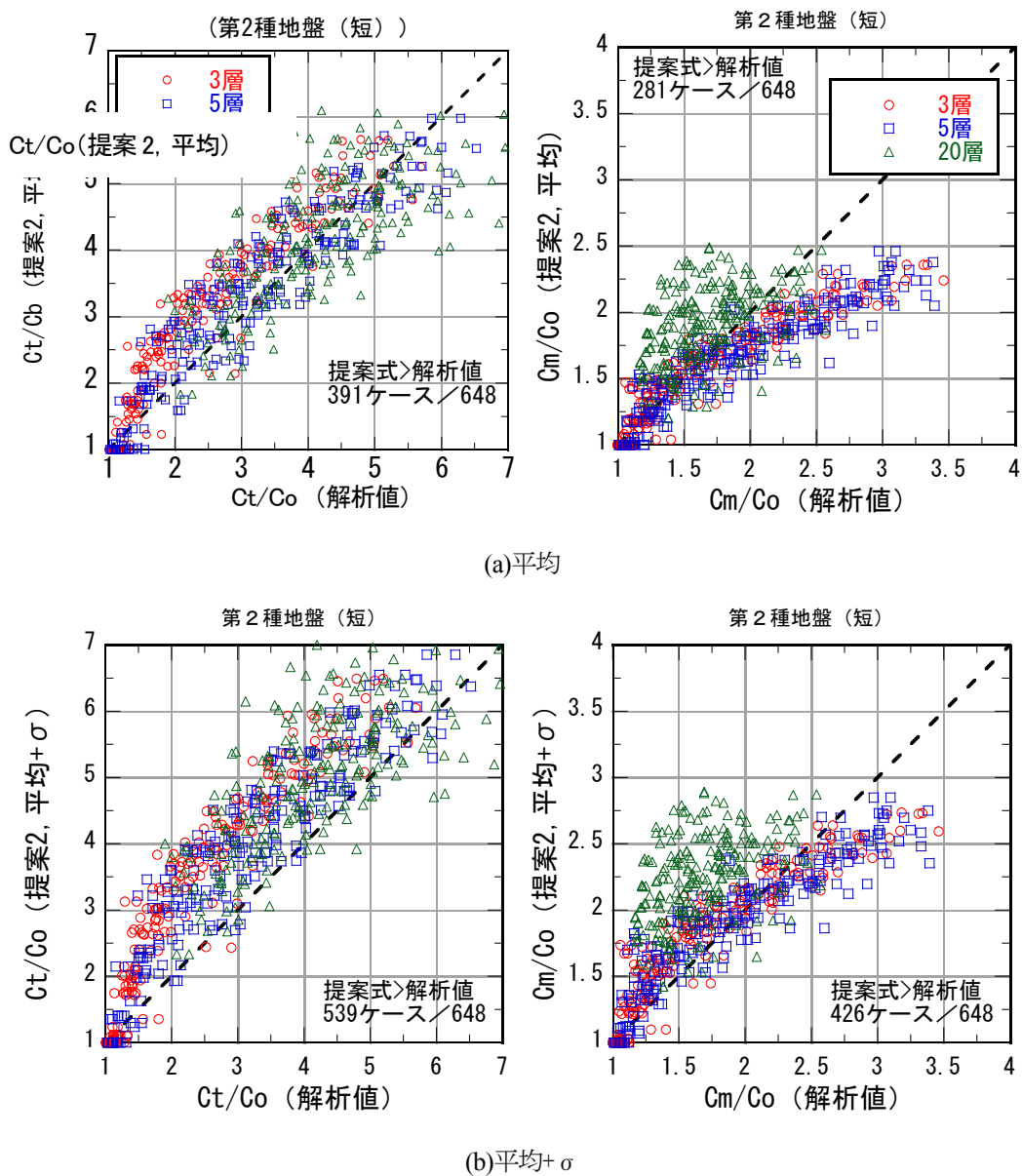


図 4.5-37 時刻歴応答解析変位を用いた設定法2の増幅率

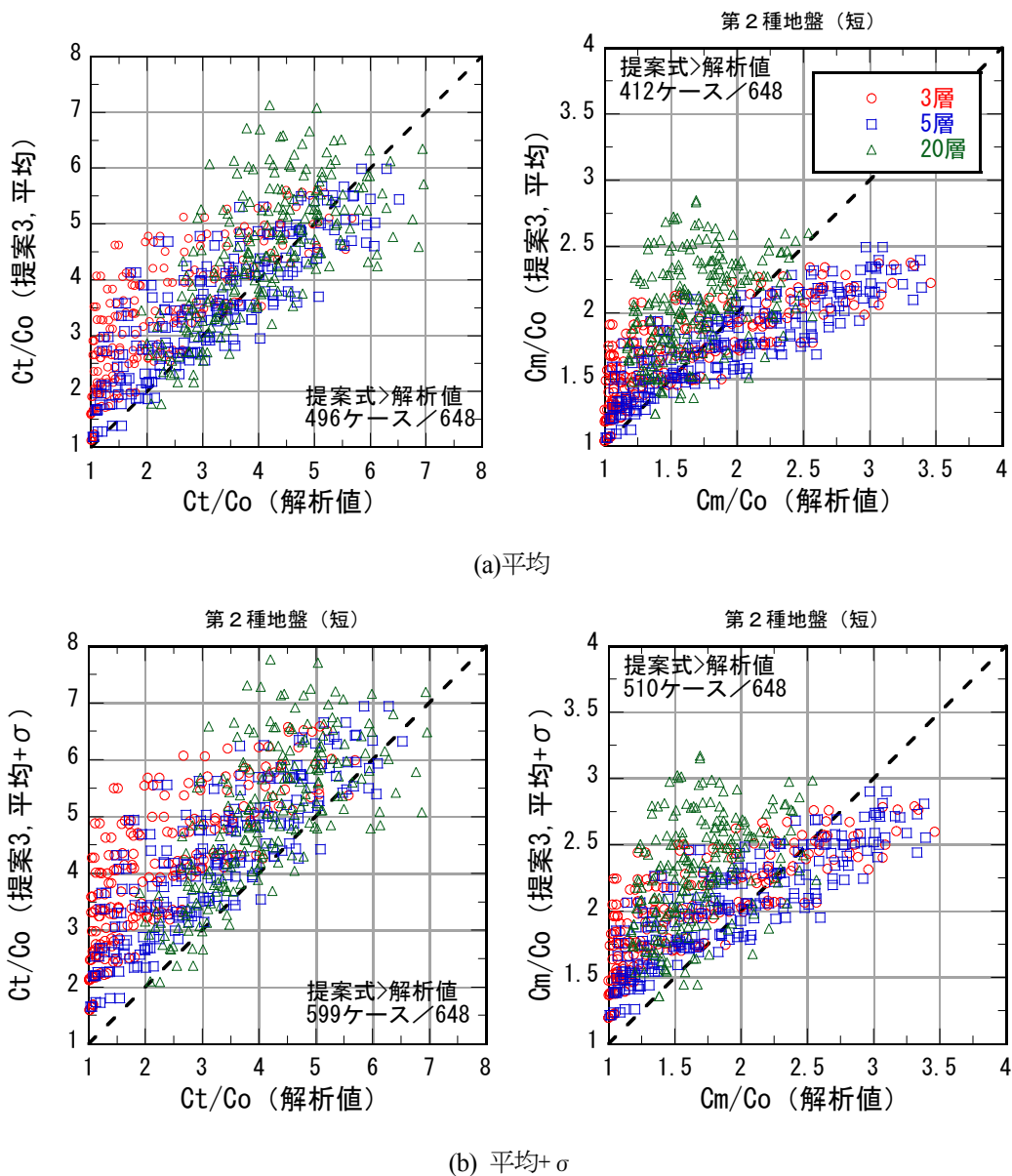
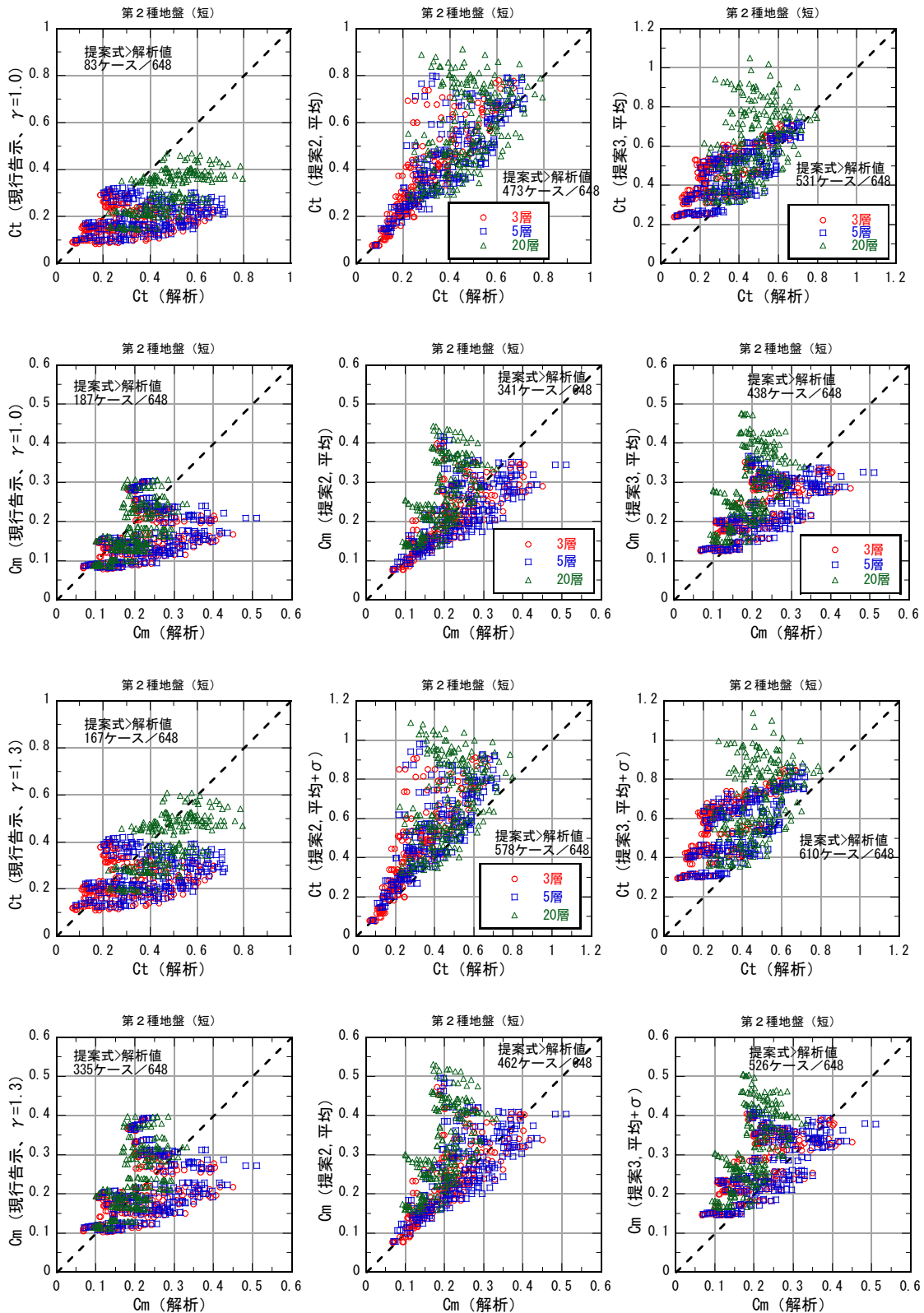


図 4.5-38 時刻歴応答解析変形を用いた設定法 3 の増幅率

C_m/C_o (中間階の地震層せん断力係数増幅率) は、設定法 2 および設定法 3 とともに、3 層および 5 層では解析結果の増幅率に対してやや過小に、20 層では過大評価となる傾向にある。ただし、平均+ σ による評価では、解析値に対して安全側の評価となるケースが平均による評価式を用いた場合よりも多くなっている。

告示 2009 号による免震層応答変位を用いた地震層せん断力係数を図 4.5-39 に示す。図中の横軸は時刻歴応答解析結果の地震層せん断力係数である。図(a)の縦軸は告示 2009 号の手法で求めた地震層せん断力係数であり、免震層特性のばらつき等を表す係数 γ が 1.0 の場合と 1.3 の場合を示した。告示 2009 号による地震層せん断力係数が解析値よりも大きくなるケースの割合は、 $\gamma=1.0$ において、最上階で全体の 13%、中間階で 29% である。 $\gamma=1.3$ では、解析値よりも大きくなるケースの割合が $\gamma=$



(a) 告示2009号

(b) 設定法2

(c) 設定法3

図 4.5-39 告示2009号の免震層応答変位結果による地震層せん断力係数の算出

1.0 に対して倍程度となった。一方、設定法 2 の場合では、平均に基づく評価式では C_t で 73%、 C_m で 53% が解析結果より大きな値として評価する。平均+ σ による評価式では、 C_t で 89%、 C_m で 71% となっており、安全側評価となるケースの割合が上昇する。設定法 3 では、平均に基づく評価式において C_t で 82%、 C_m で 68% となり、平均+ σ による評価式では C_t で 94%、 C_m で 81% であった。以上より、本節の検討ケースの中で安全側の評価ケースの割合が最も大きくなる地震層せん断力設定法は、設定法 3 の平均+ σ であった。

4-5-6 観測波に対する検討

上部構造の地震層せん断力係数に対する設定法2および設定法3に対して、14層モデルにおける強震動観測波の時刻歴応答解析結果と比較した。入力地震動は、強震動観測波3波（1940 El Centro NS, 1952 Taft EW, 1968 Hachinohe NS）を $V_{max}=50\text{cm/s}$ となるように規準化したものである。

免震層の変形を時刻歴応答解析の最大変形とし、告示2009号の増幅率を用いて上部構造の地震層せん断力係数を求めた場合と時刻歴応答解析の最大地震層せん断力係数とを比較したものを図4.5-40～図4.5-45の左側に示す。また、提案した設定法2および設定法3により地震層せん断力係数を求めたものと時刻歴応答解析結果との比較を図4.5-40～図4.5-45の中列および右列に示す。 C_t は最上階の14階の地震層せん断力係数であり、 C_m は中間階である7階の地震層せん断力係数である。図4.5-40～図4.5-45にて設定法2および設定法3による上部構造の地震層せん断力係数算出時に用いる免震層の応答変形は、時刻歴応答解析の免震層最大変位とした。図4.5-40～図4.5-45の各図中の横軸はいずれの図も時刻歴応答解析の最大値である。図4.5-40～図4.5-45の中列および右列において、上段のグラフ縦軸は平均的な傾向を表現した式（4-5-2項参照）を用いた場合、下段のグラフ縦軸は平均からのばらつきを考慮した式（4-5-3項参照）を用いた場合を示す。

これらの図より、告示2009号により算定した地震層せん断力係数は、時刻歴応答解析の最大地震層せん断力係数に対してやや過小評価となる傾向であることがわかる。一方、地震動の波形によって差はあるが、4-5-2項および4-5-3項で提案した設定法2および設定法3は、時刻歴応答解析結果に対して全体的に安全側の推定傾向になっている。これは、ここでの設定に用いた第2種地盤（短）の地震動の短周期成分が他の地震動と比較して卓越する形になっているためと考えられる。従って、短周期成分の少ない Hachinohe NS の場合には平均的にかなり安全側の推定となっている。

