

# 建築研究報告

*REPORT OF THE BUILDING RESEARCH INSTITUTE*

No. 151

*April 2022*

地盤の増幅特性を考慮した  
鉄骨造建築物の耐震性能に関する研究

Study on Seismic Performance of Japanese Steel Buildings  
Considering Site Amplification Effect

大塚 悠里, 平石 久廣

Yuri OTSUKA, Hisahiro HIRAISHI

国立研究開発法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

国立研究開発法人建築研究所、関係機関及び著者は、読者の皆様が本資料の内容を利用することで生じたいかなる損害に対しても、一切の責任を負うものではありません。

## はしがき

建築物に作用する地震力には、地盤の増幅特性が大きく影響することは言うまでもない。現在、我が国において建築物の設計には、昭和 56 年に施行された新耐震基準に基づく保有水平耐力計算が多く用いられている。保有水平耐力計算では、設計用地震力を規定する因子の一つである振動特性係数  $R_f$  の設定において地盤を 3 種類に分類している。しかしながら、建築物の一次固有周期として地震時の応答周期ではなく弾性周期を用いているため、中低層の建築物では、一次固有周期が振動特性係数  $R_f$  の値が一定となる領域の比較的短い値に評価され、結果として、多くの場合で建築物の設計用地震力に地盤種別の違いが現れてくることはない。また、**International Building Code** などに比べ、地盤の分類数も著しく少ない。地盤の増幅特性を詳細に考慮しうるものとして平成 12 年に導入された限界耐力計算の精算法があるが、現在のところ一般の建築物にはあまり用いられていない。

そこで、本書では、建築物の耐震設計における地盤の増幅特性評価の今後のあり方を検討するための技術資料を得るべく、保有水平耐力計算に基づき設計された鉄骨造建築物を想定し、首都圏を例として、その耐震性能に与える地盤増幅の影響を検討することとした。ここで、耐震性能は応答変位と限界変位との関係から評価し、保有水平耐力計算の規定に基づき地盤の増幅特性を単純化して評価した場合に、地盤の増幅特性がどのように耐震性能に現れるかを検討整理している。今後、建築物の耐震性能評価をより高度化するためには、地盤の増幅特性の影響をより詳細に設計に反映させることも必要と考えられる。本書は、この考えの下、地盤増幅特性をより詳細に評価することの効果や、設計上の留意事項を明らかにすることを目指すものである。

本書に報告する研究内容については、当初、明治大学建築構造第一研究室（平石研究室）で着手されたものである。一方、建築研究所においても、研究課題「開発途上国の現状に即した地震・津波に係る減災技術及び研修の普及に関する研究」（平成 30 年度～令和 3 年度）において、日本を含む世界の地震応答評価法を調査する必要性が生じていた。そこで、明治大学の先行研究を建築研究所で引き継ぎ、本研究課題の中で新たに鉄骨造建築物を対象に研究を発展させることとした。本書は、今後の建築物の耐震性能検証のあり方を検討していく上で、本研究の成果が極めて重要であると考え、これを建築研究所より建築研究報告として出版するものである。本書が、関係する研究者のみならず、実務に携わる技術者の方々にも、建築物の耐震性能評価の参考として活用されることを大いに期待する。

令和 4 年 4 月

国立研究開発法人建築研究所  
理事長 澤地 孝男

# 地盤の増幅特性を考慮した 鉄骨造建築物の耐震性能に関する研究

大塚 悠里\*1, 平石 久廣\*2

## 概要

近年、鉄骨造建築物は鉄筋コンクリート造建築物や木造建築物と共に地震によって大きな被害を被っている。近年における地震動の被害調査より、鉄骨造建築物では地域や地区によってその被害率に差異が生じたこと、特に中低層の鉄骨造建築物で顕著な被害が発生したことが報告されている。

現在、我が国において建築物の設計には、限界耐力計算（2000年施行）よりも保有水平耐力計算（1981年施行）の方が多く用いられている。保有水平耐力計算では、地盤の増幅特性を振動特性係数により考慮している。この振動特性係数では、地盤の増幅を1種地盤、2種地盤、3種地盤の3種類に分類している。しかしながら、鉄骨造建築物では同じ2種地盤であっても地震時の応答には差異が生じ、3種地盤では地震時の応答が他の地盤種別の応答よりも大きくなることが報告されている。

また、保有水平耐力計算では、建築物の周期として地震時の応答周期ではなく、弾性周期を用いている。このため、中低層建築物では地盤種別に係わらず、振動特性係数がほぼ一定で、実質的に地盤の影響が設計用入力地震動にほとんど反映されていないと言える。

本報告では鉄骨造建築物の耐震性能を把握するため、増幅特性を考慮した地震動を用いて、鉄骨造建築物の耐震性の評価を行った。具体的には、首都圏を例示として、実地盤情報を考慮した表層の地震動を用い、保有水平耐力計算によって設計された鉄骨造建築物の地震応答解析を行った。応答解析結果より、地盤種別の特性と建築物の応答の関係を提示した。

\*1 国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター 研究員

\*2 明治大学理工学部建築学科 名誉教授（国立研究開発法人建築研究所 客員研究員）

# STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF JAPANESE STEEL BUILDINGS CONSIDERING SITE AMPLIFICATION EFFECT

Yuri OTSUKA\*<sup>1</sup>, Hisahiro HIRAISHI\*<sup>2</sup>

## ABSTRACT

Recently, steel-framed buildings were severely damaged by earthquakes, as well as reinforced concrete buildings and wooden buildings in Japan. According to earthquake damage investigations, the damage rate of steel-framed buildings significantly differed depending on the area or district, and severe damages were particularly found for middle- and low-rise steel-framed buildings.

Most Japanese buildings have been designed by regulation of the calculation of lateral load-carrying capacity (Enforced in 1981) more than the calculation of response and limit strength (Enforced in 2000). In this calculation, the site amplification effect is taken into consideration by the vibration characteristic coefficient. This coefficient classifies site amplification into soil type 1, soil type 2, and soil type 3. However, it was reported that for steel-framed buildings, the response analytical results were remarkably different depending on areas in soil type 2, and those in soil type 3 were possibly larger than expected ones.

In the calculation of lateral load-carrying capacity, the elastic response period is used as the period of the building, and for low- and middle-rise buildings, the vibration characteristic coefficient is almost constant and the ground type is irrelevant. As a result, the site amplification effect is not reflected in the design input seismic motion.

This paper evaluated the seismic response of Japanese steel-framed buildings, considering the site amplification effect. In the evaluation, the response analysis was performed focusing on the structural characteristic factor as a variable. From the time history analytical results, it was proved that the seismic performance of steel-framed buildings was significantly influenced by the site amplification. And the paper investigated this influence from the viewpoint of the acceleration response spectrum and equivalent period.

\*1 Research Engineer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering,  
Building Research Institute

\*2 Prof. Emer., Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ.  
(Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

## 目次

1. はじめに.....	1
2. 時刻歴応答解析の方法.....	2
2.1 解析モデル.....	2
2.2 表層の地震動.....	3
2.3 上部構造のモデル化の方法.....	7
2.4 建築物の限界変形角 $R_u$ の設定.....	15
3. 時刻歴応答解析の結果.....	16
3.1 層せん断力-層間変形角関係の例.....	16
3.2 3階建て（低層）モデルの応答解析結果.....	17
3.3 8階建て（中層）モデルの応答解析結果.....	21
3.4 14階建て（高層）モデルの応答解析結果.....	25
3.5 応答の片寄りの検討.....	28
4. 最大応答時における等価周期と加速度応答スペクトルの関係.....	36
5. まとめ.....	67
謝辞.....	68
参考文献.....	69

## 1. はじめに

近年、鉄骨造建築物は鉄筋コンクリート造建築物や木造建築物と共に地震により大きな被害を被っており、兵庫県南部地震（1995年）では地区によって被害率に差異が生じたことが報告されている<sup>1)</sup>。また、東日本大震災（2011年）では主に、中低層の鉄骨造建築物で構造被害が多く発生したことが報告されている<sup>2)</sup>。さらに、熊本地震（2016年）では、1991年から2000年に建てられた鉄骨造建築物でも全壊したものがあることが報告されている<sup>3)</sup>。一方、主要都市（仙台、東京、名古屋、大阪）の一樣ハザードスペクトルを用いた鉄骨造建築物の地震リスク評価に関する研究では、鉄骨造建築物は同じ2種地盤であってもその応答には差異が生じ、特に3種地盤では応答が大きくなることが報告されている<sup>4)</sup>。

地盤の影響に関しては、地盤の増幅特性を詳細に考慮するものとして、2000年に建築基準法令に導入された限界耐力計算の精算法があるが、一般の建築物についてはあまり用いられていない。一方、現在、我が国の既存の建築物は限界耐力計算よりも保有水平耐力計算で設計されることが多く、この保有水平耐力計算では、地盤の増幅特性を振動特性係数により考慮している。この振動特性係数では、地盤の増幅を3種類の地盤種別に分類しているものの、建築物の周期として応答周期ではなく、弾性周期を用いている。このため、中低層建築物では、ある程度以下の応答周期において、振動特性係数が地盤種別に係わらず一定値とされており、実質的に地盤の影響が設計用入力地震動にほとんど反映されていないと言える。また、**International Building Code**などに比べ、地盤種別の分類数も著しく少ない。このような要因から、平石等の研究では、新耐震基準で想定する建築物の応答と地盤の増幅特性を精算した建築物の応答には、概してかなり大きな差異が生じることが示されている<sup>5)</sup>。

このため、著者等は既に鉄筋コンクリート造建築物及び鉄筋コンクリート造壁式構造を対象に首都圏の実地盤情報を考慮した検討を行い<sup>6) 7)</sup>、現行建築物の耐震性を示している。地盤種別や建築物の強度が同じであっても建設地域ごとで、建築物の応答に大きな差異が生じることを明らかにしている。

このような背景から、本報告では、鉄骨造建築物の耐震性能を把握するため、地盤の増幅特性を考慮した鉄骨造建築物の耐震性の評価を行った。具体的には、例示として首都圏の各地の実地盤情報を考慮した表層の地震動を用い、保有水平耐力計算によって設計された鉄骨造建築物を対象に地震応答解析を行った。また、保有水平耐力計算の理念に基づいた構造特性係数 $D_s$ ごとの限界変形角 $R_u$ と応答解析結果の比較を行った。さらに、現行耐震基準による鉄骨造建築物の耐震性の評価を行った。

## 2. 時刻歴応答解析の方法

### 2.1 解析モデル

解析モデルは文献<sup>6,7)</sup>と同様に、工学的基盤上の複数層からなる表層地盤と、その上に建つ上部構造とした。図 2.1 にその概念図を示す。

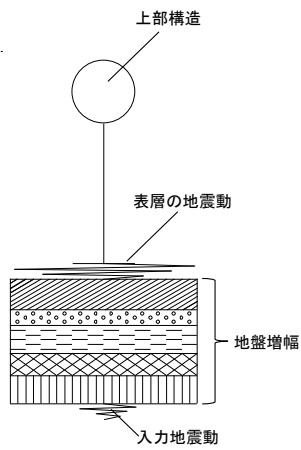


図 2.1 解析概念図



## 2.2 表層の地震動

上部構造の地震応答解析に用いた表層の地震動は文献<sup>6, 7)</sup>と同様の方法で算出した。解放工学的基盤に入力する地震動は、平成 12 年建設省告示第 1461 号に示された「極めて稀に発生する地震動」の加速度応答スペクトルに対応する模擬地震動(図 2.2 参照)とした。なお、位相特性は乱数位相とした。

表層の地震動は、首都圏各地の地盤情報を基に、各地における地盤増幅を反映することで解析的に算出した。算出においては、文献<sup>6, 7)</sup>と同様に以下の条件の下、等価線形一次地盤応答解析プログラム SHAKE を用いて求めた。

- 地盤情報には、防災科学研究所強震ネットワーク (K-NET)<sup>8)</sup>に公開されているデータから関東(東京都、神奈川県、千葉県、埼玉県、茨城県、栃木県、群馬県、山梨県)に位置するデータ(118カ所)(図 2.3 参照)を用いた。
- 土質は土質データを参考に、砂質土と粘性土の2種類とした。
- K-NETにより公開されている地盤情報の深度は20mまでであるが、文献<sup>9)</sup>に従い、せん断波速度が400(m/s<sup>2</sup>)以上となる層が5(m)以上に渡る場合には、その層を解放工学的基盤とした。
- 上記に該当する層がない場合には、最深である深度20(m)を解放工学的基盤とした。
- 地盤の非線形モデルは Hardin - Drnevich model<sup>10)</sup>とした。
- 基準せん断歪み  $\gamma_{0.5}$  は、平成 12 年建設省告示第 1457 号第 10 第 2 項第二号イ及びロより、砂質土で 0.10%、粘性土で 0.18%とした<sup>11)</sup>。
- 最大減衰定数  $h_{max}$  は、平成 12 年建設省告示第 1457 号第 10 第 2 項第二号イ及びロより、砂質土で 21%、粘性土で 17%とした<sup>11)</sup>。

なお、解析時に地盤のひずみレベルが1%を超える解析地点では、SHAKEよりも比較的大きなひずみレベルまで適用が可能とされている直接積分法による時刻歴非線形解析により表層の地震動を求めた。また、地盤の液状化については考慮の手法が多岐にわたる<sup>12), 13)</sup>ため、本報告では今後の課題とし、考慮しないものとした。

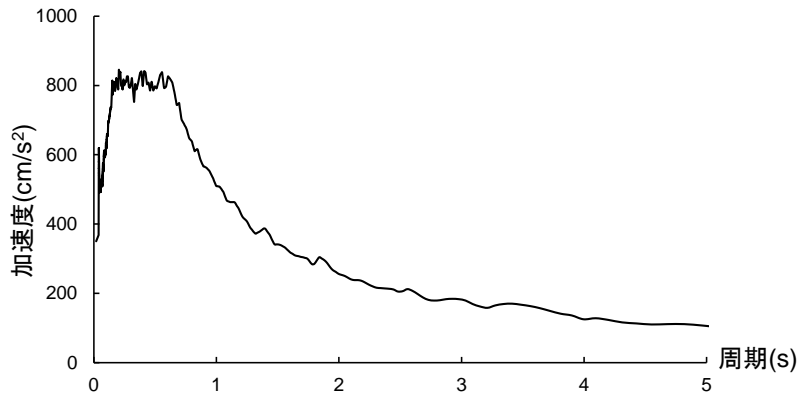
表 2.1 に解析地点名と地盤の1次卓越周期  $T_g$  を示す。なお、各地盤の種別判定には、(2.1)式~(2.3)式を用いた。また、地盤の1次卓越周期  $T_g$  は文献<sup>9)</sup>を参考とした。

$$[1 \text{ 種地盤}] \quad T_g \leq 0.2 \quad (2.1)$$

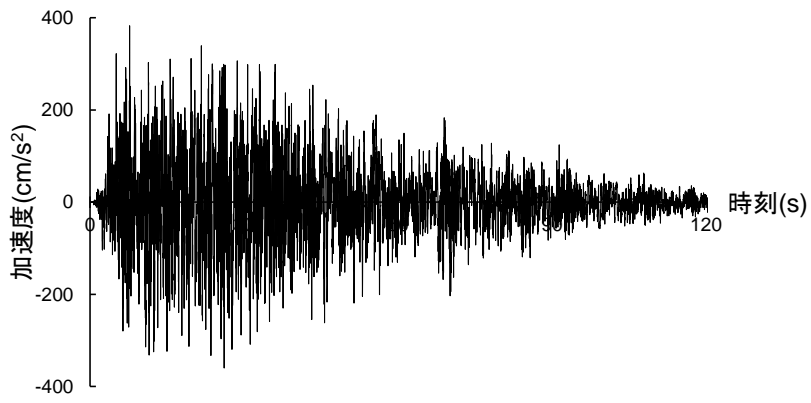
$$[2 \text{ 種地盤}] \quad 0.2 < T_g \leq 0.75 \quad (2.2)$$