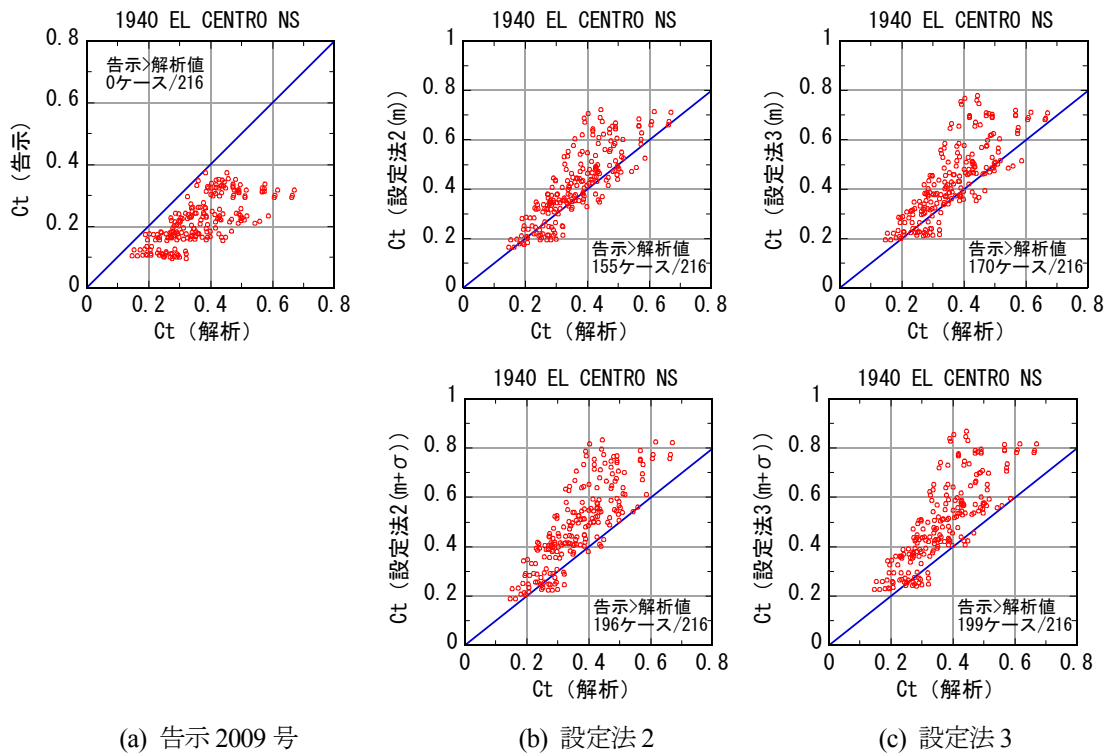


図 4.5-40 最上階層せん断力係数の比較、入力地震動は 1940 El Centro NS 50kine

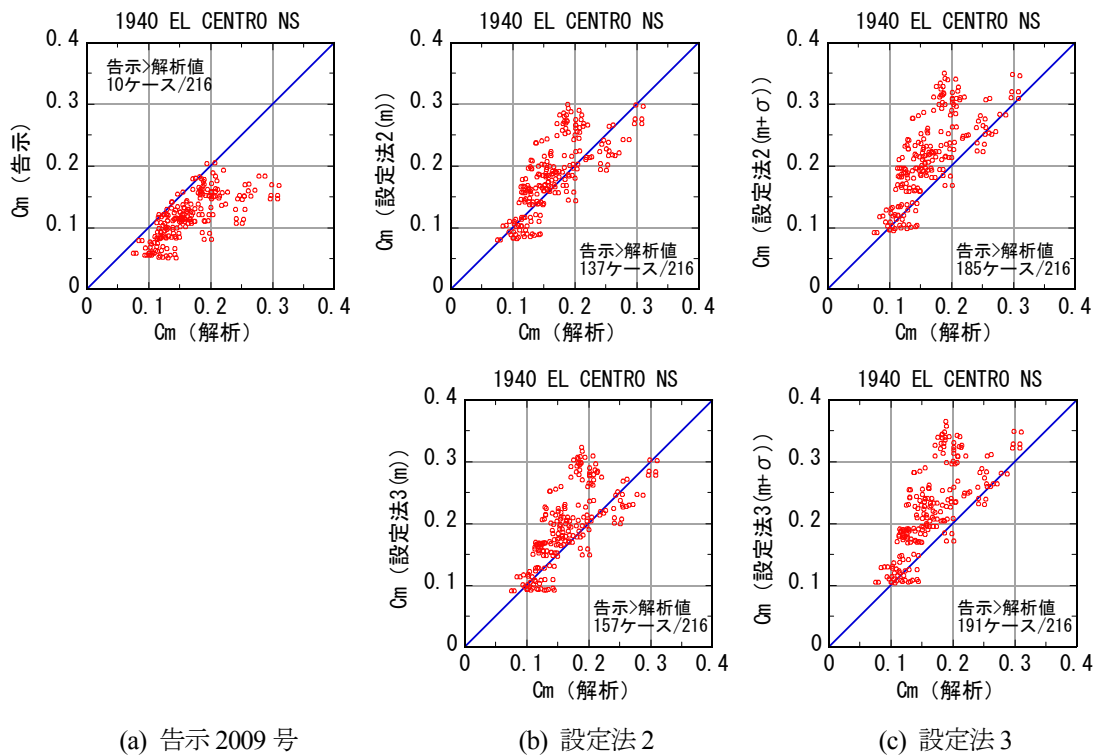


図 4.5-41 中間階層せん断力係数の比較、入力地震動は 1940 El Centro NS、50kine

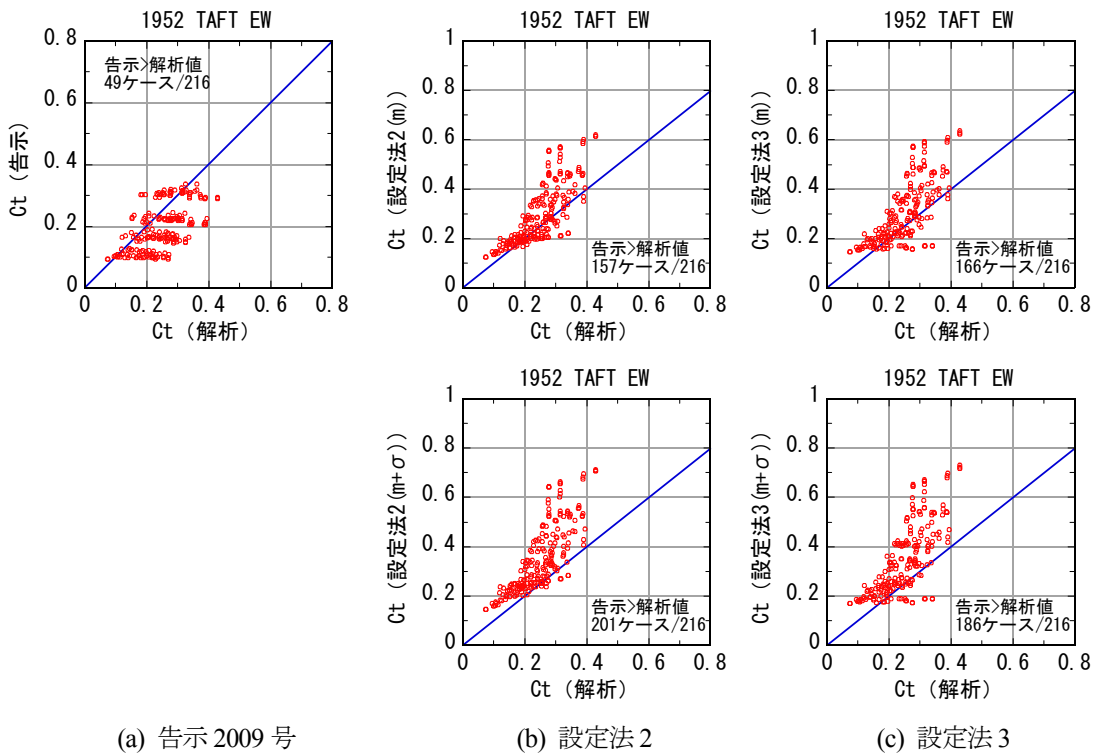


図 4.5-42 最上階層せん断力係数の比較 1952 Taft EW、50kine

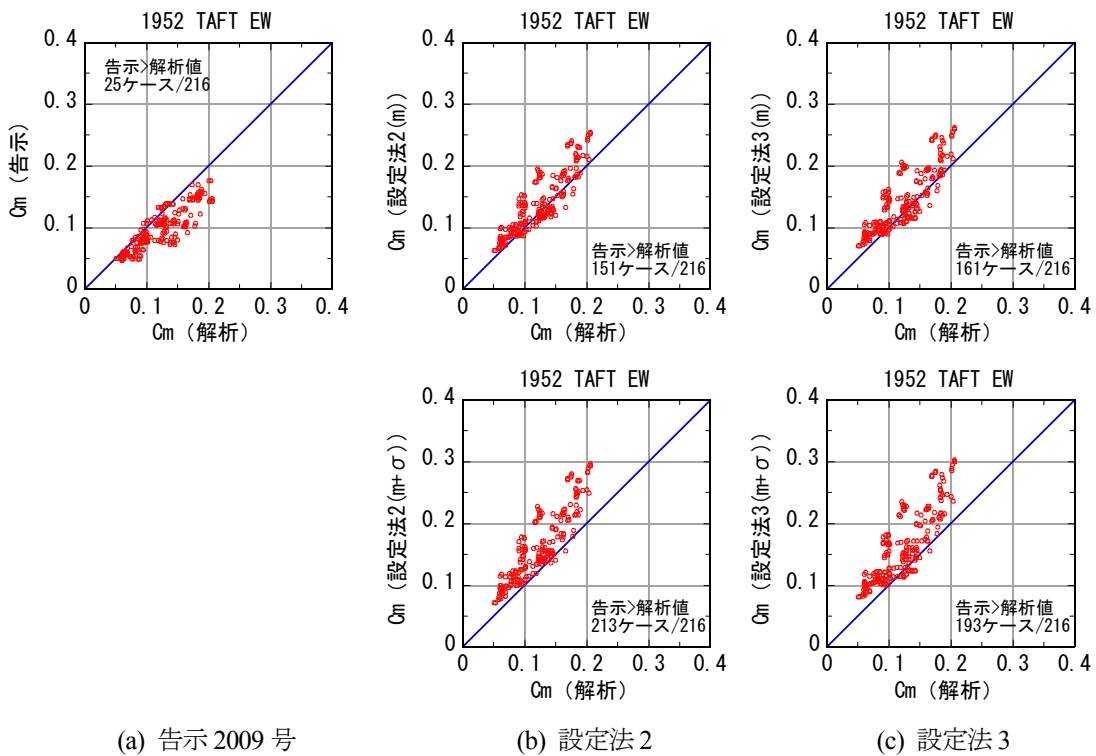


図 4.5-43 中間階層せん断力係数の比較 1952 Taft EW、50kine

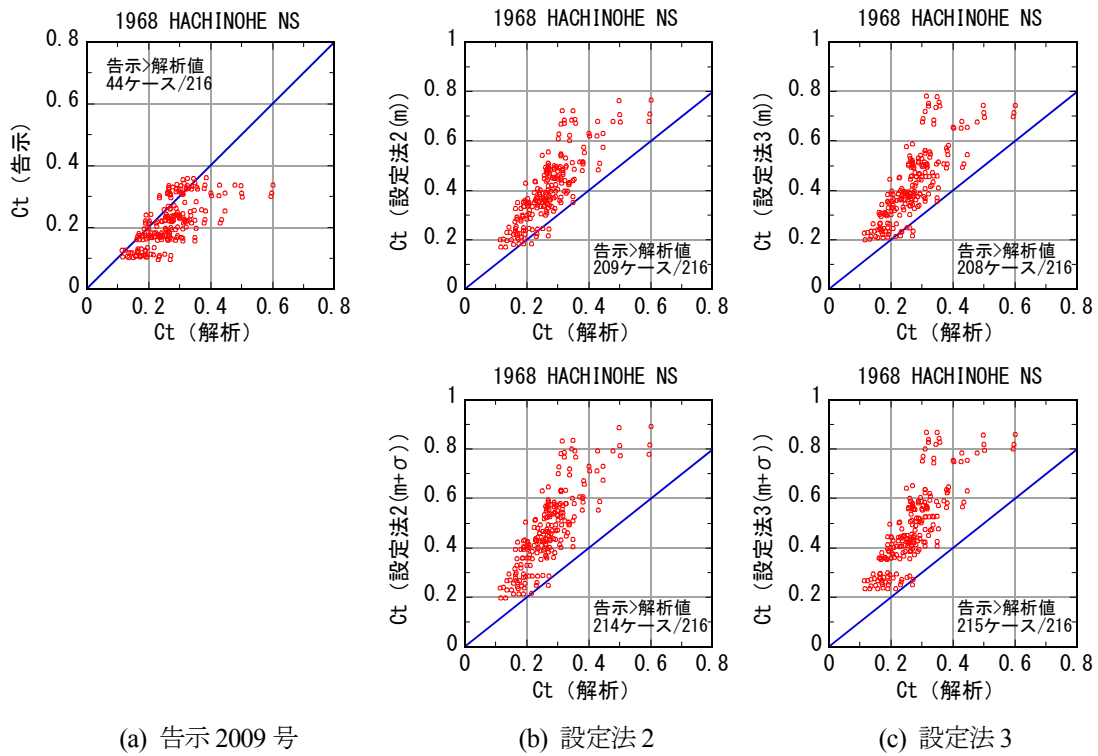


図 4.5-44 最上階層せん断力係数の比較 1968 Hachinohe NS、50kine

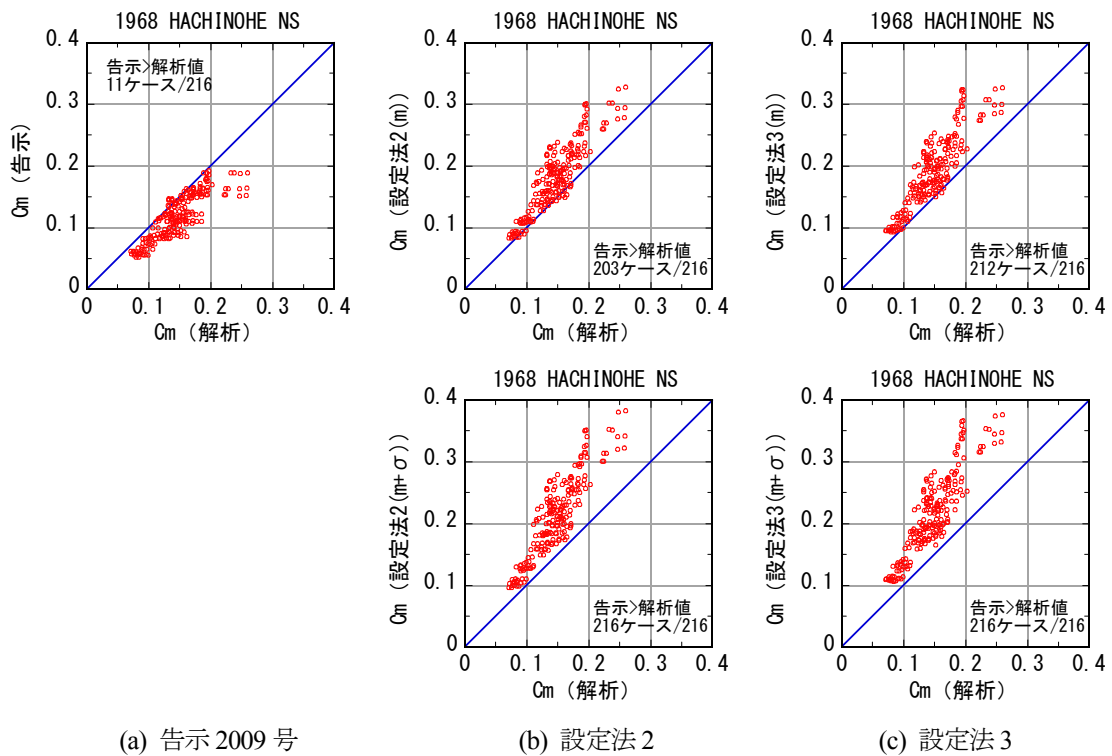


図 4.5-45 中間階層せん断力係数の比較 1968 Hachinohe NS、50kine で基準化

4-5-7 粘性系ダンパーによる影響

本章のこれまでの検討において免震層のエネルギー吸収要素は、弾塑性系を対象としていた。本項では、免震層に粘性ダンパーが設置されている場合に対して、上部構造の地震層せん断力係数分布の適用方法ならびにその妥当性を検証する。ここでの検討における上部構造は14層である。