$$[3 \text{ 種地盤}] \quad 0.75 < T_g \quad (2.3)$$

図 2.4 に上記の仮定の下、算出した表層の地震動の一部(鎌倉、厚木、横浜)の加速度応答スペクトル  $S_a$  を示す。



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 時刻歴波形

図 2.2 入力地震動

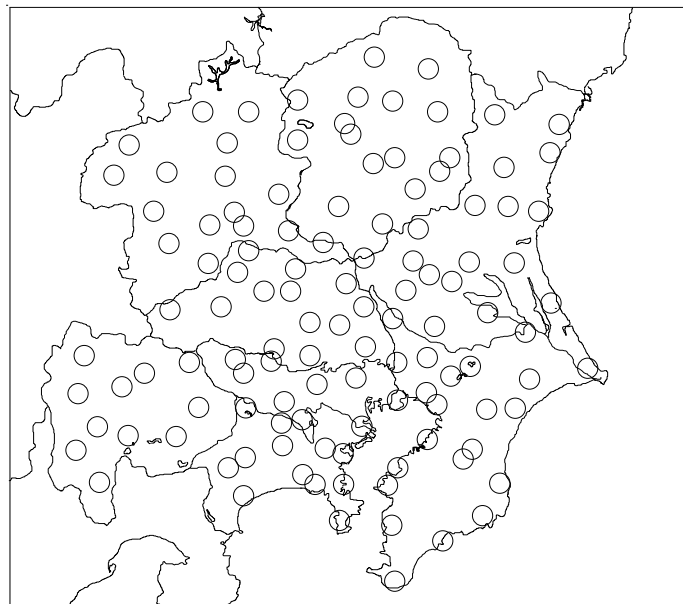


図 2.3 解析地点

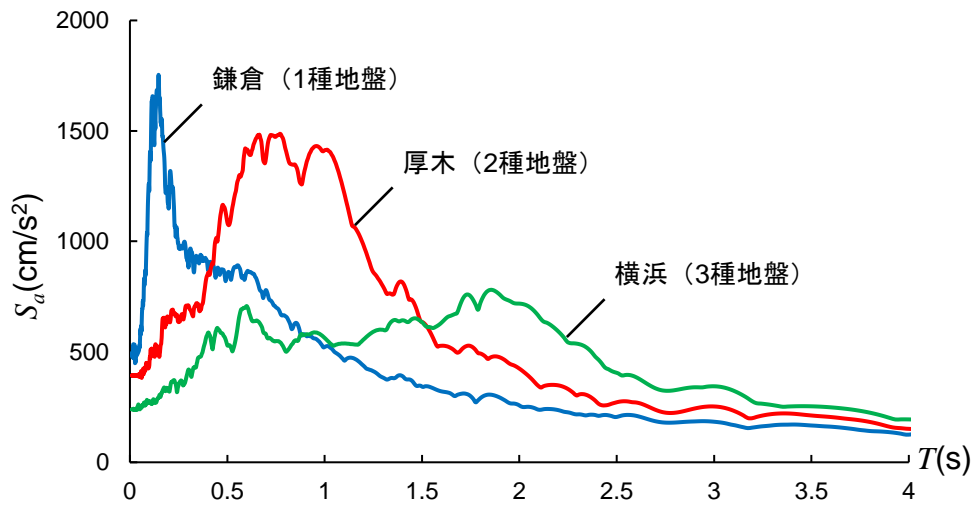


図 2.4 表層の地震動（鎌倉、厚木、横浜）

表2.1 解析地点一覧

県名	地盤種別	解析地点名	$T_v$	県名	地盤種別	解析地点名	$T_v$	県名	地盤種別	解析地点名	$T_v$	県名	地盤種別	解析地点名	$T_v$			
東京	1種地盤	水川	0.18	埼玉	2種地盤	本庄	0.27	群馬	1種地盤	那珂湊	0.23	山梨	1種地盤	吾妻	0.16			
		椛原	0.13			熊谷	0.31			取手	0.22			那珂	0.19			
	2種地盤	青梅	0.44		小川(埼玉)	0.26	鹿島		0.21	栃木	1種地盤		黒磯	0.03	群馬	2種地盤	桐生	0.12
		町田	0.30		春日部	0.57	黒磯		0.03				伊勢崎	0.19				
		新宿	0.30		大宮(埼玉)	0.73	塩原		0.02				坂本	0.05				
		八王子	0.23		所沢	0.34	藤原		0.16				下仁田	0.04				
		小金井	0.24		長瀬	0.23	湯元		0.11				万場	0.09				
		横須賀	0.10		久喜	1.37	小川(栃木)		0.13				前橋	0.27				
		鎌倉	0.11		川口	1.13	宇都宮		0.04				館林	0.39				
		二俣川	0.17		高萩	0.17	足尾		0.03				太田	0.31				
藤野	0.07	水戸	0.20	葛生	0.15	高崎	0.35											
神奈川	1種地盤	藤野	0.10	茨城	1種地盤	下館	0.04	群馬	2種地盤	真岡	0.14	山梨	1種地盤	丹波山	0.03			
		秦野	0.10			日立	0.30			茂木	0.15			大月	0.19			
		山北	0.11			大宮(茨城)	0.25			芹沼	0.10			富士吉田	0.13			
		川崎	0.72			古河	0.38			北高岡	0.02			塩山	0.15			
		藤沢	0.31			下妻	0.45			矢板	0.38			本栖	0.07			
		相模原	0.21			つくば	0.45			鹿沼	0.31			南部	0.11			
		三崎	0.21			石岡	0.69			今市	0.31			早川	0.08			
		相模原	0.22			鉾田	0.28			小山	0.22			須玉	0.07			
		厚木	0.65			土浦	0.30			片品	0.09			甲府	0.51			
		横濱	1.12			岩井	0.51			沼田	0.13			六郷	0.28			
		小田原	0.98			江戸崎	0.44			草津	0.17			芦安	0.41			
		松戸	0.15			大子	0.23			嬬恋	0.17							
		佐原	0.20			笠間	0.21											
		千葉	1種地盤			銚子	0.04											
銚子	0.04																	
銚子	0.04																	
茂原	0.04																	

## 2.3 上部構造のモデル化の方法

解析対象は、図 2.5 に示す建築物中央部に位置している柱 1 本と両側半スパンの梁が支持するスラブ範囲 (6m×6m) とした。

建築物の階高  $h$  は 3.5(m)、階数  $n$  は 3 階、8 階、14 階の計 3 種類とし、これを 1 質点化して解析を行った。なお、建築物の高さ  $H$ (m) は(2.4)式によった。

$$H = h \times n \quad (2.4)$$

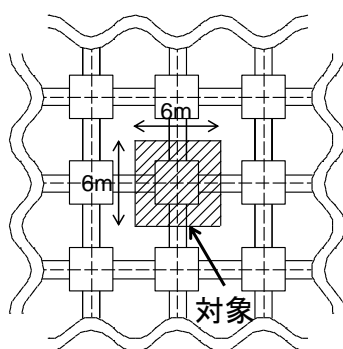


図 2.5 解析対象 (上部構造)

1 質点化することによる建築物の有効高さ  $H_u$ (m) は文献<sup>14)</sup>にならぬ求めた。以下に誘導方法について示す。図 2.6 に縮約 1 自由度モデルを示す。図 2.7(a) に示すように、多自由度系の 1 次モードによる総水平変位量は各質点の水平変位を合計して、 ${}_1\delta \cdot \sum {}_1\beta \cdot u_i$  で表される。一方、図 2.7(b) は 1 次モードの変位分布が直線系となる多自由度系を示している。この場合、図中の全体変形角  $R$  と各質点の高さ  $H_i$  を用いると、各質点の水平変位は  $H_i \cdot R$  で表せる