図4.5-46および図4.5-47はバイリニア型復元力特性を有する免震層に減衰定数5%分の粘性減衰を付加した場合の地震層せん断力係数を示し、図4.5-48および図4.5-49では、バイリニア型復元力特性を有する免震層に減衰定数10%分の粘性減衰を付加した場合の層せん断力係数を示す。免震層のバイリニア履歴のパラメータは表3.2-1に示すものと同じである。図4.5-46および図4.5-48は最上階の場合であり、図4.5-47および図4.5-49は中間階の場合である。いずれの図の横軸も時刻歴解析結果である。縦軸は左側から、告示2009号の場合、設定法2の場合、設定法3の場合を示している。また、設定法2および設定法3の図において、上段の(m)は、4-5-2項で示した回帰平面による提案式を用いた場合であり、下段の(m+ σ)は4-5-3項で示した平均からのばらつきを考慮した提案式による場合である。設定法2および設定法3による地震層せん断力係数の増幅率算出において、等価減衰定数 h_{eq} は、バイリニア履歴の免震層最大変形時に基づいた値を用いており、粘性減衰付加分を見込んでいない。告示2009号による地震層せん断力係数は、ほとんどの事例で時刻歴応答解析結果よりも過小評価となっている。一方、設定法2および設定法3の場合では、回帰平面による提案式を用いた場合(縦軸に(m)の表記がある図)では、縦軸と横軸が等しい直線が点群の中央を貫いており、解析結果とよい対応を示していることがわかる。また、平均からのばらつきを考慮した提案式による場合(縦軸に(m+ σ)の表記がある図)では、縦軸と横軸が等しい直線が点群やや下側を貫くことから、平均からのばらつきを考慮した提案式は、回帰平面による提案式よりもやや安全側の評価となっていることがわかる。

設定法2および設定法3の算出において、免震層の最大変位を時刻歴応答解析結果の値として算出した場合を図4.5-50および図4.5-51に示す。図4.5-46~4.5-49と同様に、回帰平面による提案式を用いた場合(縦軸に(m)の表記がある図)では、縦軸と横軸が等しい直線が点群の中央を貫いており、解析結果とよい対応を示し、また、平均からのばらつきを考慮した提案式による場合(縦軸に(m+ σ)の表記がある図)では、縦軸と横軸が等しい直線が点群やや下側を貫く。これらの傾向は、告示2009号による応答スペクトル法から求めた免震層の応答変位を用いた設定法2および設定法3による結果と同様の結果となった。

免震層が線形弾性要素と粘性減衰要素からなり、付加する粘性減衰を減衰定数が5%、10%、20%にした場合について、本節で示す設定法2および3との比較を行った。設定法2および3ともに、上部構造の地震層せん断力係数の増幅率算出に用いた等価減衰定数は、付加する減衰定数の値としている。設定法2では T_1 がパラメータの1つであり、免震層が線形弾性要素と粘性減衰要素の場合、本来 T_1 を決めることはできない。ただし、ここでは、 $T_1=T_2$ （上部構造を剛とした場合の線形弾性要素による接線周期）とした場合、また、 $T_1/T_0=0$ として層せん断力係数の増幅率を算出した。これらの時刻歴応答解析結果との比較を図4.5-52および図4.5-53に示す。 $T_1=T_2$ とした場合は、 $T_1/T_0=0$ とした場合に比べ、地震層せん断力係数を小さく評価する。設定法2の増幅率算出式では、 T_1/T_0 が大きくなると、上

部構造の増幅が抑えられることを表現しているが、 $T_1/T_0=0$ では上記の増幅抑制を式の上で無視したこととなっている。図 4.5-53 より、 $T_1/T_0=0$ とした場合では、すべての検討結果において時刻歴応答解析結果よりも大きく地震層せん断力係数を評価することができている。図 4.5-54 に設定法 3 と時刻歴応答解析結果との地震層せん断力係数の比較を示す。設定法 3 では、回帰平面による提案式を用いた場合においても、時刻歴応答解析より大きな増幅率として算出しているケースが多い。ばらつきを考慮した場合においては、最上階の地震層せん断力係数で全ケース、中間階の地震層せん断力係数では 1 ケースを除く全ケースにおいて、設定法 3 により求めた地震層せん断力係数が時刻歴応答解析を上回る値となった。免震層が線形弾性要素と粘性減衰要素からなる場合の告示 2009 号で求めた上部構造の地震層せん断力係数を図 4.5-55 に示す。告示 2009 号で求めた地震層せん断力係数が時刻歴応答解析結果を上回るのは、最上階、中間階ともに全 27 ケース中 2 ケースである。図 4.5-52～4.5-54 では、図 4.5-52 の左図の 6 ケースが時刻歴応答解析結果を上回るケース数の最小値である。これより、告示 2009 号は設定法 2 および設定法 3 の場合よりも時刻歴応答解析結果を上回る割合が小さくなっていることがわかる。

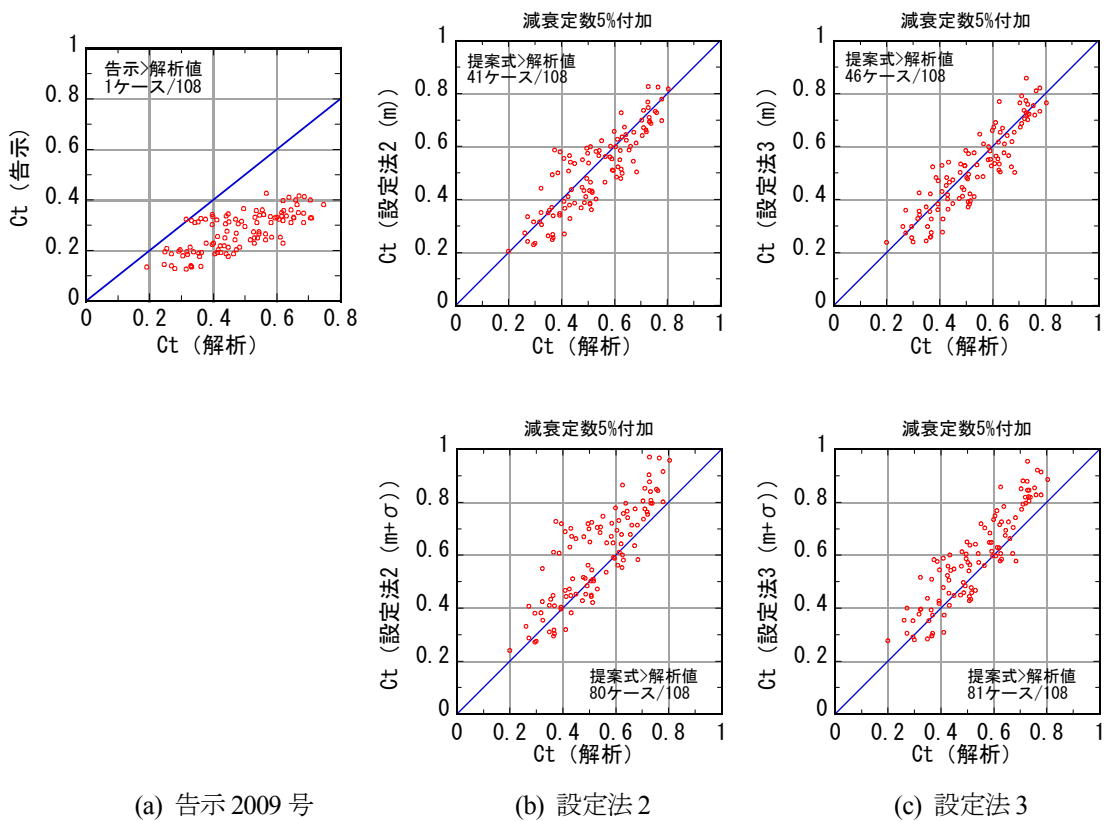


図 4.5-46 最上階層せん断力係数の比較、バイリニア履歴に減衰定数 5%分の粘性減衰付加

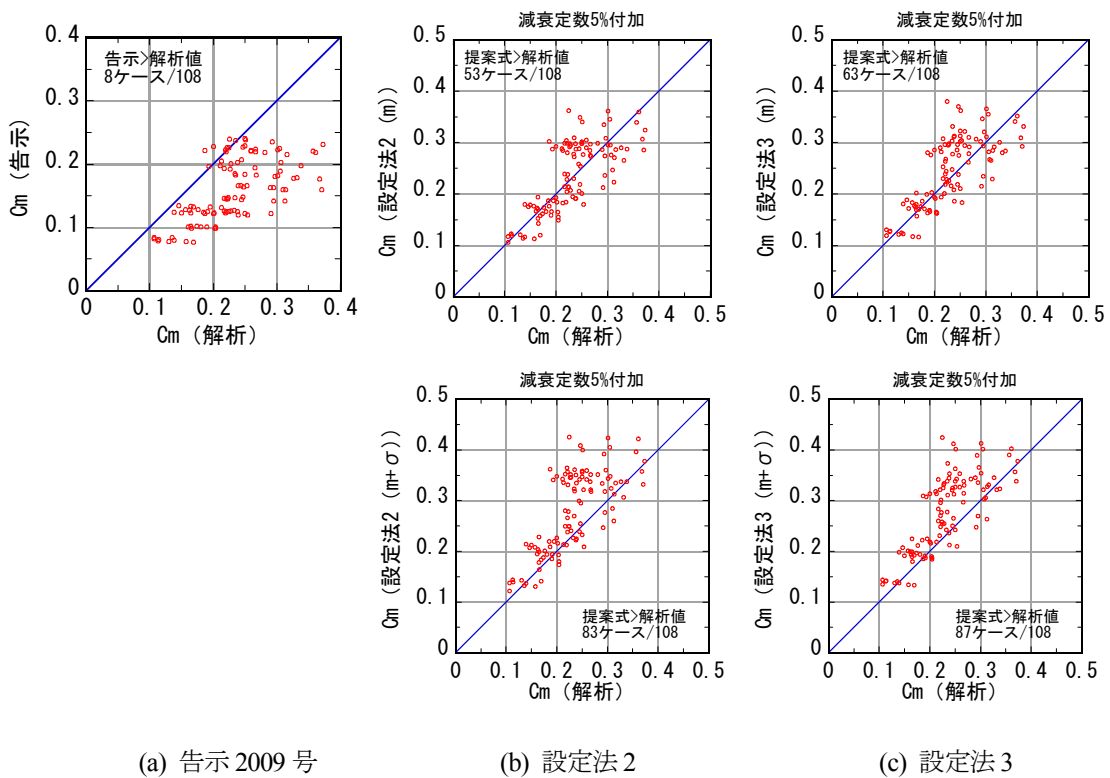


図 4.5-47 中間階層せん断力係数の比較、バイリニア履歴に減衰定数 5%分の粘性減衰付加

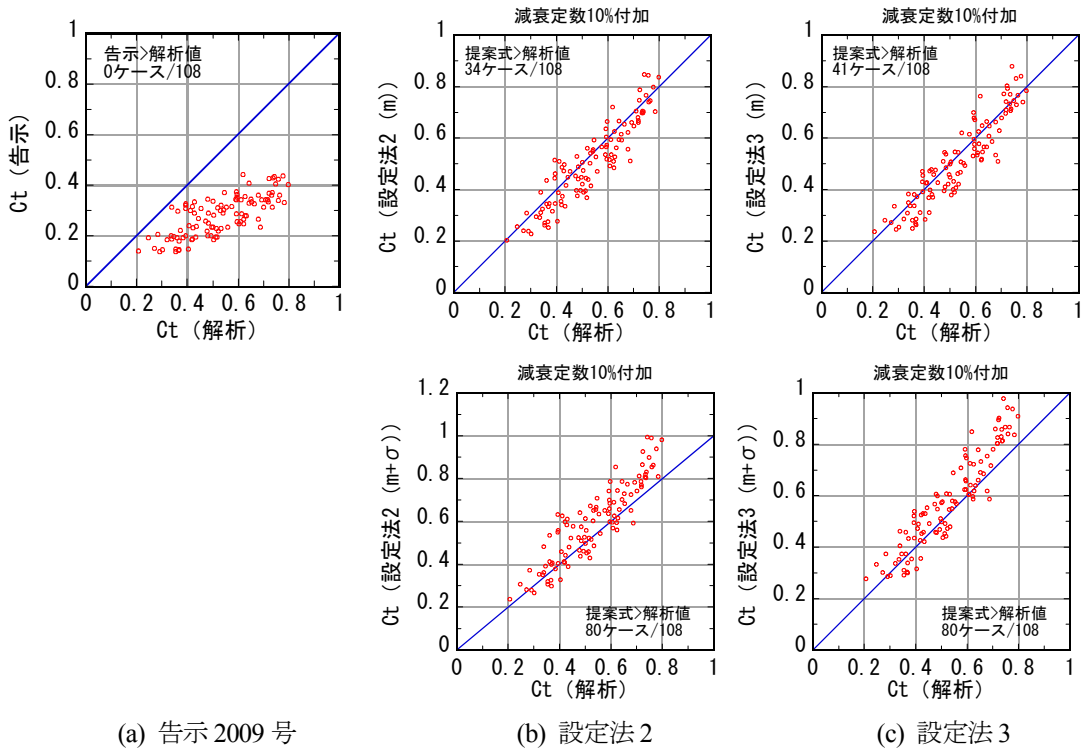


図 4.5-48 最上階層せん断力係数の比較、バイリニア履歴に減衰定数 10%分の粘性減衰付加

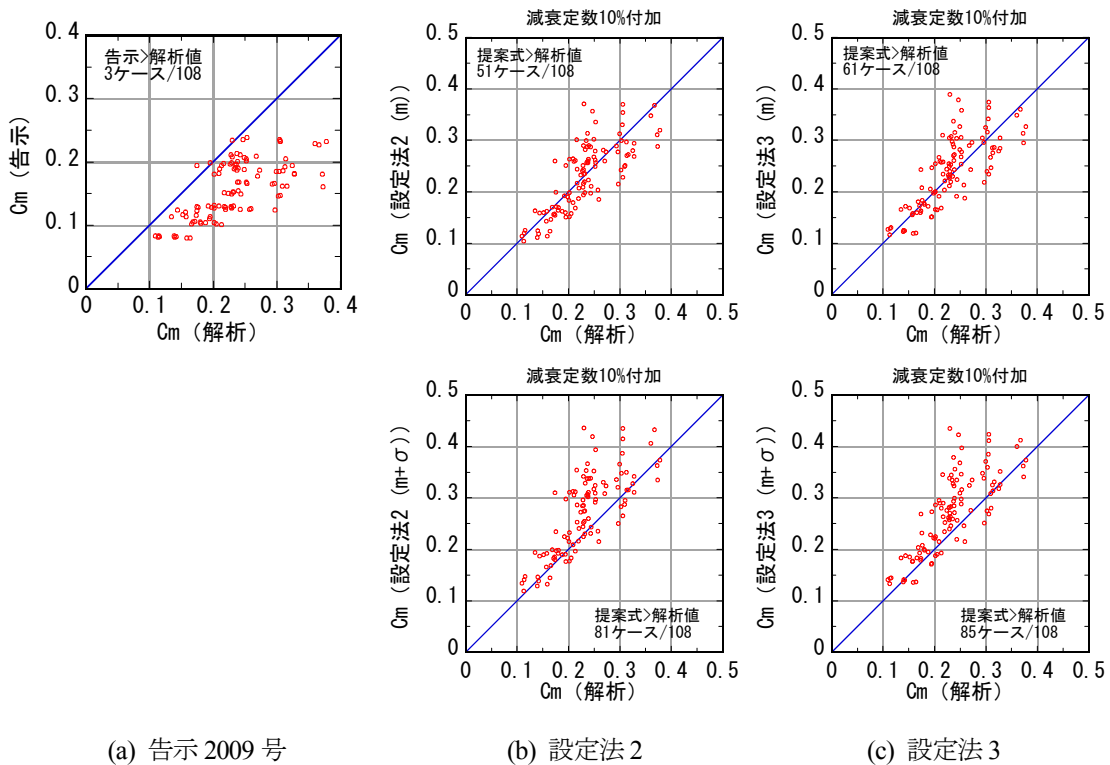
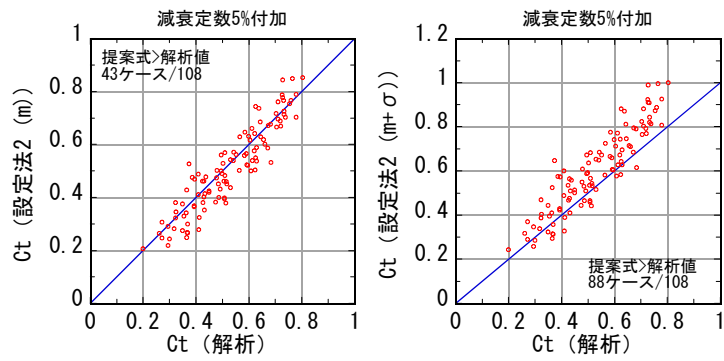
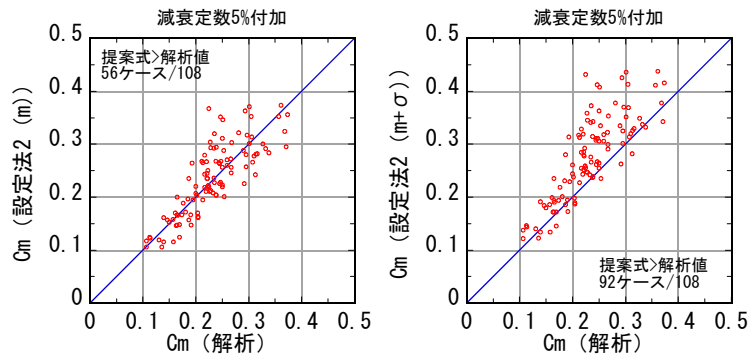


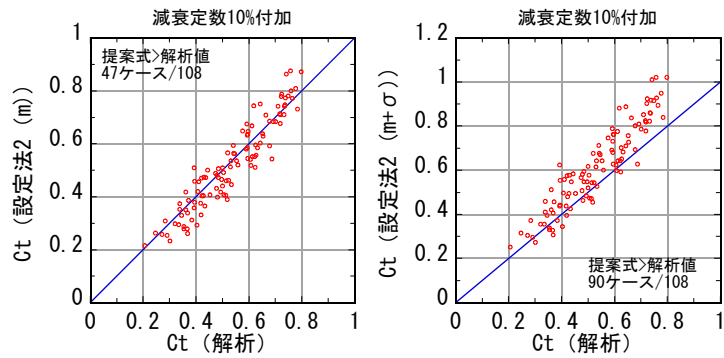
図 4.5-49 中間階層せん断力係数の比較、バイリニア履歴に減衰定数 10%分の粘性減衰付加



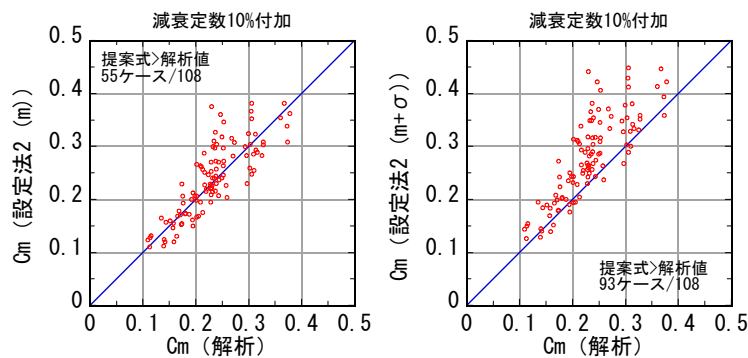
(a) 最上階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 5%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮



(b) 中間階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 5%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮

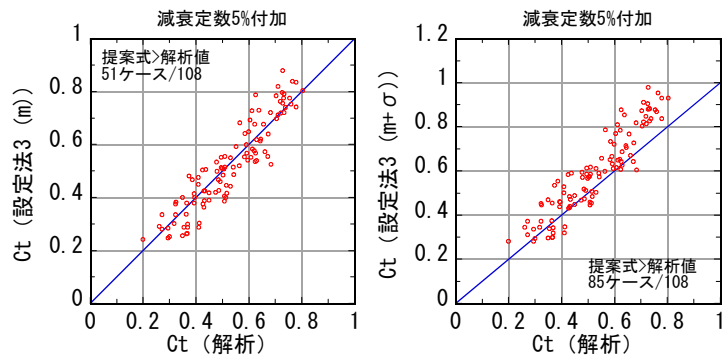


(c) 最上階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 10%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮

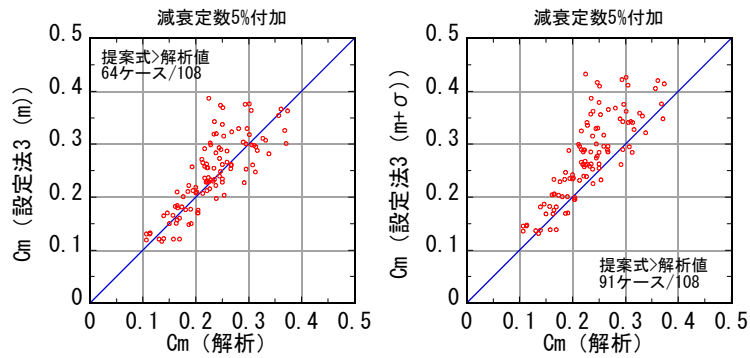


(d) 中間階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 10%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮

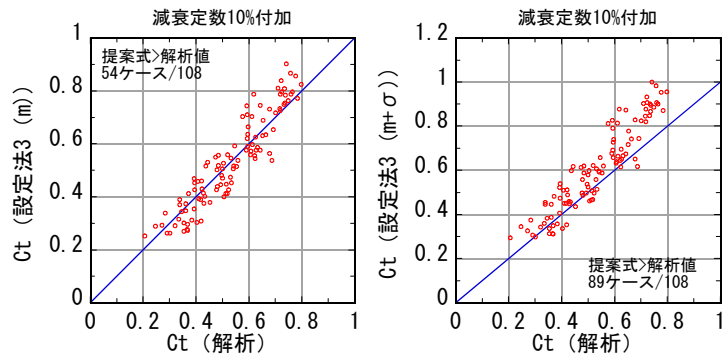
図 4.5-50 時刻歴解析結果の層せん断力係数と設定法 2 (免震層変位：時刻歴解析結果) との比較



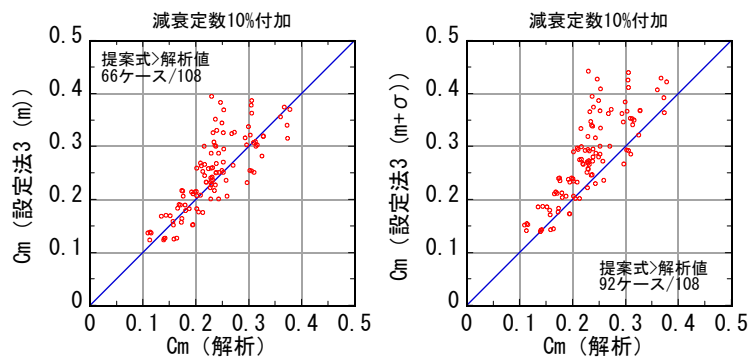
(a) 最上階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 5%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮



(b) 中間階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 5%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮

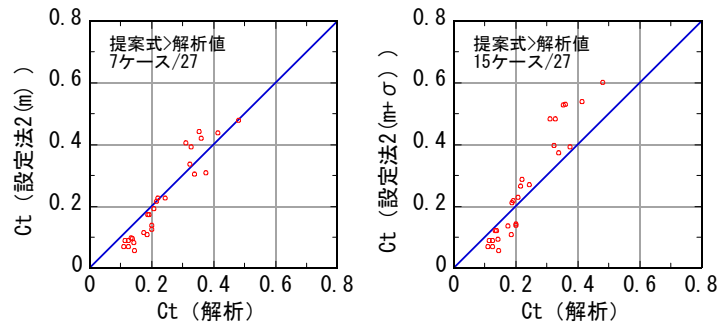


(c) 最上階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 10%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮

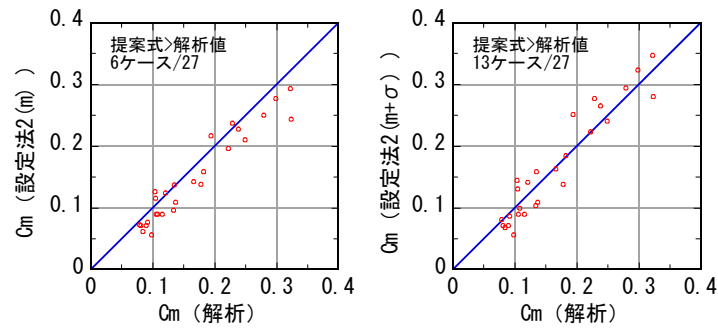


(d) 中間階の層せん断力係数 バイリニアに減衰係数 10%付加 左図：平均、右図：ばらつき考慮

図 4.5-51 時刻歴解析結果の層せん断力係数と設定法 3 (免震層変位：時刻歴解析結果) との比較

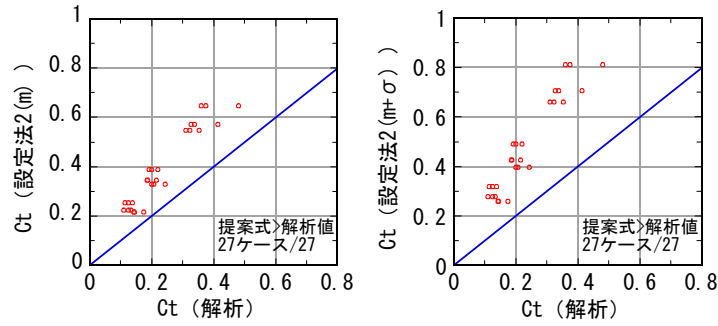


(a) 最上階の層せん断力係数

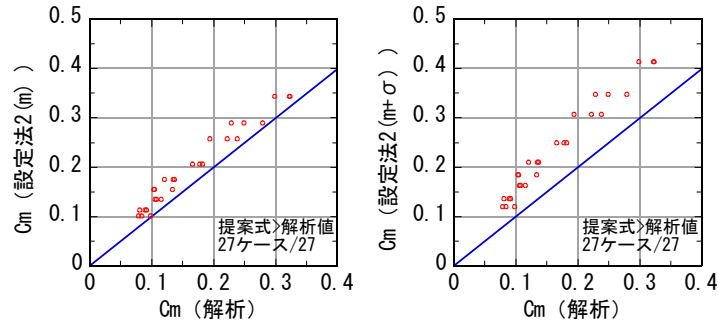


(b) 中間階の層せん断力係数

図 4.5-52 設定法 2 ($T_1=T_2$) と時刻歴解析結果との比較、粘性減衰のみ ($h=5\%$ 、 10% 、 20%)、左図：平均、右図：ばらつき考慮

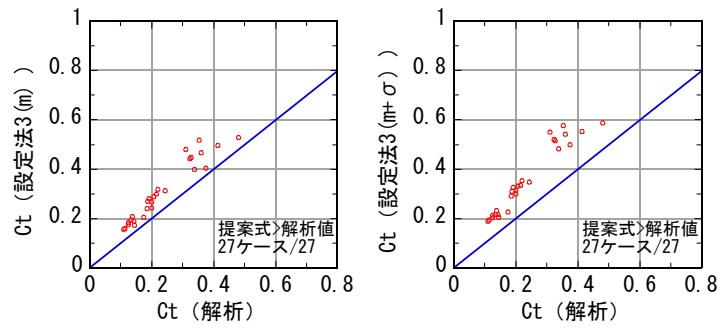


(a) 最上階の層せん断力係数

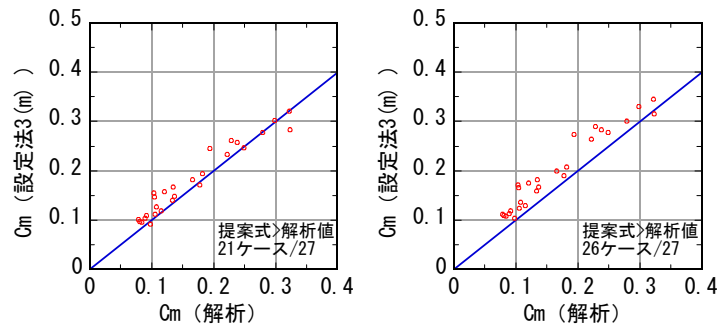


(b) 中間階の層せん断力係数

図 4.5-53 設定法 2 ($T_1/T_0=0$) と時刻歴解析結果との比較、粘性減衰のみ ($h=5\%$ 、 10% 、 20%)、左図：平均、右図：ばらつき考慮

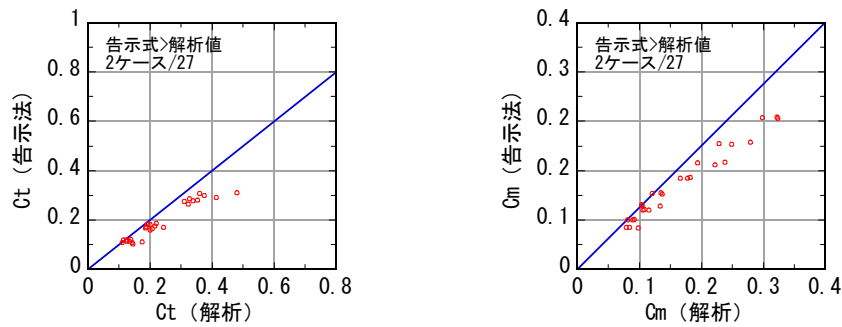


(a) 最上階の層せん断力係数



(b) 中間階の層せん断力係数

図 4.5-54 設定法 3 と時刻歴解析結果との比較、粘性減衰のみ (h=5%、10%、20%)、左図：平均、右図：ばらつき考慮



(a) 最上階の層せん断力係数

(b) 中間階の層せん断力係数

図 4.5-55 告示 2009 号と時刻歴解析結果との比較、粘性減衰のみ (h=5%、10%、20%)

4-6 設計用地震層せん断力の算出方法の提案

告示 2009 号第 6 の構造計算で求めるフローチャートを図 4.6-1 に示す。本資料の検討内容は図中の「7. 地震時の上部構造の安全性」に関する事項である。