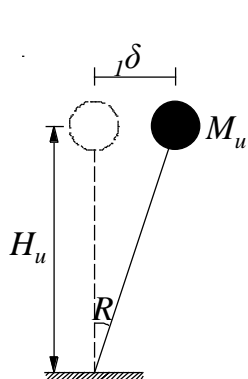
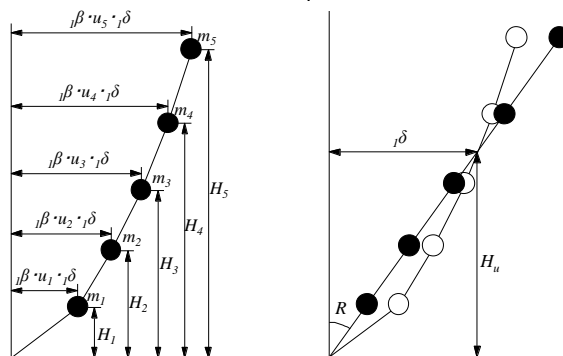


図 2.6 縮約 1 自由度系モデル



(a) 各質点の水平変位 (b) 直線形変位

図 2.7 多自由度系モデル

ことから、総水平変位量は $R \cdot \sum H_i$ となる。ここで、2つの系の総水平変位量を等値とすると(2.5)式が得られる。

$$R = \frac{{}_1\delta \cdot \sum {}_1\beta \cdot u_i}{\sum H_i} \quad (2.5)$$

${}_1\delta$  : 縮約1自由度系の水平変位

${}_1\beta$  : 1次の刺激係数

$u_i$  : 1次のモードベクトル

$\Sigma$  :  $i=1$  から  $n$  までの総和

$R$  : 建築物の全体変形角

図 2.7(b)において、水平変位が  ${}_1\delta$  となる高さを建築物の有効高さ  $H_u(\text{m})$ とすると(2.6)式が得られる。また、(2.6)式に(2.5)式を代入すると、建築物の有効高さを表す(2.7)式が得られる。

$$H_u = \frac{{}_1\delta}{R} \quad (2.6)$$

$$H_u = \frac{\sum H_i}{\sum {}_1\beta \cdot u_i} \quad (2.7)$$

なお、(2.7)式は等質量  $m$ 、等階高  $h$  を有し、1次のモードベクトル  $u_i$  が直線形となる  $n$  自由度系においては、(2.8)式が成立する。

$$H_u = \left( \frac{2}{3} + \frac{1}{3n} \right) n \cdot h \quad (2.8)$$

ここで、政令第82条の5より、各階質量を  $m_i(\text{ton})$ 、各階水平変位を  $\delta_i(\text{m})$ とすると、有効質量  $M_u(\text{ton})$ は(2.9)式となる<sup>11)</sup>。また、(2.9)式に重力加速度  $g(\text{m/s}^2)$ を乗じ、有効重量  $W_u(\text{kN})$ が(2.10)式で表せる。なお、本報告では、単位面積当たりの重量を  $8(\text{kN/m}^2)$ 、柱1本当たりの支配面積を  $36(\text{m}^2)$  ( $6\text{m} \times 6\text{m}$ )とした。

$$M_u = \frac{(\sum m_i \cdot \delta_i)^2}{\sum m_i \cdot \delta_i^2} \quad (2.9)$$

$$W_u = M_u \times g \quad (2.10)$$

文献<sup>15), 16)</sup>より、鉄骨造建築物の固有周期  $T_1$  は(2.11)式によった。また、初期剛性  $K_1$  は(2.12)式より算定した。

$$T_1 = 0.5 + 0.027H \quad (2.11)$$

$$K_1 = 4\pi^2 \frac{M_u}{T_1^2} \quad (2.12)$$

以上により求めた上部構造の諸元を、表 2.2 に示す。

表 2.2 上部構造諸元

階数 $n$	建物高さ $H$ (m)	有効高さ $H_u$ (m)	有効重量 $W_u$ (kN)	固有周期 $T_1$ (s)	初期剛性 $K_1$ (kN/m)
3	10.5	8.17	740.57	0.78	4859.85
8	28	19.83	1829.65	1.26	4672.20
14	49	33.83	3128.28	1.82	3791.97

文献<sup>11)</sup>より、上部構造の降伏時せん断耐力  $Q_{y2}$ (kN)は、建築基準法施行令第 82 条の 3 に規定する必要保有水平耐力  $Q_{um}$ (kN)を必要せん断耐力と見なして、(2.13)式～(2.15)式より算定した。

$$Q_{y2} = Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (2.13)$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_u \quad (2.14)$$

- $D_s$  : 構造特性係数
- $F_{es}$  : 形状係数
- $Z$  : 地震地域係数
- $R_t$  : 振動特性係数
- $A_i$  : 層せん断力分布係数
- $C_0$  : 標準せん断力係数

ここで、必要せん断耐力  $Q_{um}$ (kN)は、標準せん断力係数  $C_0$ を 1.0 として求めた各階の層せん断力である。また、本報告では、形状係数  $F_{es}$ 、地震地域係数  $Z$ 、層せん断力分布係数  $A_i$

を 1.0 としたため、(2.13)式は(2.15)式で表せる。

$$Q_{y2} = D_s \cdot R_t \cdot W_u \quad (2.15)$$

振動特性係数  $R_t$  は、昭和 55 年建設省告示第 1793 号<sup>11)</sup>に規定される通り、(2.16)式とした。

$$\begin{aligned} [T < T_c] & R_t = 1 \\ [T_c \leq T < 2T_c] & R_t = 1 - 0.2 \left( \frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 \\ [2T_c \leq T] & R_t = 1.6 \frac{T_c}{T} \end{aligned} \quad (2.16)$$

(2.16)式の建築物の設計用一次固有周期  $T$  は、昭和 55 年建設省告示第 1793 号<sup>11)</sup>より、(2.17)式の値を用いた。

$$T = 0.03H \quad (2.17)$$

また、(2.16)式の  $T_c$  は、(2.18)式の値を用いた。

$$\begin{aligned} [1 \text{ 種地盤}] & T_c = 0.4 \\ [2 \text{ 種地盤}] & T_c = 0.6 \\ [3 \text{ 種地盤}] & T_c = 0.8 \end{aligned} \quad (2.18)$$

構造特性係数  $D_s$  は、3 階、8 階は 0.25、0.30、0.35、0.40、0.45、0.50 の計 6 種類、14 階は 0.25、0.30、0.35、0.40、0.45 の計 5 種類とした。復元力特性はトリリニアモデルとした。文献<sup>17)</sup>を参考に、降伏変形角  $R_{y2}$  は 1/100(rad.)とし、第 1 折れ点耐力  $Q_{y1}$ (kN)は、降伏時せん断耐力  $Q_{y2}$ (kN)の 0.7 倍とした。初期剛性  $K_1$ (kN/m)、第 1 折れ点時の剛性  $K_2$ (kN/m)、第 1 折れ点時の剛性低下率  $\alpha_1$ 、降伏後の剛性  $K_3$ (kN/m)は各々(2.12)式、(2.19)式～(2.22)式によった。なお、構造特性係数  $D_s$  が 0.25 の場合では、標準せん断力係数  $C_0$  が 0.2 に対する層間変形角 1/200(rad.)を満たさないため、第 1 折れ点耐力  $Q_{y1}$ (kN)と第 1 折れ点変形角  $R_{y1}$ (rad.)を構造特性係数  $D_s$  が 0.30 の場合と同じ値に設定した。上部構造の  $Q$ - $R$  関係を図 2.8 に示す。

$$K_2 = \frac{Q_{y2} - Q_{y1}}{R_{y2} \cdot H_u - R_{y1} \cdot H_u} \quad (2.19)$$



$$R_{y1} = \frac{Q_{y1}}{K_1 \cdot H_u} \quad (2.20)$$

$$\alpha_1 = \frac{K_2}{K_1} \quad (2.21)$$

$$K_3 = K_1 \times \frac{1}{100} \quad (2.22)$$

減衰は文献<sup>18)</sup>を参考に、瞬間剛性比例型で2%とした。以上により、算定した上部構造耐力を表2.3及び図2.9～図2.11に示す。

表 2.3 上部構造耐力

階数	構造特性係数	ベースシア係数			降伏せん断耐力			第1折れ点耐力		
		$C_B$			$Q_{y2}$ (kN)			$Q_{y1}$ (kN)		
$n$	$D_s$	1種地盤	2種地盤	3種地盤	1種地盤	2種地盤	3種地盤	1種地盤	2種地盤	3種地盤
3	0.25	0.25	0.25	0.25	185.14	185.14	185.14	155.52	155.52	155.52
	0.30	0.30	0.30	0.30	222.17	222.17	222.17	155.52	155.52	155.52
	0.35	0.35	0.35	0.35	259.20	259.20	259.20	181.44	181.44	181.44
	0.40	0.40	0.40	0.40	296.23	296.23	296.23	207.36	207.36	207.36
	0.45	0.45	0.45	0.45	333.26	333.26	333.26	233.28	233.28	233.28
8	0.25	0.19	0.24	0.25	348.50	442.77	457.18	292.74	371.93	384.03
	0.30	0.23	0.29	0.30	418.21	531.33	548.62	292.74	371.93	384.03
	0.35	0.27	0.34	0.35	487.91	619.88	640.06	341.53	433.92	448.04
	0.40	0.30	0.39	0.40	557.61	708.44	731.49	390.32	495.91	512.05
	0.45	0.34	0.44	0.45	627.31	796.99	822.93	439.12	557.90	576.05
14	0.25	0.11	0.16	0.21	340.49	510.74	672.36	286.01	429.02	564.78
	0.30	0.13	0.20	0.26	408.59	612.89	806.83	286.01	429.02	564.78
	0.35	0.15	0.23	0.30	476.69	715.03	941.30	333.68	500.52	658.91
	0.40	0.17	0.26	0.34	544.79	817.18	1075.77	381.35	572.03	753.04
	0.45	0.20	0.29	0.39	612.89	919.33	1210.25	429.02	643.53	847.17

階数	構造特性係数	第1折れ点変形角			第1折れ点時の剛性			第1折れ点時の剛性低下率		
		$R_{y1}$ (rad.)			$K_2$ (kN/m)			$\alpha_1$		
$n$	$D_s$	1種地盤	2種地盤	3種地盤	1種地盤	2種地盤	3種地盤	1種地盤	2種地盤	3種地盤
3	0.25	0.0039	0.0039	0.0039	596.45	596.45	596.45	0.12	0.12	0.12
	0.30	0.0039	0.0039	0.0039	1342.00	1342.00	1342.00	0.28	0.28	0.28
	0.35	0.0046	0.0046	0.0046	1754.03	1754.03	1754.03	0.36	0.36	0.36
	0.40	0.0052	0.0052	0.0052	2278.76	2278.76	2278.76	0.47	0.47	0.47
	0.45	0.0059	0.0059	0.0059	2969.75	2969.75	2969.75	0.61	0.61	0.61
8	0.25	0.0032	0.0040	0.0041	410.98	596.69	629.85	0.09	0.13	0.13
	0.30	0.0032	0.0040	0.0041	924.71	1342.55	1417.16	0.20	0.29	0.30
	0.35	0.0037	0.0047	0.0048	1168.78	1763.36	1874.46	0.25	0.38	0.40
	0.40	0.0042	0.0054	0.0055	1457.27	2305.28	2472.95	0.31	0.49	0.53
	0.45	0.0047	0.0060	0.0062	1803.49	3029.40	3289.96	0.39	0.65	0.70
14	0.25	0.0022	0.0033	0.0044	207.22	362.88	568.02	0.05	0.10	0.15
	0.30	0.0022	0.0033	0.0044	466.24	816.48	1278.03	0.12	0.22	0.34
	0.35	0.0026	0.0039	0.0051	571.26	1039.61	1715.95	0.15	0.27	0.45
	0.40	0.0030	0.0045	0.0059	687.39	1307.62	2309.44	0.18	0.34	0.61
	0.45	0.0033	0.0050	0.0066	816.48	1635.58	3159.33	0.22	0.43	0.83