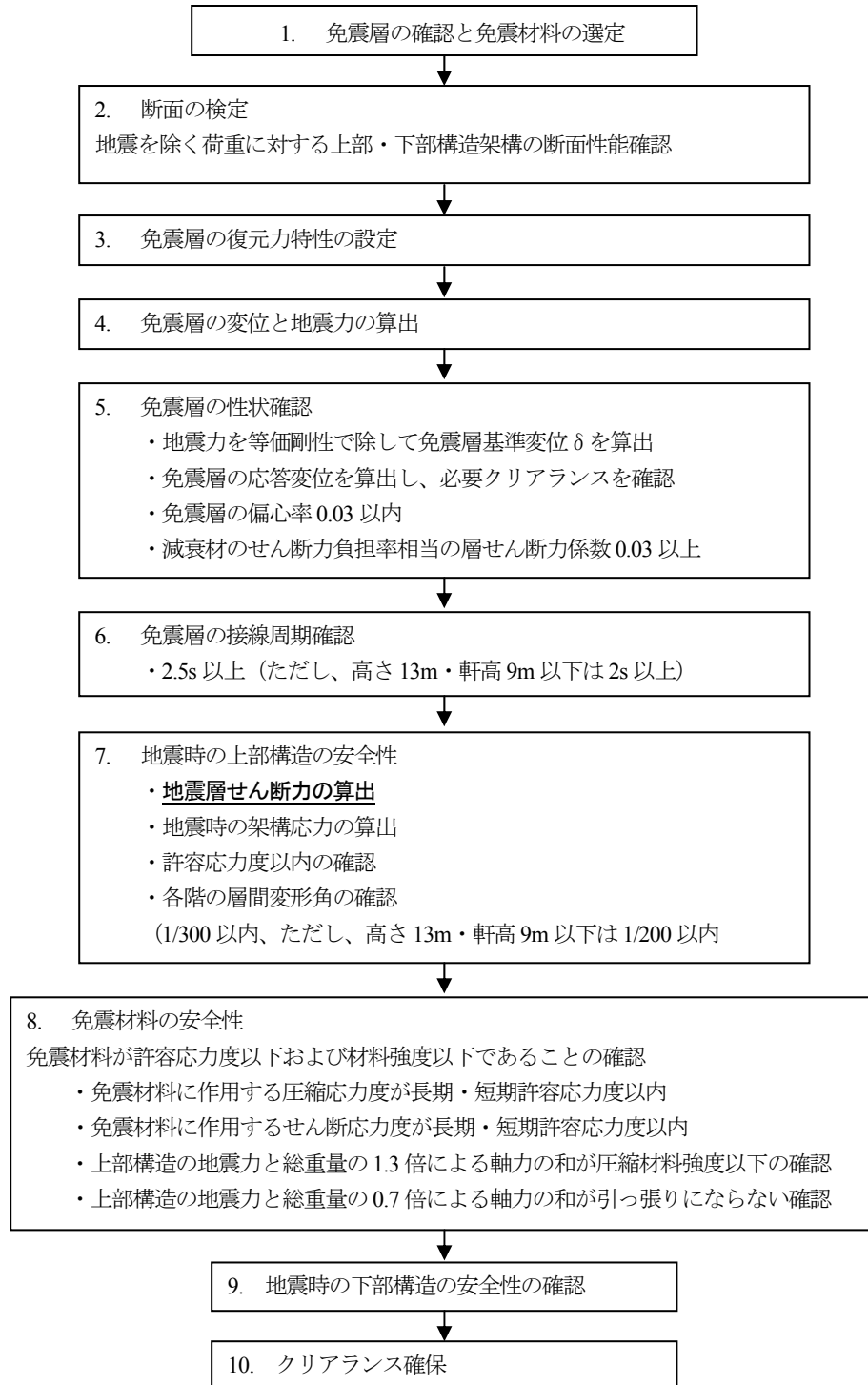


図 4.6-1 免震建築物の告示 2009 号第 6 の構造計算フローチャート

本節では、4-5-2 項および 4-5-3 項で算出した設定法 2 および設定法 3 に基づき、地震層せん断力の具体的な算出方法について述べる。

○地震層せん断力の算出法

1) 免震層の復元力特性パラメータの算出

- ・ 上部構造を剛体と仮定した場合の免震層の初期剛性に基づく固有周期 T_1
- ・ 図 4.6-1 の計算フロー図内「5. 免震層の性状確認」で算出する免震層の基準変位 δ 時における定常ループ時の等価減衰定数 h_{eq}

2) 基礎固定時の上部構造 1 次固有周期 T_0 の算出

3) 免震層の地震層せん断力および層せん断力係数 C_0 (免震層の基準変位 δ 時) の算出

4) 1) および 2) で求めた値をもとに、バイリニア型の免震層復元力による上部構造の地震層せん断力の増幅率 (最上階 C_t /免震層 C_0 、中間階 C_m /免震層 C_0) を算出

a) 設定法 2 に基づく増幅率の算出

- | | | |
|-----------|---------|--|
| ・ 最上階の増幅率 | 平均 | $\beta_t = -0.58 \cdot (T_1/T_0) + 6.6 h_{eq} + 2.5$ |
| | 平均+標準偏差 | $\beta_t = -0.72 \cdot (T_1/T_0) + 7.0 h_{eq} + 3.2$ |
| ・ 中間階の増幅率 | 平均 | $\beta_m = -0.17 \cdot (T_1/T_0) + 2.0 h_{eq} + 1.4$ |
| | 平均+標準偏差 | $\beta_m = -0.23 \cdot (T_1/T_0) + 2.2 h_{eq} + 1.7$ |

b) 設定法 3 に基づく増幅率の算出

- | | | |
|-----------|---------|--|
| ・ 最上階の増幅率 | 平均 | $\beta_t = 0.55 T_0 + 8.7 h_{eq} + 0.80$ |
| | 平均+標準偏差 | $\beta_t = 0.40 T_0 + 9.7 h_{eq} + 1.3$ |
| ・ 中間階の増幅率 | 平均 | $\beta_m = 0.17 T_0 + 2.6 h_{eq} + 0.94$ |
| | 平均+標準偏差 | $\beta_m = 0.13 T_0 + 3.1 h_{eq} + 1.1$ |

5) 最上階および中間階以外の層における増幅率を、免震層の増幅率を 1 とし、直線分布にて算出

6) 粘性系減衰材による上部構造の地震層せん断力の増幅を考慮

7) 当該層の重量に各層の増幅率と免震層の地震層せん断力係数を乗じ、上部構造の各層の地震層せん断力を算出

なお、免震層の環境変化ならびに経年による復元力特性の変化については、当該建物の条件、耐用年数を鑑みて、適宜考慮することとする。

以下に、上記の手法にならって鉄筋コンクリート造 11 階建の建物について、上部構造の地震層せん断力を算出した事例を示す。

検討例 1 11階建て鉄筋コンクリート造

a) 建物概要

本事例は、「免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説」¹⁾に記載されている「計算例2 鉄筋コンクリート造11階建て共同住宅」である。軒高は31.66mである。

上部構造と基礎の間に天然ゴム系積層ゴム支承、鋼棒ダンパーおよび鉛ダンパーを設置した免震建築物である。基準階伏図を図4.6-2に、Y1通り軸組図を図4.6-3に示す。

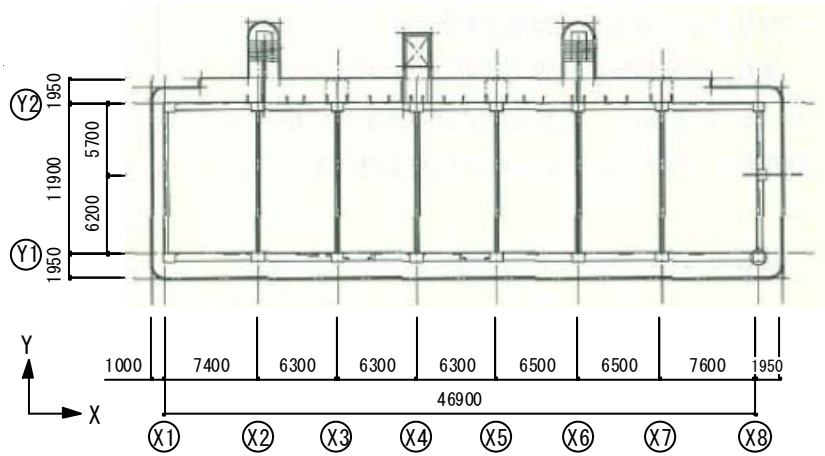


図 4.6-2 基準階伏図

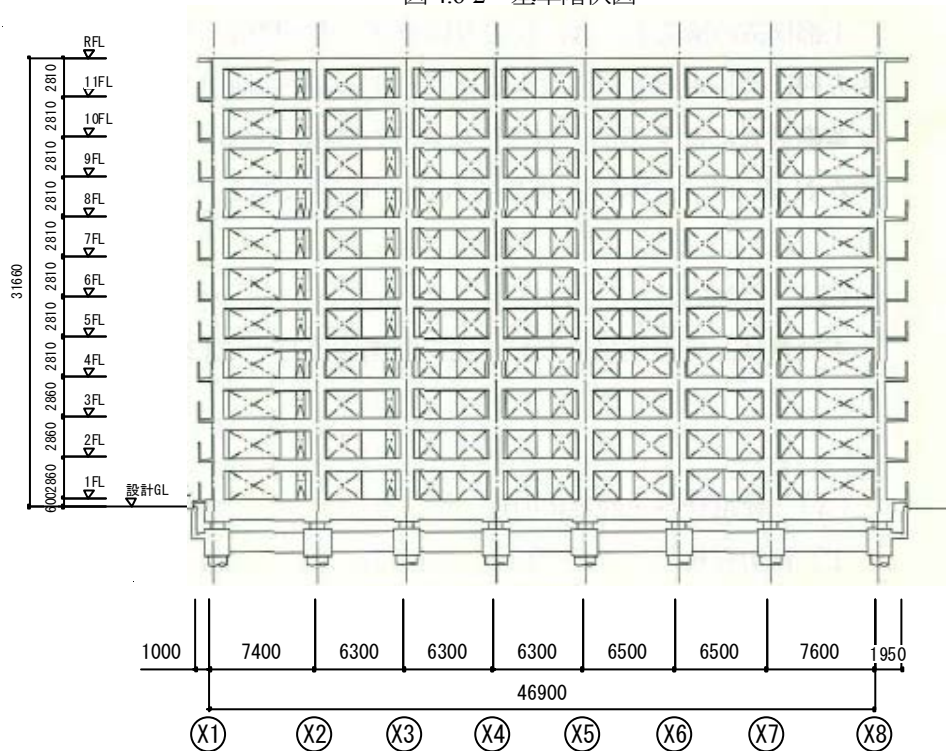


図 4.6-3 Y1 通り軸組図

b) 免震材料の特性

各免震材料の配置を図4.6-4に示す。免震材料の特性を表4.6-1に示す。

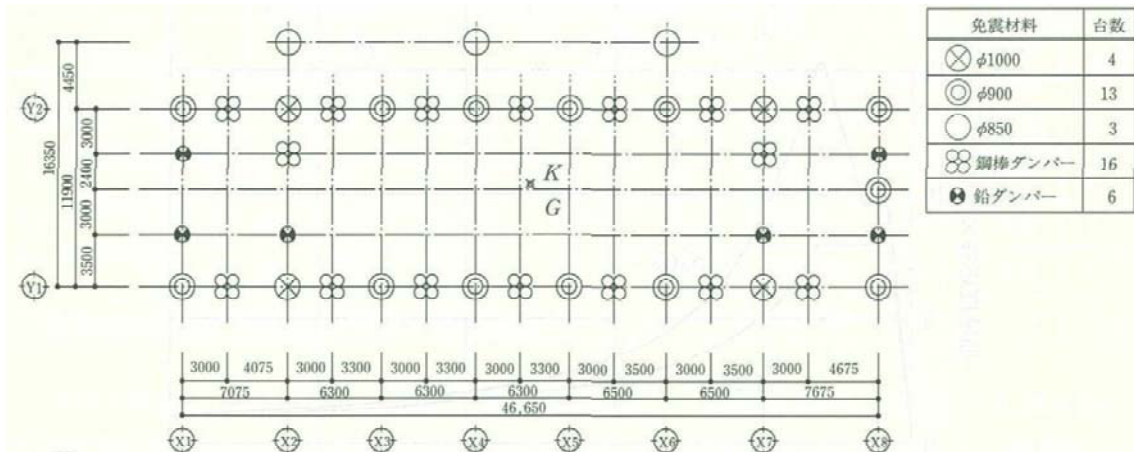


図 4.6-4 免震材料配置図

表 4.6-1 各免震材料の特性

		積層ゴム			鋼棒 ダンパー	鉛ダンパー
		φ 800	φ 900	φ 1000		
水平剛性 (kN/m)	初期剛性	1340	1210	980	71110	12000
	2次剛性	-	-	-	0	0
降伏荷重 (kN)		-	-	-	290	90
降伏変位 (m)		-	-	-	0.0408	0.0075
数量		4	13	3	16	6

c) 免震層の復元力特性

免震層の降伏変位を鋼棒ダンパーの降伏変位 $\delta_y=0.0408\text{m}$ とする。

免震層の初期剛性 $K_1=6161/0.0408=151,005(\text{kN/m})$

免震層の2次剛性 $K_2=24,051(\text{kN/m})$

上部構造の総質量 $M=10,522(\text{t})$

上部構造を剛体と仮定した場合の免震層の初期剛性に基づく固有周期 $T_1=2\pi\sqrt{\frac{M}{K_1}}=1.66(\text{s})$

上部構造を剛体と仮定した場合の免震層の2次剛性に基づく固有周期 $T_2=2\pi\sqrt{\frac{M}{K_2}}=4.16(\text{s})$

地震力を等価剛性で除して免震層基準変位 δ を算出

免震層の基準変位 $\delta=0.348(\text{m})$

免震層基準変位時における定常ループの等価減衰定数 h_{eq} を算出 $h_{eq}=0.215$

d) 基礎固定時の上部構造1次固有周期 T_0 。

軒高 (31.66m) を建築物の高さ h と考え、略算法により算出。

$$T_0=0.02h=0.02 \times 31.66=0.633(s)$$

e) 免震層の地震時せん断力（免震層の基準変位 δ 時）の算出

免震層の基準変位 $\delta = 0.348(m)$ 時の免震層の地震時せん断力 Q_0

$$Q_0 = 5,180 \text{ (ダンパー)} + 8,370 \text{ (積層ゴム)} = 13,550(kN)$$

免震層の地震時せん断力係数 C_0

$$C_0 = \frac{Q_0}{Mg} = \frac{13,550}{10,522 \times 9.8} = 0.131$$

f) 上部構造の地震時せん断力の増幅率の算出

4-5-2項および4-5-3項で示した設定法2および設定法3により求めた上部構造の地震時せん断力係数の増幅率 Cri/Co および各層の地震時せん断力係数 Cri を表 4.6-2 に示す。最上階および中間階以外の層における地震時せん断力係数の増幅率は、免震層の増幅率を1として直線分布にて算出した。表中には告示2009号による地震時せん断力係数 Cri を示す。告示2009号における免震材料のばらつき、環境及び経年変化に関する係数は $\gamma = 1.0$ とした。

表 4.6-2 各層の地震時せん断力係数の増幅率および地震時せん断力係数

階	Wi(t)	現行告示 $\gamma=1.0$ Cri	設定法2					設定法3			
			平均		平均+ σ			平均		平均+ σ	
			Cri/Co	Cri	Cri/Co	Cri	Cri	Cri/Co	Cri	Cri/Co	Cri
11	782	0.213	2.398	0.314	2.817	0.369	3.019	0.395	3.639	0.477	
10	918	0.184	2.214	0.290	2.590	0.339	2.762	0.362	3.313	0.434	
9	845	0.172	2.029	0.266	2.363	0.310	2.505	0.328	2.988	0.391	
8	857	0.164	1.845	0.242	2.137	0.280	2.248	0.295	2.662	0.349	
7	865	0.158	1.661	0.218	1.910	0.250	1.992	0.261	2.337	0.306	
6	865	0.153	1.476	0.193	1.683	0.220	1.735	0.227	2.012	0.264	
5	865	0.148	1.349	0.177	1.518	0.199	1.551	0.203	1.772	0.232	
4	865	0.145	1.279	0.168	1.414	0.185	1.441	0.189	1.617	0.212	
3	874	0.141	1.210	0.158	1.311	0.172	1.331	0.174	1.463	0.192	
2	876	0.138	1.140	0.149	1.207	0.158	1.221	0.160	1.309	0.171	
1	916	0.135	1.070	0.140	1.104	0.145	1.110	0.145	1.154	0.151	
免震層	994	0.131	1.000	0.131	1.000	0.131	1.000	0.131	1.000	0.131	

g) 検討例の条件に近い7層モデルの時刻歴応答解析結果との比較

3-2節で示した7層モデルの時刻歴応答解析結果の中からc)~e)より検討例の条件に近いモデルと比較を行う。表 4.6-2 に解析パラメータの比較を示す。免震層の降伏せん断力係数 α_y はどちらも0.05である。時刻歴応答解析の入力地震動は、図 3.2-6 で示す第2種地盤（短）の特性を基に作成した模擬地震動である。

表 4.6-2 検討例1と7層モデルの時刻歴応答解析の解析パラメータ比較

	To(s)	T1(s)	T2(s)	α_y	$d_y(m)$
検討例1	0.633	1.66	4.16	0.05	0.0408
7層モデル	0.735	1.55	4.0	0.05	0.03

表 4.6-3 検討例 1 と 7 層モデルの地震層せん断力係数比較

	Cri				Cri/Co			
	検討例 1 告示 2009 号	検討例 1 設定法 2 平均+ σ	検討例 1 設定法 3 平均+ σ	7 層 モデル	検討例 1 告示 2009 号	検討例 1 設定法 2 平均+ σ	検討例 1 設定法 3 平均+ σ	7 層 モデル
最上 階	0.213	0.369	0.477	0.354	1.63	2.82	3.64	3.13
中間 階	0.151	0.210	0.248	0.184	1.15	1.60	1.89	1.63
免震 層	0.131	0.131	0.131	0.113	1.00	1.00	1.00	1.00