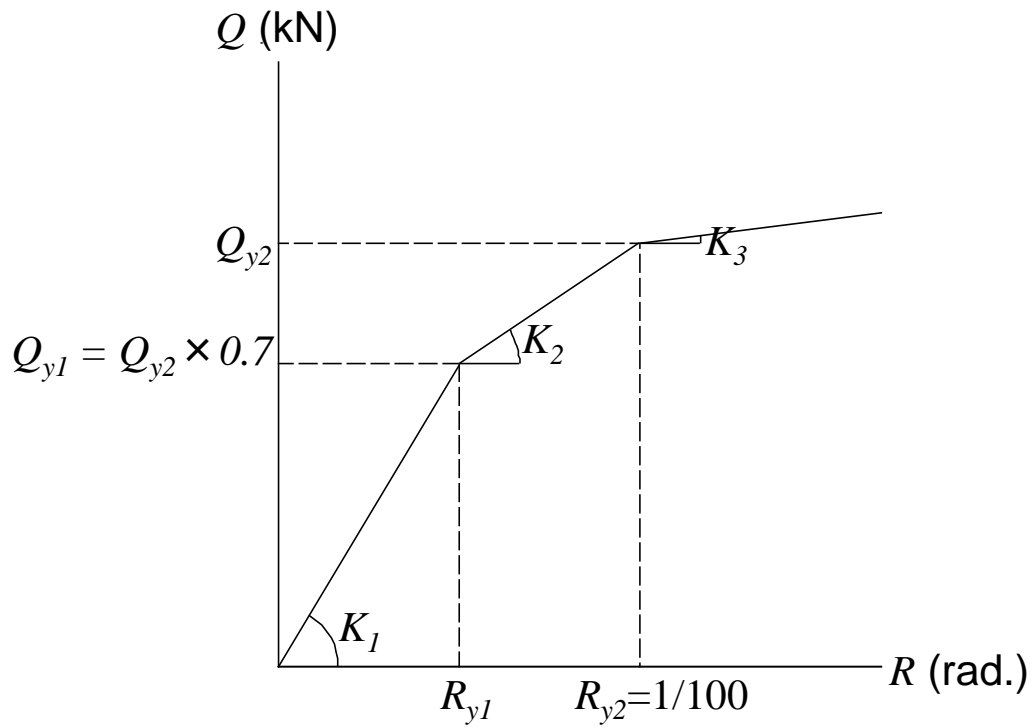


図 2.8 上部構造の  $Q-R$  関係

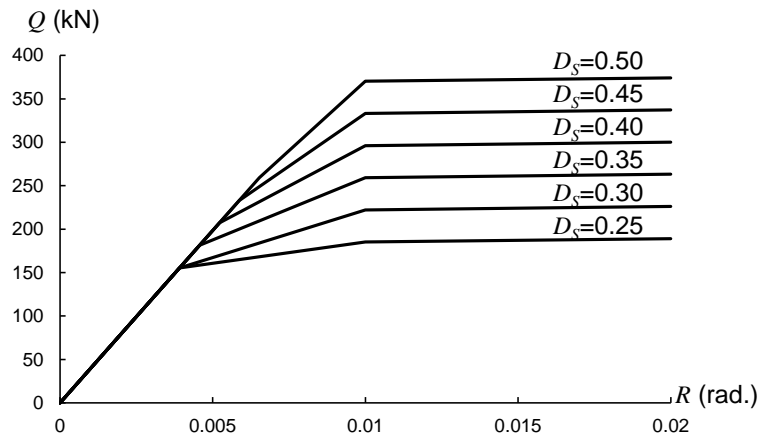
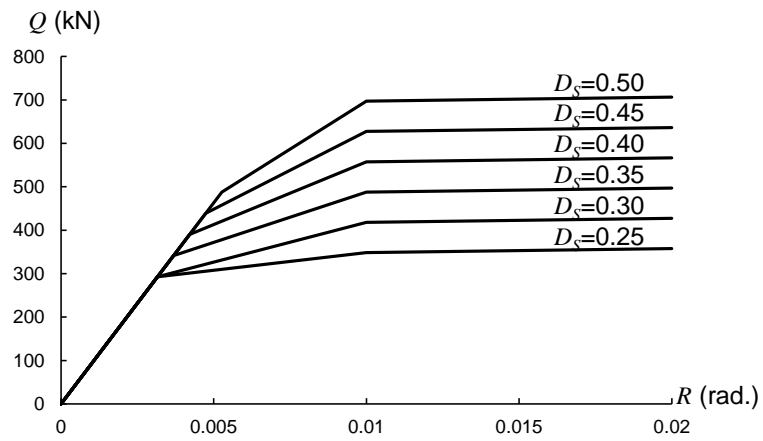
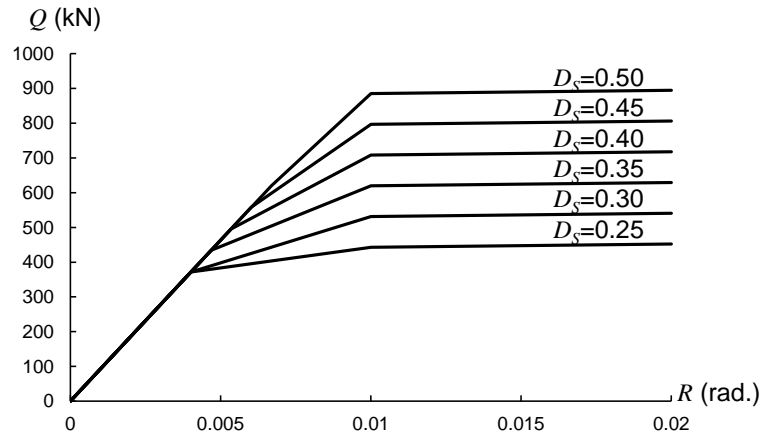


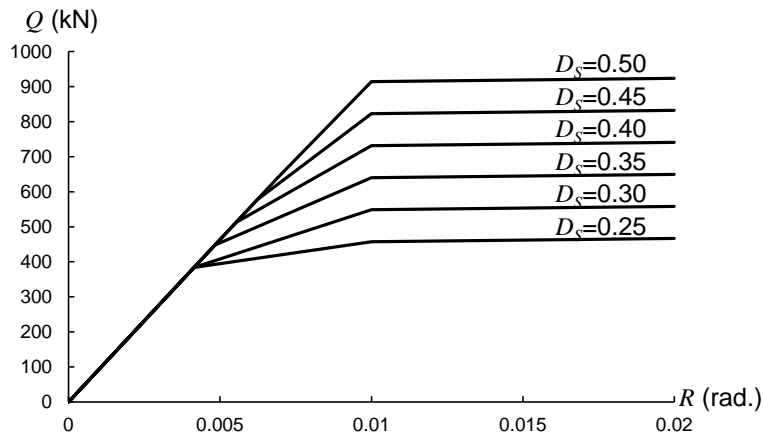
図 2.9 3階建てモデルの  $Q-R$  関係  
(1種地盤・2種地盤・3種地盤)



(a) 1種地盤

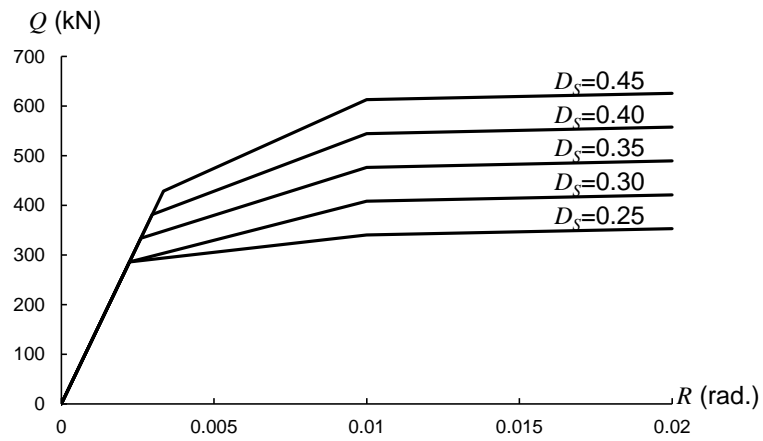


(b) 2種地盤

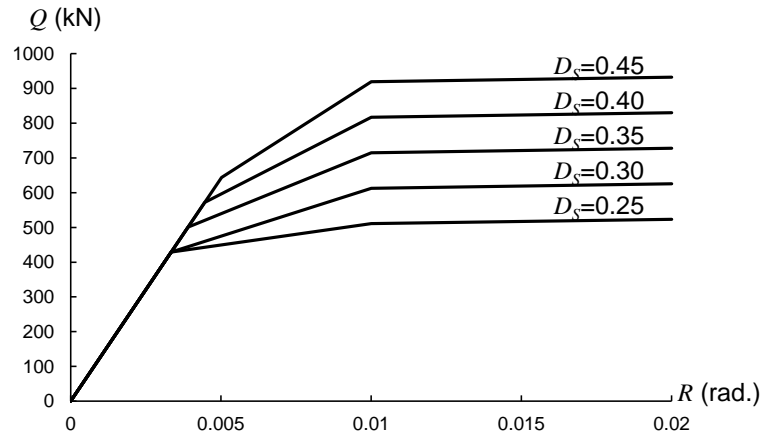


(c) 3種地盤

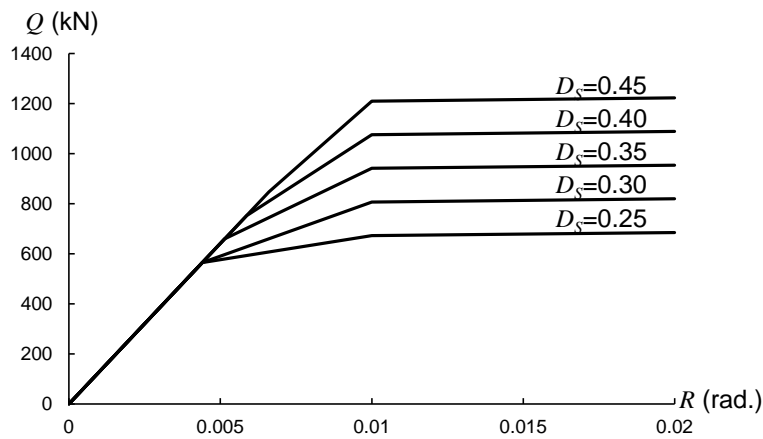
図 2.10 8階建てモデルの  $Q-R$  関係



(a) 1種地盤



(b) 2種地盤



(c) 3種地盤

図 2.11 14階建てモデルの  $Q-R$  関係

## 2.4 建築物の限界変形角 $R_u$ の設定

本報告では、建築物の安全性評価の指標として、建築物の限界変形角  $R_u$  を設定する。限界変形角  $R_u$  は、構造特性係数  $D_S$  ごとに対応するものとし、塑性率  $\mu$  と降伏変形角  $R_y$  (1/100(rad.)) を乗じることにより求めた。構造特性係数  $D_S$  と塑性率  $\mu$  の関係は、文献<sup>19)</sup> の上限値を参考に設定した。構造特性係数  $D_S$  ごとの塑性率  $\mu$  と限界変形角  $R_u$  を表 2.4 に示す。なお、構造特性係数  $D_S$  が 0.45、0.5 の場合における限界変形角  $R_u$  の値はかなり厳しめの値ではあるが、建築物の安全側の指標として表 2.4 の値を設定した。なお、後述 3 章で構造特性係数  $D_S$  が大きいと限界変形角  $R_u$  を超える解析地点が多くなるのは、想定する限界変形角  $R_u$  を保有水平耐力計算の理念と同様に、高い構造特性係数  $D_S$  では小さく設定したためである。