表 4.6-3 に地震層せん断力係数の比較を示す。7 層モデルの中間階および最上階の地震層せん断力係数 (Cri) は、設定法 2 の平均+ σ に近い値であった。また時刻歴結果の増幅率 (Cri/Co) も設定法 2 の平均+ σ の結果に近い値であった。7 層モデルの結果に対して、告示 2009 号では過小、設計法 3 の平均+ σ ではやや過大の評価となった。

第5章 まとめ

5-1 本検討のまとめ

平成12年建設省告示第2009号（免震建築物の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件）第6は、免震建築物の構造計算を規定している。上記告示検討時以降、免震層で設定される水平力と水平変位の関係および減衰特性の多様化が進められた。このような状況に鑑み、本検討では、告示2009号の規定に基づく免震建築物の上部構造の地震層せん断力係数評価方法について、建築物の地震時応答性状を踏まえ、高次の振動モードの影響を考慮したより適切な評価方法による算定法を提案した。

第2章では、告示2009号にて設計可能である高さ60m以下の免震建築物を対象として現状建築物の実情を調査した。また、現状の免震装置の力学特性を示す基準値のばらつきをまとめた。

第3章では、前章での免震建築物実情調査結果を参考にして上部構造および免震部材の解析モデルとその諸元・パラメータを設定し、地震応答解析を実施した。地震応答解析結果の分析を行い、上部構造の最大応答層せん断力係数と上部構造および免震部材のパラメータの関係を把握した。バイリニア形復元力特性の上部構造の層せん断力係数については、上部構造の周期が免震周期よりも相対的に長い場合、免震層のバイリニア形復元力の初期剛性が高い場合、降伏耐力が高い場合、免震層の応答変形に対応する等価減衰定数あるいは非線形係数が大きい場合、などには、告示2009号の規定に基づく応答せん断力よりも大きくなる可能性があることが示された。続いて、上部構造の応答層せん断力係数の増幅要因について、分析的および理論的な検討を行った。まず、帯域フィルタや主成分分析により、短周期振動である高次モードの卓越度合いが解析パラメータにより異なることを確認した。また、高次振動発生メカニズムの解明に対する検討として、履歴系免震構造を対象とした区分線形系によるモデル化とその応答性状の評価を行った。

第4章では、既往の知見をも鑑み、地震応答解析結果を用いて、上部構造の高次の振動モードも考慮した層せん断力係数分布案を提案した。まず、告示2009号による最上階のせん断力係数に対する層せん断力割増率 α_t 、あるいは免震層のせん断力係数に対する最上階の増幅率 β_t を上部構造および免震部材の諸元・パラメータに依存する関数にて表した。ただし、これらはパラメータに対して不連続な形で定義されているため複雑であり、不連続点付近では α_t および β_t の変化が大きくなる。そこで、より使用性を考慮し簡便な形とするために、場合分けを少なくし、複数のパラメータと増幅率 β_t との空間分布から増幅率 β_t の平面回帰による増幅率を算出した。この増幅率の妥当性に対する検討を実施した結果、最終的には以下の2案が推奨される。

提案法における上部構造の層せん断力係数分布設定フローの概要を以下に示す。ただし、以下で用いられている各記号は、 T_0 ：上部構造の基礎固定時1次固有周期、 T_1 ：免震層の初期剛性に対応する周期（上部構造が剛体時）、 T_{eq} ：免震層の応答最大変形に基づく等価周期、 h_{eq} ：免震層の最大応答変位時におけるバイリニア履歴曲線による等価減衰定数である。

1) A法（なお、本文中では「設定法2」として記載）

- i) 免震層の復元力特性と上部構造モデルを仮定する。
- ii) 告示 2009 号に基づく応答スペクトル法により免震層(最下層)の変形とせん断力係数を求める。
- iii) i) および ii) より T_1/T_0 と h_{eq} を求める。
- iv) T_1/T_0 と h_{eq} より、免震層の層せん断力係数に対する上部構造の層せん断力係数増幅率 β を求める。最上階の増幅率 β_t 、ならびに中間階の増幅率 β_m は以下の値である。

・平均成分に基づいた増幅率

$$\text{最上階} \quad \beta_t = -0.58 \cdot (T_1/T_0) + 6.6 h_{eq} + 2.5 \quad (5.1-1)$$

$$\text{中間階} \quad \beta_m = -0.17 \cdot (T_1/T_0) + 2.0 h_{eq} + 1.4 \quad (5.1-2)$$

・平均成分にばらつきを考慮した安全側の増幅率

$$\text{最上階} \quad \beta_t = -0.72 \cdot (T_1/T_0) + 7.0 h_{eq} + 3.2 \quad (5.1-3)$$

$$\text{中間階} \quad \beta_m = -0.23 \cdot (T_1/T_0) + 2.2 h_{eq} + 1.7 \quad (5.1-4)$$

- v) 高さ方向に直線分布として、 β_t 、 β_m 、免震層の応答層せん断力係数より免震層と中間階の間の層せん断力係数増幅率ならびに中間階と最上階の間の層せん断力係数増幅率を求める。

- vi) iv) および v) で求めた各層の上部構造の層せん断力係数の増幅率に免震層の層せん断力係数を乗じて各層の層せん断力係数を求める。

2) B 法 (なお、本文中では「設定法 3」として記載)

- i) 免震層の復元力特性と上部構造モデルを仮定する。
- ii) 告示 2009 号に基づく応答スペクトル法により免震層(最下層)の変形とせん断力係数を求める。
- iii) i) および ii) より T_0 と h_{eq} を求める。
- iv) T_0 と h_{eq} より、免震層の層せん断力係数に対する上部構造の層せん断力係数増幅率 β を求める。最上階の増幅率 β_t 、ならびに中間階の増幅率 β_m は以下の値である。

・平均成分に基づいた増幅率

$$\text{最上階} \quad \beta_t = 0.55 T_0 + 8.7 h_{eq} + 0.80 \quad (5.1-5)$$

$$\text{中間階} \quad \beta_m = 0.17 T_0 + 2.6 h_{eq} + 0.94 \quad (5.1-6)$$

・平均成分にばらつきを考慮した安全側の増幅率

$$\text{最上階} \quad \beta_t = 0.40 T_0 + 9.7 h_{eq} + 1.3 \quad (5.1-7)$$

$$\text{中間階} \quad \beta_m = 0.13 T_0 + 3.1 h_{eq} + 1.1 \quad (5.1-8)$$

- v) 高さ方向に直線分布として、 β_t 、 β_m 、免震層の応答層せん断力係数より免震層と中間階の間の層せん断力係数増幅率ならびに中間階と最上階の間の層せん断力係数増幅率を求める。

- vi) iv) および v) で求めた各層の上部構造の層せん断力係数の増幅率に免震層の層せん断力係数を乗じて各層の層せん断力係数を求める。

5-2 提案手法適用上の注意と今後の課題

なお、以上2つの設定法では、免震層の応答変形を算定する方法として、限界耐力法に準拠した方法を採用している。この手法による推定値は時刻歴応答解析による値と比較すると、全体的には安全側の値ではあるものの、やや両者の差が大きい場合がある。このため上部構造の下層部で高めのせん断力が設定される場合が多くなることには注意を要す。

提案した層せん断力係数設定法に対して、建物モデルとして3層、5層、20層のモデル、および入力地震動として実観測波も加えて、適用性を確認した。この結果、長周期成分が相対的に大きくなる入力地震動特性に対しても安全側にはばらつくが、ある程度の傾向は表現できることが分かった。

バイリニア型復元力特性を有する免震層に対して減衰定数が5%および10%分の線形粘性減衰が付加された場合に本提案法を適用する場合は、粘性減衰を考慮せずに、バイリニア型復元力特性のみによる増幅率を考慮すれば、傾向を表現できることを確認した。ただし、上記を超える粘性減衰を付加した場合の適用性の是非については今後の課題である。

また、免震層が線形弾性要素と粘性減衰要素からなる場合は、前節で示したA法を適用する際に増幅率を表す式の中に T_1 ：免震層の初期剛性に対応する周期（上部構造が剛体時）が含まれており、直接的に増幅率を求めることができない。この場合、 $T_1=0$ とすれば、増幅率を安全側に評価できることを確認している。また、設定法Bでも、増幅率を安全側に評価できることを確認している。ただし、これらの増幅率はやや過大に評価する傾向があることに注意が必要である。また、免震層が線形弾性要素と粘性減衰要素からなる場合の検討は、粘性減衰が20%までについて検討しているが、これを超える粘性減衰を付加した場合の適用性については今後の課題である。

今回の検討において、免震層に粘性減衰を付加する場合の復元力特性はすべて線形であった。本検討ではバイリニア型や指数型といったより複雑な粘性減衰が付加される場合について実施しておらず、今後の課題である。

【謝辞】

本資料の作成に当たり、ご協力及びご助言をいただきました、建築研究所及び国土交通省国土技術政策総合研究所の職員の皆様には、感謝申し上げます。

また、建築基準整備促進事業にて、知見の収集及び地震応答計算及びその取りまとめなどを担当していただきました、事業主体に感謝申し上げるとともに、検討内容・検討方法及び検討結果などに、有益なご議論・ご提案をいただきました、委員会（委員長：東京理科大・北村春幸教授）及びWGの委員の皆様にも、感謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課、独立行政法人建築研究所、日本建築行政会議、社団法人日本免震構造協会、財団法人日本建築センター：免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説、2001
- 2) 財団法人日本建築センター：ビルディングレター、2005-2008
- 3) 各免震部材製造会社発行の技術資料（昭和電線デバイステクノロジー株式会社、東洋ゴム工業株式会社）
- 4) 社団法人日本免震構造協会：免震部材標準品リスト－2005－、2005
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 6) R. I. Skinner, W. H. Robinson and G. H. McVerry、川島一彦、北川良和監訳：免震設計入門、鹿島出版会、1996
- 7) 日本建築学会：免震構造設計指針、pp.80-84、2001
- 8) 田村幸雄：固有直交関数展開のランダム変動場への応用のすすめ、日本風工学会誌、第65号、pp.33-41、1995.10
- 9) 例えば、S. P. Timoshenko, D. H. Young and W. Weaver, Jr.、谷口修、田村章義 共訳：新版 工業振動学、コロナ社、1977.8
- 10) 例えば、小林正人、井澤保一、洪忠憲：モード連成作用を考慮した中間層免震構造の各部地震応答予測、中間層免震構造の地震応答予測と耐震性能 その2、日本建築学会構造系論文集、第572号、pp.73-80、2003.10
- 11) 石原直、緑川光正、小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がりモード特性と自由振動、日本建築学会構造系論文集、第640号、pp.1055-1061、2009.6
- 12) 例えば、小林正人、谷崎豪：免震構造のせん断力係数分布に関する研究、(その1) せん断力係数分布の応答構造とその主要パラメータ、(その2) 応答増幅に寄与する主要パラメータの相関関係、日本地震工学会・大会－2009梗概集、pp.162-165、2009.11
- 13) The Structural Engineers Association of Northern California, “Tentative Seismic Isolation Design Requirements”, 1986
- 14) International Conference of Building Officials, “Earthquake regulations for seismic isolated structures”, Uniform Building Code, 1991, 1994, 1997
- 15) Federal Emergency Management Agency, “NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS”, FEMA 273, 1997
- 16) Kelby York and Keri L. Ryan, “Distribution of Lateral Forces in Base-Isolated Buildings Considering Isolation System Nonlinearity”, Journal of Earthquake Engineering, vol. 12, issue 7, pp. 1185-1204, 2008
- 17) D. G. Lee, J. M. Hong and J. Kim, “Vertical Distribution of Equivalent Static Loads for Base Isolated Building Structures”, Engineering Structures, vol. 23, issue 10, pp. 1293-1306, 2001
- 18) James M. Kelly, “The Role of Damping in Seismic Isolation”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 28, Issue 1, pp. 4-20, 1999
- 19) C. S. Tsai, Wen-Shin Chen, Bo-Jen Chen, Wen-Shen Pong, “Vertical Distributions of

Lateral Forces on Base Isolated Structures Considering Higher Mode Effects”, Structural Engineering and Mechanics, vol. 23, No. 5, pp.543-562, 2006

- 20) Takim Andriano & Athol J. Carr, “Reduction and Distribution of Lateral Seismic Inertia Forces on Base Isolated Multistorey Structures”, Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 24, No. 3, pp. 225-237, 1991
- 21) D. Cardone, M. Dolce and G. Gualdi, “Lateral Force Distributions for the Linear Static Analysis of Base-isolated Buildings”, Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 7, No. 3, pp.801-834, 2009
- 22) 大澤龍彦、北村佳久、菊地優、井上圭一、上田正生：免震建物の設計用せん断力分布に関する一考察、日本建築学会北海道支部研究報告集、No. 77、pp. 181-184、2004
- 23) 菊地優、大澤龍彦、北村佳久、越川武晃、上田正生：履歴減衰型積層ゴムを用いた免震建物の設計用せん断力分布に関する研究、日本建築学会北海道支部研究報告集、No. 78、pp. 83-88、2005

付録1 各免震部材のばらつき幅の整理

1. 各免震部材単体の特性変動について

ここでは、免震部材の特性変動の要因として、

- a) 製造のばらつき
- b) 経年劣化
- c) 環境温度変化

から成るものとし、各要因の変化率を足し合わせるにより特性変動を評価する。

ただし、上記の a)~c)以外の要因についても、それぞれの免震部材について言及する。

各製作会社にて部材認定を取得している製品の中から数品を抽出し (A,B,C・・・)、表形式にて整理する。変動ばらつき幅の出典は、製造会社発行の技術資料^{1),2)}及び日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-³⁾である。文献 3)は発刊後 5 年が経過しており、現状の特性変動の基準値は、製造実績等の反映から文献 3)の値から変化している可能性がある。よってここで示す変動幅は、特性変動値の目安としての参考資料とみなす。各表中の右端に抽出した製品においての変化率の平均と最大または最小の変化率を示す。

(1) 天然ゴム系積層ゴム

調査対象は、製作会社 5 社の各製品である。変動ばらつき幅の出典は、製造会社の技術資料及び日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-である。水平剛性の変化率は、+側：0.3 以下、-側：-0.2 以上となっている。この値は、告示第 6 の計算方法における γ (層せん断力の割増係数) の最低値 1.3 および変形増大率 α の最低値 1.2 ($=1/(1-0.2)=1.25$) と対応する。

表 付 1-1 天然ゴム系積層ゴムの水平剛性に対する変動要因とばらつき幅
(a)+側

要因	特性	A	B	C	D	E	平均	最大
1	製造ばらつき	0.10	0.10	0.10	0.15	0.10	0.11	0.15
2	経年劣化	0.10	0.10	0.07	0.10	0.15	0.10	0.15
3	環境温度変化	0.06	0.06	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06
合計		0.26	0.26	0.21	0.30	0.30	0.27	0.30

(b)-側

要因	特性	A	B	C	D	E	平均	最小
1	製造ばらつき	-0.10	-0.10	-0.10	-0.15	-0.10	-0.11	-0.15
2	経年劣化	0	0	0	0	0	0	0
3	環境温度変化	-0.05	-0.06	-0.02	-0.05	-0.08	-0.05	-0.08
合計		-0.15	-0.16	-0.12	-0.20	-0.18	-0.16	-0.20

表 付 1-2 天然ゴム系積層ゴムの水平剛性に対する歪み依存性とばらつき幅

要因	特性	A	B	C	D	E	平均	最小	
4	歪み依存性	50%/100%	0.12	0.10	0.10	0.15	0.10	0.11	0.15
		200%/100%	-0.12	-0.10	-0.07	-0.10	-0.10	-0.10	-0.12

(2) 鉛プラグ入り積層ゴム

調査対象は、製作会社4社の各製品である。変動ばらつき幅の出典は、日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-である。鉛プラグ入り積層ゴムの2次剛性の変化率は、表付1-3より+側：0.31、-側：-0.15である。