表 2.4 構造特性係数  $D_S$  ごとの塑性率  $\mu$  と限界変形角  $R_u$

$D_S$	$\mu$	$R_y$ (rad.)	$R_u$ (rad.)
0.25	3.0	1/100	1/33
0.30	2.3		1/43
0.35	1.9		1/54
0.40	1.5		1/67
0.45	1.2		1/82
0.50	1.0		1/100

### 3. 時刻歴応答解析の結果

#### 3.1 層せん断力-層間変形角関係の例

図 3.1 に 2 章において示した表層の地震動と上部構造を用いて、時刻歴応答解析を行った結果の一例として、3 階建て、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合における層間変形角  $R$  と層せん断力  $Q$  の関係を示す。なお、なお、各地盤種別の一例として、鎌倉（1 種地盤）、川崎（2 種地盤）、横浜（3 種地盤）の結果を示す。

図 3.1 より、応答の片寄りが見られたため、本報告では時刻歴応答解析結果より得られた正負の最大応答変形角のうち、大きい方の値を最大層間変形角  $R_{max}$  とした。なお、応答の片寄りについては後述 3.5 節で示す。

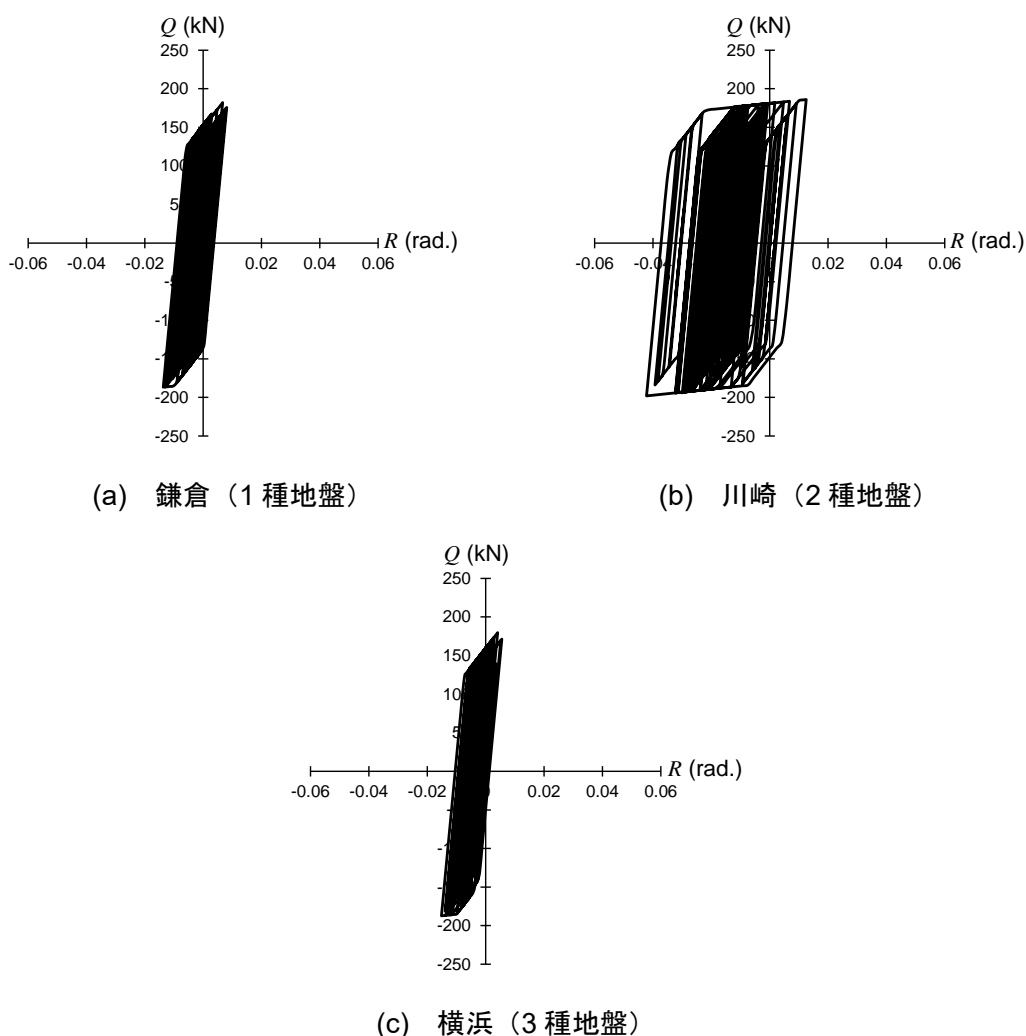


図 3.1 3 階建て、 $D_S=0.25$  の場合における応答解析結果（一例）

### 3.2 3階建て（低層）モデルの応答解析結果

3階建てモデルにおける構造特性係数  $D_S$  ごとの最大層間変形角  $R_{max}$  を地盤の1次卓越周期  $T_g$  の関係で、**図 3.2** に示す。なお、図中の実線は構造特性係数  $D_S$  ごとに想定した限界変形角  $R_u$  を示す。また、**表 3.1** に以下のまとめを示す。

**図 3.2(a)**より、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合、最大層間変形角  $R_{max}$  が1種地盤で  $1/78(\text{rad.})$  ～  $1/65(\text{rad.})$ 、2種地盤で  $1/75(\text{rad.})$  ～  $1/24(\text{rad.})$ 、3種地盤で  $1/66(\text{rad.})$  ～  $1/29(\text{rad.})$  であった。また、2種地盤の川崎、厚木、岬、3種地盤の鋸南、川口が限界変形角  $R_u$  である  $1/33(\text{rad.})$  を超える結果となった。

**図 3.2(b)**より、構造特性係数  $D_S$  が 0.30 の場合、最大層間変形角  $R_{max}$  が1種地盤で  $1/83(\text{rad.})$  ～  $1/76(\text{rad.})$ 、2種地盤で  $1/81(\text{rad.})$  ～  $1/21(\text{rad.})$ 、3種地盤で  $1/89(\text{rad.})$  ～  $1/28(\text{rad.})$  であった。また、2種地盤の青梅、川崎、厚木、千葉、姉崎、木更津、岬、春日部、大宮（埼玉）、3種地盤の浦安、鋸南、鴨川、川口が限界変形角  $R_u$  である  $1/43(\text{rad.})$  を超える結果となった。

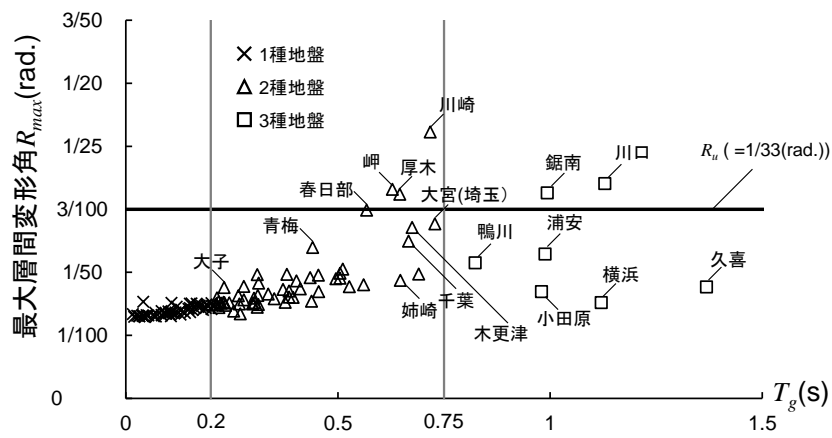
**図 3.2(c)**より、構造特性係数  $D_S$  が 0.35 の場合、最大層間変形角  $R_{max}$  が1種地盤で  $1/80(\text{rad.})$  ～  $1/76(\text{rad.})$ 、2種地盤で  $1/79(\text{rad.})$  ～  $1/21(\text{rad.})$ 、3種地盤で  $1/92(\text{rad.})$  ～  $1/26(\text{rad.})$  であった。また、2種地盤の青梅、川崎、厚木、白井、千葉、姉崎、木更津、岬、春日部、大宮（埼玉）、大子、甲府、3種地盤の浦安、鋸南、鴨川、川口が限界変形角  $R_u$  である  $1/54(\text{rad.})$  を超える結果となった。