切片荷重の変化率は、表付1-5より+側：0.40、-側：-0.27である。

表付1-3 鉛プラグ入り積層ゴムの2次剛性に対する変動要因とばらつき幅
+側

要因	特性	A	B	C	D	平均	最大
1	製造ばらつき	2次剛性	0.10	0.10		0.15	0.15
2	経年劣化	2次剛性	0.10	0.10		0.10	0.10
3	環境温度変化	2次剛性	0.06	0.06		0.06	0.06
合計		2次剛性	0.26	0.26		0.31	0.31

-側

要因	特性	A	B	C	D	平均	最小
1	製造ばらつき	2次剛性	-0.10	-0.10		-0.15	-0.10
2	経年劣化	2次剛性	0.00	0.00		0.00	0.00
3	環境温度変化	2次剛性	-0.05	-0.06		-0.15	-0.05
合計		2次剛性	-0.15	-0.16		-0.30	-0.15

表付1-4 鉛プラグ入り積層ゴムの等価剛性に対する変動要因とばらつき幅

(a)+側

要因	特性	A	B	C	D	平均	最大
1	製造ばらつき	等価剛性	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
2	経年劣化	等価剛性	0.06	0.10	0.15	0.10	0.15
3	環境温度変化	等価剛性	0.14	0.15	0.07	0.12	0.15
合計		等価剛性	0.30	0.35	0.32	0.32	0.35

(b)-側

要因	特性	A	B	C	D	平均	最小
1	製造ばらつき	等価剛性	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10
2	経年劣化	等価剛性	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3	環境温度変化	等価剛性	-0.12	-0.15	-0.10	-0.12	-0.10
合計		等価剛性	-0.22	-0.25	-0.20	-0.22	-0.20

表 付 1-5 鉛プラグ入り積層ゴムの切片荷重に対する変動要因とばらつき幅

(a) 十側

要因		特性	A	B	C	D	平均	最大
1	製造ばらつき	切片荷重	0.10	0.10		0.15	0.12	0.15
2	経年劣化	切片荷重	0.00	0.05		0.05	0.03	0.05
3	環境温度変化	切片荷重	0.23	0.20		0.20	0.21	0.23
合計		切片荷重	0.33	0.35		0.40	0.36	0.40

(b) 一側

要因		特性	A	B	C	D	平均	最小
1	製造ばらつき	切片荷重	-0.10	-0.10		-0.15	-0.12	-0.10
2	経年劣化	切片荷重	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
3	環境温度変化	切片荷重	-0.21	-0.17		-0.15	-0.18	-0.15
合計		切片荷重	-0.31	-0.27		-0.30	-0.29	-0.27

LRB の 2 次剛性と降伏荷重の歪み依存性を図付 1-1 及び図付 1-2 に示す。図付 1-1 より降伏後剛性はせん断ひずみの低下とともに低減する。また降伏荷重は、せん断ひずみが 50%を超えると基準値と同等であると評価している。

$$CKd = \begin{cases} 0.779 \gamma^{-0.43} & [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25} & [0.25 \leq \gamma < 1.0] \\ \gamma^{-0.12} & [1.0 \leq \gamma \leq 2.5] \end{cases} \quad \gamma: \text{ひずみ}(=\delta/H) \quad CQd = \begin{cases} 2.036 \cdot \gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106 \cdot \gamma^{0.145} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [\gamma \geq 0.5] \end{cases} \quad (3.6)$$

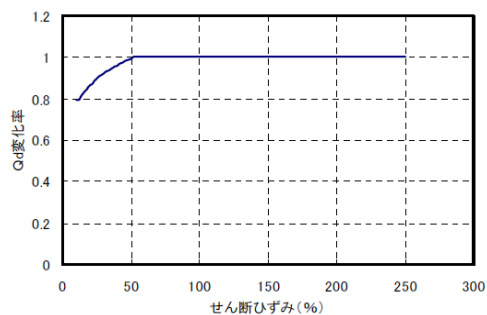
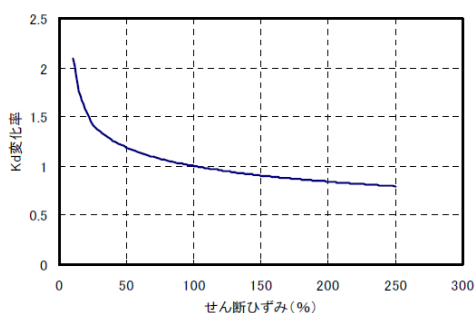


図 付 1-1 製品 A,B 及び D の LRB 2 次剛性のひずみ依存性 CKd,
降伏荷重の歪み依存性 CQd

$$K2(\gamma) = \begin{cases} 0.778 \cdot \gamma^{-0.5} \cdot K2(1) & (\gamma < 0.5) \\ (1.00 - 0.167 \cdot \ln(\gamma)) \cdot K2(1) & (0.5 \leq \gamma) \end{cases} \quad Qd(\gamma) = \begin{cases} (0.59 + 0.081 \cdot \ln(\gamma)) \cdot Qd(1) & (\gamma < 0.02) \\ (1.22 + 0.242 \cdot \ln(\gamma)) \cdot Qd(1) & (0.02 \leq \gamma < 0.2) \\ (1.00 + 0.101 \cdot \ln(\gamma)) \cdot Qd(1) & (0.2 \leq \gamma < 1.0) \\ (1.00 + 0.001 \cdot \ln(\gamma)) \cdot Qd(1) & (1.0 \leq \gamma) \end{cases}$$

γ : 任意ひずみ
 K2(1) : 100%ひずみ時の二次剛性
 Qd(1) : 100%ひずみ時の切片荷重

図 付 1-2 製品 C の LRB 降伏後剛性のひずみ依存性及び、降伏荷重の歪み依存性

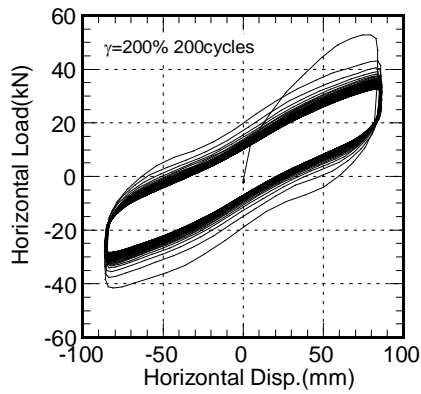


図 付 1-3 LRB 試験体の履歴特性 (φ 225)

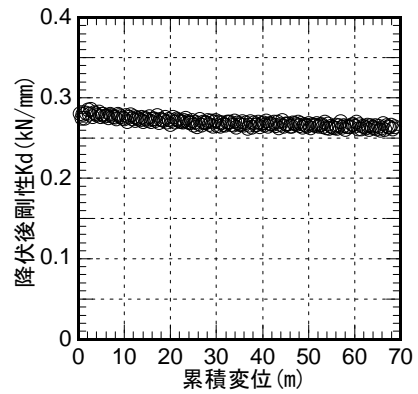
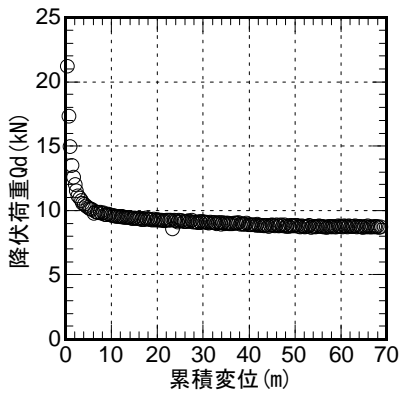


図 付 1-4 累積変位と降伏荷重の関係 (φ 225) 図 付 1-5 累積変位と降伏後剛性の関係 (φ 225)

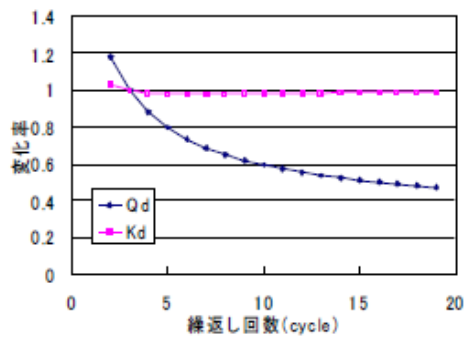


図 付 1-6 降伏荷重 (Qd) と降伏後剛性 (Kd) の変化 (φ 1,000)

LRB における多サイクルの繰り返し载荷による影響は、図付 1-3～図付 1-6 に示すように降伏荷重において顕著であり、累積変位または繰り返し回数とともに低下する⁴⁾。φ 1,000 の試験結果 (図付 1-6) によると、降伏荷重は 0.5 倍まで低下している。

(3) 高減衰積層ゴム (HDR)

調査対象は、製作会社2社のそれぞれ2品種で計4種類のHDRである。製造会社の技術資料及び日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-である。HDRの等価水平剛性の変化率は+側：0.37~0.51、-側：-0.12~-0.27である。

等価減衰定数のばらつきは等価水平剛性と独立ではないことから、等価水平剛性のばらつきをもとにそれに対応する等価減衰定数のばらつきを算出している。A,Bの評価においては等価剛性+側の際に等価減衰定数は-0.16、等価剛性-側の際に-0.01または+0.02としている。

表 付 1-6 高減衰積層ゴムの等価水平剛性に対する変動要因とばらつき幅

(a) +側

要因		特性	A	B	C	D	平均	最大
1	製造ばらつき	等価剛性	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
2	経年劣化	等価剛性	0.13	0.13	0.09	0.06	0.10	0.13
3	環境温度変化	等価剛性	0.14	0.17	0.17	0.35	0.21	0.35
合計		等価剛性	0.37	0.40	0.36	0.51	0.41	0.51

(b) -側

要因		特性	A	B	C	D	平均	最小
1	製造ばらつき	等価剛性	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10
2	経年劣化	等価剛性	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
3	環境温度変化	等価剛性	-0.14	-0.15	-0.02	-0.17	-0.12	-0.17
合計		等価剛性	-0.24	-0.25	-0.12	-0.27	-0.22	-0.27

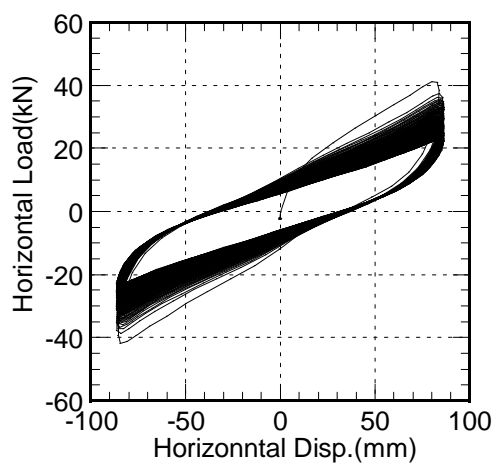
表 付 1-7 高減衰積層ゴムの等価減衰定数に対する変動要因とばらつき幅

(a) 剛性+側

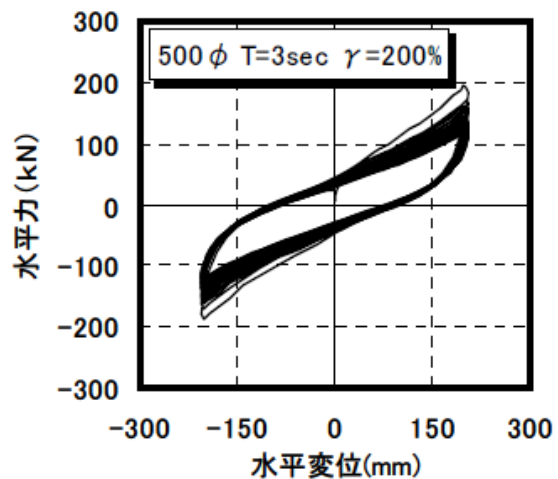
要因		特性	A	B	C	D	平均	最大
1	製造ばらつき	heq	-0.10	-0.10	-0.05	-0.10	-0.09	-0.10
2	経年劣化	heq	-0.10	-0.10	-0.15	-0.12	-0.12	-0.15
3	環境温度変化	heq	0.04	0.08	0.05	0.16	0.08	0.16
合計		heq	-0.16	-0.12	-0.15	-0.06	-0.12	-0.16

(b) 剛性-側

要因		特性	A	B	C	D	平均	最小
1	製造ばらつき	heq	0.10	0.10	0.15	0.10	0.11	0.15
2	経年劣化	heq	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	環境温度変化	heq	-0.11	-0.08	-0.03	-0.05	-0.07	-0.11
合計		heq	-0.01	0.02	0.12	0.05	0.05	0.12



(a)試験 A ($\gamma = \pm 200\%$ 、200cycle)



(b)試験 B (100cycle)

図 付 1-7 HDR の正弦波繰り返し加振履歴特性

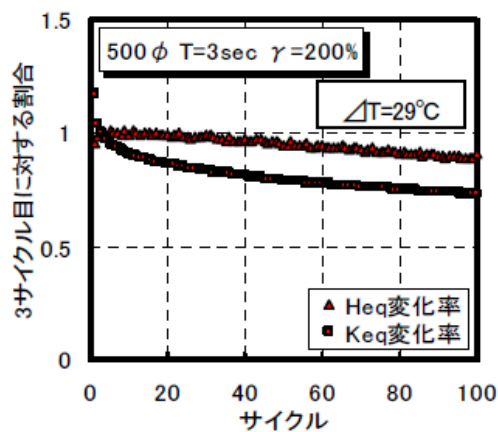


図 付 1-8 $\phi 500$ における繰り返し数と特性値変化

HDRにおいても、LRBと同様に多サイクルの繰り返し試験を実施し、その水平特性変化を求めている⁴⁾。履歴性状を示す図付1-7より、多サイクル加振により履歴形状が変化することがわかる。図付1-8より、等価減衰定数 (H_{eq}) よりも等価水平剛性 (K_{eq}) の低下度合いが大きいことがわかる。

(4) 弾性すべり支承

調査対象は製造会社4社の製品から計10製品である。変動ばらつき幅の出典は、製造会社の技術資料及び日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-である。弾性すべり支承の1次剛性の変化率は+側で0.55、-側で0.38となっている。製造のばらつきについては±20%が多いが、±30%としている部材も見られる。

摩擦係数については、告示の規定から製造のばらつきのみが列挙している。ここでは低摩擦タイプ（摩擦係数 $\mu = 0.01 \sim 0.03$ ）と高摩擦タイプ（ $\mu = 0.07 \sim 0.14$ ）に分類して表記した。

低摩擦タイプでは、各部材によって製造ばらつきが大きく異なっており、±20%のものもあれば、±50%までの変動を見込む製品も存在している。また高摩擦タイプでは、製造ばらつきは±22%であり、低摩擦タイプと比べ変動幅は小さい。

摩擦係数の面圧・速度依存性（表付1-9(b),(d)）から、摩擦係数の変化率は+側で低摩擦タイプ：最大0.77、高摩擦タイプ：0.50、-側では低摩擦タイプ：-0.59、高摩擦タイプで-0.65となっている。

表付1-8 弾性すべり支承の1次剛性のばらつき要因とその変化率

(a)+側

要因		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	平均	最大
1	製造ばらつき	0.30	0.20	0.20	0.20	0.30	0.30	0.20	0.20	0.20	0.30	0.24	0.30
2	経年劣化	0.10	0.15	0.15	0.20	0.10	0.16	0.15	0.20	0.20	0.10	0.15	0.20
3	環境温度変化	0.06	0.06	0.06	0.15	0.00	0.09	0.06	0.15	0.15	0.00	0.08	0.15
合計		0.46	0.41	0.41	0.55	0.40	0.55	0.41	0.55	0.55	0.40	0.47	0.55

(b)-側

要因		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	平均	最小
1	製造ばらつき	-0.30	-0.20	-0.20	-0.20	-0.30	-0.30	-0.20	-0.20	-0.20	-0.30	-0.24	-0.30
2	経年劣化	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	環境温度変化	-0.05	-0.06	-0.06	-0.05	0.00	-0.08	-0.06	-0.05	-0.05	0.00	-0.05	-0.08
合計		-0.35	-0.26	-0.26	-0.25	-0.30	-0.38	-0.26	-0.25	-0.25	-0.30	-0.29	-0.38

表 付 1-9 弾性すべり支承の摩擦係数におけるばらつき要因とその変化率

(a)低摩擦タイプ 基準値のばらつき

要因		特性	A	B	C	D	E	平均	最大
基準値		摩擦係数	0.015	0.029	0.029	0.011	0.013	0.019	
基準値速度		m/s	0.10	0.4	0.4	0.4	0.1	0.28	
基準値面圧 σ_0		N/mm ²	18	12/16	12/16	17/20	20	19	
1	製造ばらつき	+側	0.50	0.33	0.33	0.2	0.4	0.35	0.50
		-側	-0.50	-0.33	-0.33	-0.2	-0.4	-0.35	-0.50

(b)低摩擦タイプ 面圧・速度による変化率

要因		特性	A	B	C	D	E	平均	最大
2	速度依存	50kine 時	0.15	0.04	0.04	-	0.17	0.102	
		5kine 時	-0.06	-0.38	-0.38	-0.30	-0.07	-0.237	
3	面圧依存	2.0 σ_0	-0.30	-0.21	-0.21	-0.45	-0.40	-0.314	
		0.5 σ_0	0.42	0.26	0.26	0.50	0.60	0.408	
		+側	0.57	0.30	0.30	0.50	0.77	0.490	0.77
		-側	-0.36	-0.59	-0.59	-0.45	-0.47	-0.491	-0.59

(c) 高摩擦タイプ 基準値のばらつき

要因		特性	F	G	H	I	J	平均	最大
基準値		摩擦係数	0.13	0.136	0.094	0.075	0.1	0.107	
基準値速度		m/s	0.10	0.4	0.4	0.4	0.1	0.280	
基準値面圧 σ_0		N/mm ²	10	12/16	20/20	15/15	20	15	
1	製造ばらつき	+側	0.20	0.22	0.2	0.2	0.2	0.204	0.22
		-側	-0.20	-0.22	-0.2	-0.2	-0.2	-0.204	-0.22

(d) 高摩擦タイプ 面圧・速度による変化率

要因		特性	F	G	H	I	J	平均	最大
2	速度依存	50kine 時	0.15	0.01	-	-	0.0	0.053	
		5kine 時	-0.06	-0.19	-0.15	-0.30	-0.25	-0.190	
3	面圧依存	2.0 σ_0	-0.32	-0.19	-0.30	-0.45	-0.40	-0.332	
		0.5 σ_0	0.16	0.23	0.30	0.50	0.40	0.318	
		+側	0.31	0.24	0.30	0.50	0.40	0.350	0.50
		-側	-0.38	-0.38	-0.30	-0.45	-0.65	-0.432	-0.65

(5) 鋼材ダンパー

鋼材ダンパーの変動ばらつき幅の出典は、日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-である。鋼材ダンパーは、機械的諸特性に経年変化を生じることがないとし、水平特性の経年劣化による変化率はいずれも 1.0 としている。また周期変化による降伏荷重の変化率は、静的基準値に対する周期 1.1s、1.7s、2.8s 時の変化率である。

表 付 1-10 鋼材ダンパーの 1 次剛性の変動要因とその変化率

要因	特性	A	
		+側	-側
1 製造ばらつき	1 次剛性	0.10	-0.10
2 経年劣化	1 次剛性	0.00	0.00
3 環境温度変化	1 次剛性	0.00	0.00
4 周期変化	1 次剛性	0.00	0.00
合計	1 次剛性	0.10	-0.10

表 付 1-11 鋼材ダンパーの 2 次剛性の変動要因とその変化率

要因	特性	A	
		+側	-側
1 製造ばらつき	2 次剛性	0.00	0.00
2 経年劣化	2 次剛性	0.00	0.00
3 環境温度変化	2 次剛性	0.00	0.00
4 周期変化	2 次剛性	0.00	0.00
合計	2 次剛性	0.00	0.00

表 付 1-12 鋼材ダンパーの降伏荷重の変動要因とその変化率

要因	特性	A	
		+側	-側
1 製造ばらつき	降伏荷重	0.10	-0.10
2 経年劣化	降伏荷重	0.00	0.00
3 環境温度変化	降伏荷重	0.03	-0.03
4 周期変化	降伏荷重	0.07	0.00
合計	切片荷重	0.20	-0.13

(6) 鉛ダンパー

鉛ダンパーの変動ばらつき幅の出典は、日本免震構造協会発行の免震部材標準品リスト-2005-である。鉛ダンパーは、機械的諸特性に経年変化を生じることがないとし、水平特性の経年劣化による変化率はいずれも 1.0 としている。また周期変化による降伏荷重の変化率は、周期 3 秒に対する周期 2s 時の変化率である。

表 付 1-13 鉛ダンパーの 1 次剛性の変動要因とその変化率

	要因	特性	A	
			+側	-側
1	製造ばらつき	1 次剛性	0.20	-0.20
2	経年劣化	1 次剛性	0.00	0.00
3	環境温度変化	1 次剛性	0.00	0.00
4	周期変化	1 次剛性	0.00	0.00
	合計	1 次剛性	0.20	-0.20

表 付 1-14 鉛ダンパーの 2 次剛性の変動要因とその変化率

	要因	特性	A	
			+側	-側
1	製造ばらつき	2 次剛性	0.00	0.00
2	経年劣化	2 次剛性	0.00	0.00
3	環境温度変化	2 次剛性	0.00	0.00
4	周期変化	2 次剛性	0.00	0.00
	合計	2 次剛性	0.00	0.00

表 付 1-15 鉛ダンパーの降伏荷重の変動要因とその変化率

	要因	特性	A	
			+側	-側
1	製造ばらつき	降伏荷重	0.10	-0.10
2	経年劣化	降伏荷重	0.00	0.00
3	環境温度変化	降伏荷重	0.07	-0.07
4	周期変化	降伏荷重	0.03	0.00
	合計	切片荷重	0.20	-0.17

2. 種々の免震部材からなる免震層の復元力特性におけるばらつき幅について

(1) すべり支承なし、外付けダンパーなしの場合

a. LRB 単体および LRB+NR

1) 弾性部分（2次剛性）の変動

1.(1)および(2)より、

+側：0.26～0.31

-側：-0.15～-0.30

2) 切片荷重の変動

LRB の切片荷重のばらつきにより決まる。1.(2)より

+側：0.33～0.44

-側：-0.27～-0.31

b. HDR 単体

=等価水平剛性と等価粘性減衰定数にて評価するとした場合=

1) 等価水平剛性の変動

1.(3)より、

+側：0.37～0.51、このとき等価粘性減衰定数-0.06～-0.16

-側：-0.12～-0.27、このとき等価粘性減衰定数-0.01～+0.12

(2) すべり支承あり、外付けダンパーなしの場合

a. NR+すべり支承

全体としてバイリニアにて表現しうる。

1) 弾性部分（2次剛性）の変動

天然ゴム系積層ゴムのばらつきと等しくなる。1.(1)より

+側：0.21～0.30

-側：-0.12～-0.20

2) 切片荷重の変動

切片荷重のばらつきは、摩擦係数の製造ばらつき、速度および面圧依存性の和とする。

1.(4)より、

(低摩擦タイプ： $\mu = 0.01 \sim 0.03$ の場合)

+側：0.6～1.17

-側：-0.65～-0.89

(高摩擦タイプ： $\mu = 0.07 \sim 0.14$ の場合)

+側：0.46～0.70

-側：-0.58～-0.85

b. LRB+すべり支承、NR+LRB+すべり支承

全体としてバイリニアとして表現する。

1) 弾性部分（2次剛性）の変動

天然ゴム系積層ゴムまたは LRB のばらつきと等しくなる。1.(1)および(2)より、

+側：0.26～0.31

-側：-0.15～-0.30

2) 切片荷重の変動

LRB の切片荷重の基準値の総和を ${}_{lrb}Q_d$ 、ばらつきを表現する係数を ${}_{lrb}\beta_d$ 、すべり支承の鉛直荷重を P 、摩擦係数の基準値を ${}_s\mu$ 、摩擦係数のばらつきを表現する係数を ${}_s\beta$ とすると、

$$+側 : \frac{{}_{lrb}Q_d \cdot {}_{lrb}\beta_d (+) + P \cdot {}_s\mu \cdot {}_s\beta (+)}{{}_{lrb}Q_d + P \cdot {}_s\mu \cdot {}_s\beta}$$

$$-側 : \frac{{}_{lrb}Q_d \cdot {}_{lrb}\beta_d (-) + P \cdot {}_s\mu \cdot {}_s\beta (-)}{{}_{lrb}Q_d + P \cdot {}_s\mu \cdot {}_s\beta}$$

例として、LRB とすべり支承からなる免震層を有する免震構造物を考える。

免震層の降伏せん断力係数を 0.04、LRB とすべり支承の軸力分担比を 85:15 とし、摩擦係数を 0.03（低摩擦タイプ）とし、ばらつき幅を(2) 2)より 1.17~-0.89 とする。

=免震層の切片荷重のばらつき=

$$+側のばらつき比率 : (0.0355Wg*(1+0.31)+0.0045Wg*(1+1.17))/0.04Wg=1.41 \rightarrow 1.41-1.00=\underline{+0.41}$$

$$-側のばらつき比率 : (0.0355Wg*(1-0.30)+0.0045Wg*(1-0.89))/0.04Wg=0.63 \rightarrow 0.63-1.00=\underline{-0.37}$$

(3) すべり支承なし、弾塑性系ダンパーありの場合

a. NR+弾塑性系ダンパー

全体としてバイリニア特性となる。

1) 弾性剛性（2次剛性）の変動

NR の水平剛性の基準値の総和を ${}_{nr}K$ 、ばらつきを表現する係数を ${}_{nr}\beta$ 、弾塑性系ダンパーの2次剛性の基準値の総和を ${}_bK_2$ 、ばらつきを表現する係数を ${}_b\beta_2$ とすると、

$$+側 : \frac{{}_{nr}K \cdot {}_{nr}\beta (+) + {}_bK_2 \cdot {}_b\beta_2 (+)}{{}_{nr}K + {}_bK_2}$$

$$-側 : \frac{{}_{nr}K \cdot {}_{nr}\beta (-) + {}_bK_2 \cdot {}_b\beta_2 (-)}{{}_{nr}K + {}_bK_2}$$

ただし、鋼材ダンパーおよび鉛ダンパーの2次剛性のばらつき幅は 0 と規定されているため、免震層全体の2次剛性の基準値に対するばらつき比率は、NR の剛性ばらつき比率よりも小さくなる。

2) 降伏荷重のばらつき

弾塑性ダンパーの降伏荷重のばらつき幅と等しくなる。1.(5)および(6)より

$$+側 : 0.20 \text{ 程度}$$

$$-側 : -0.13 \sim -0.17$$

b. NR+LRB+弾塑性系ダンパー

全体としてバイリニアとして表現する。

1) 弾性剛性（2次剛性）の変動

NRの水平剛性の基準値の総和を ${}_{nr}K$ 、ばらつきを表現する係数を ${}_{nr}\beta$ 、LRBの2次剛性の基準値の総和を ${}_{lrb}K_2$ 、ばらつきを表現する係数を ${}_{lrb}\beta_2$ 、弾塑性系ダンパーの2次剛性の基準値の総和を ${}_bK_2$ 、ばらつきを表現する係数を ${}_b\beta_{K2}$ とすると、

$$+側：\frac{{}_{nr}K \cdot {}_{nr}\beta (+) + {}_{lrb}K_2 \cdot {}_{lrb}\beta_2 (+) + {}_bK_2 \cdot {}_b\beta_{K2} (+)}{{}_{nr}K + {}_{lrb}K_2 + {}_bK_2}$$

$$-側：\frac{{}_{nr}K \cdot {}_{nr}\beta (-) + {}_{lrb}K_2 \cdot {}_{lrb}\beta_2 (-) + {}_bK_2 \cdot {}_b\beta_{K2} (-)}{{}_{nr}K + {}_{lrb}K_2 + {}_bK_2}$$

ただし、鋼材ダンパーおよび鉛ダンパーの2次剛性のばらつき幅は0と規定されているため、免震層全体の2次剛性の基準値に対するばらつきの比率は、NRおよびLRBの剛性ばらつきの比率よりも小さくなる。

2) 降伏荷重のばらつき

LRBの切片荷重の基準値の総和を ${}_{lrb}Q_d$ 、ばらつきを表現する係数を ${}_{lrb}\beta_d$ 、弾塑性系ダンパーの降伏荷重の基準値の総和を ${}_bQ_d$ 、摩擦係数のばらつきを表現する係数を ${}_b\beta_{Qd}$ とすると、

$$+側：\frac{{}_{lrb}Q_d \cdot {}_{lrb}\beta_d (+) + {}_bQ_d \cdot {}_b\beta_{Qd} (+)}{{}_{lrb}Q_d + {}_bQ_d}$$

$$-側：\frac{{}_{lrb}Q_d \cdot {}_{lrb}\beta_d (-) + {}_bQ_d \cdot {}_b\beta_{Qd} (-)}{{}_{lrb}Q_d + {}_bQ_d}$$

ただし、鋼材ダンパー及び鉛ダンパーの降伏荷重のばらつき幅は基準値に対して+側0.20、-側-0.17であり、LRBの切片荷重のばらつき幅よりも小さいため、免震層全体の切片荷重のばらつきは、基準値の切片荷重の総和に対してLRBのばらつき幅+側：0.33～0.44、-側：-0.27～-0.31よりも小さくなる。

(4) 積層ゴム+すべり支承+弾塑性系ダンパー

天然ゴム系積層ゴムおよびLRBを用いる場合は、全体をバイリニア特性として表現し、2. および3. の計算方法を組み合わせることにより、全体系の2次剛性および切片荷重のばらつきを求める。

HDRを使用する場合は、それぞれの復元カーループを足し合わせた場合の等価水平剛性および等価粘性減衰定数を求める。これは想定する免震層変位に依存する。

弾性剛性のばらつき幅は、積層ゴムの2次剛性分のばらつき幅を見ておけば安全側に評価できる。

降伏荷重のばらつきについては、以下に具体例を示す。

例. 免震層の構成は、NR、LRB、弾性すべり支承（摩擦係数：0.015）および履歴系ダンパーから成るとする。免震層全体の降伏せん断力係数は0.055とする。

弾性すべり支承の負担軸力比は全体の 0.5 とする。また、LRB と履歴ダンパーの降伏耐力比は 4 : 6 とする。

各部材の降伏荷重のばらつきは以下とする。

	(+側)	(-側)
LRB	+0.31	-0.30
履歴系ダンパー	+0.20	-0.17
弾性すべり支承	+1.17	-0.89

弾性すべり支承の降伏荷重（摩擦力）は、
 $0.5W_g \times 0.015 = 0.0075W_g$ (W_g : 建物重量)

=免震層の切片荷重のばらつき=

+側のばらつき比率：

$$((0.055 - 0.0075) * W_g * 0.40 * (1 + 0.31) + (0.055 - 0.0075) * W_g * 0.60 * (1 + 0.20) + 0.0075W_g * (1 + 1.17)) / 0.055W_g$$

$$= 1.37 \rightarrow 1.37 - 1.00 = \underline{+0.37}$$

-側のばらつき比率：

$$((0.055 - 0.0075) * W_g * 0.40 * (1 - 0.30) + (0.055 - 0.0075) * W_g * 0.60 * (1 - 0.17) + 0.0075W_g * (1 - 0.89)) / 0.055W_g$$

$$= 0.68 \rightarrow 0.68 - 1.00 = \underline{-0.32}$$

【参考文献】

- 1) 昭和電線デバイステクノロジー株式会社 技術資料
- 2) 東洋ゴム工業株式会社 技術資料
- 3) 日本免震構造協会：免震部材標準品リスト－2005－，2005
- 4) 清水建設株式会社，社団法人日本免震構造協会：平成 20 年度 建築基準整備促進事業 「12 免震建築物の基準の整備に資する検討」報告書，2009.

© 建築研究資料 第162号

平成26年 8月21日 印刷・発行

編集
発行 独立行政法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで

独立行政法人建築研究所企画部企画調査課

〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地
電話(029) 864-2151 (代)