**図 3.2(d)**より、構造特性係数  $D_S$  が 0.40 の場合、最大層間変形角  $R_{max}$  が1種地盤で  $1/81(\text{rad.})$  ～  $1/73(\text{rad.})$ 、2種地盤で  $1/80(\text{rad.})$  ～  $1/24(\text{rad.})$ 、3種地盤で  $1/94(\text{rad.})$  ～  $1/30(\text{rad.})$  であった。また、2種地盤の青梅、川崎、厚木、野田、白井、成田、佐倉、千葉、東金、姉崎、木更津、岬、小川（埼玉）、春日部、大宮（埼玉）、所沢、石岡、銚田、岩井、大子、鹿沼、今市、太田、甲府、芦安、3種地盤の浦安、鋸南、鴨川、川口が限界変形角  $R_u$  である  $1/67(\text{rad.})$  を超える結果となった。一方、3種地盤の横浜、小田原、久喜においては小さな最大応答変形角  $R_{max}$  の値を示した。特に、横浜が最も小さな最大応答変形角  $R_{max}$  の値を示した。

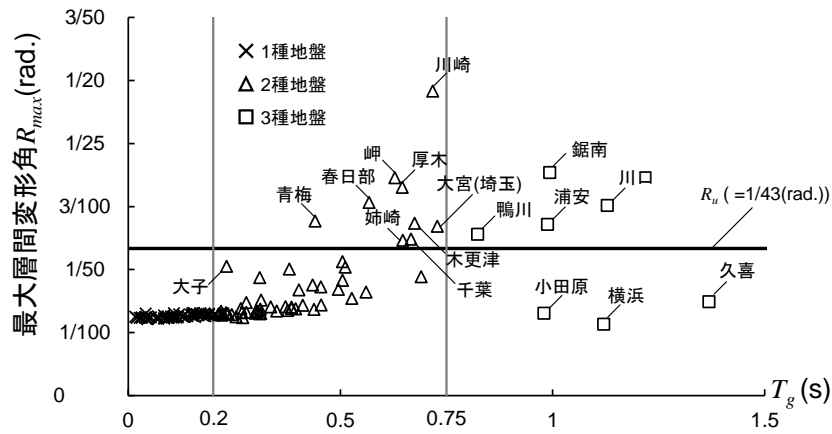
**図 3.2(e)**より、構造特性係数  $D_S$  が 0.45 の場合、最大層間変形角  $R_{max}$  が1種地盤で  $1/81(\text{rad.})$  ～  $1/68(\text{rad.})$ 、2種地盤で  $1/79(\text{rad.})$  ～  $1/28(\text{rad.})$ 、3種地盤で  $1/94(\text{rad.})$  ～  $1/29(\text{rad.})$  であった。また、横浜を除く全ての解析地点が限界変形角  $R_u$  である  $1/82(\text{rad.})$  を超える結果となった。一方、3種地盤の横浜は最も小さな最大応答変形角  $R_{max}$  の値を示し、その値は限界変形角  $R_u$  以下であった。

**図 3.2(f)**より、構造特性係数  $D_S$  が 0.50 の場合、最大層間変形角  $R_{max}$  が1種地盤で  $1/75(\text{rad.})$  ～  $1/71(\text{rad.})$ 、2種地盤で  $1/74(\text{rad.})$  ～  $1/30(\text{rad.})$ 、3種地盤で  $1/90(\text{rad.})$  ～  $1/32(\text{rad.})$  であった。また、全ての解析地点が限界変形角  $R_u$  である  $1/100(\text{rad.})$  を超える結果となった。

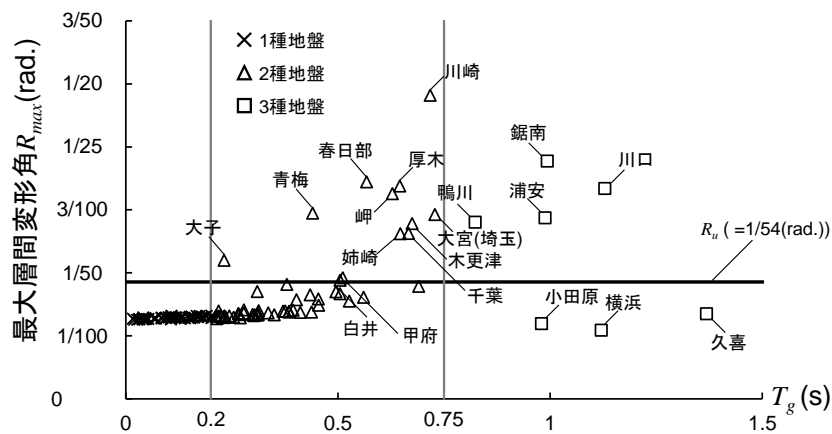
**図 3.2**より、3階建てモデルの場合、2種地盤が最も大きな最大層間変形角  $R_{max}$  の値を示した。また、2種地盤、3種地盤において、同じ構造特性係数  $D_S$ 、同じ地盤種別であっても、その最大層間変形角  $R_{max}$  には顕著な差異が生じる結果となった。3階建てモデルでは特に、2種地盤と3種地盤の境界に当たる周期を中心に限界変形角  $R_u$  を超える結果となった。



(a)  $D_S=0.25$



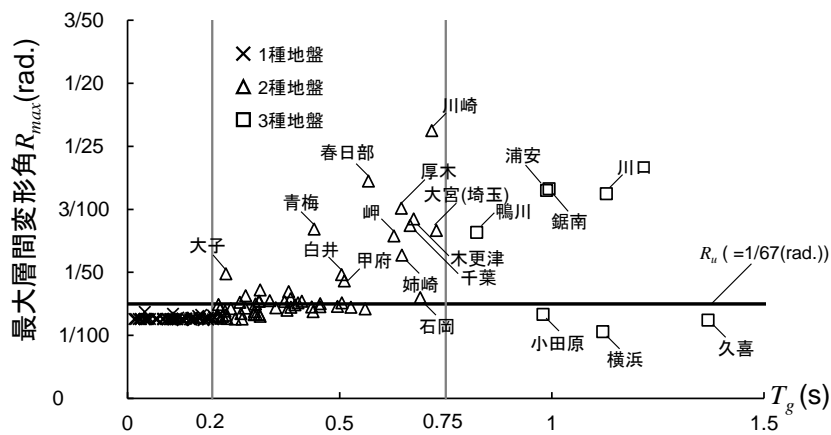
(b)  $D_S=0.30$



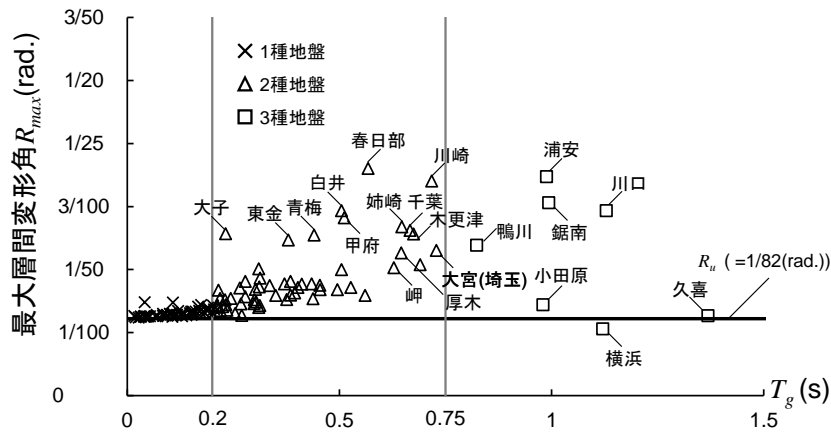
(c)  $D_S=0.35$

図 3.2 最大層間変形角  $R_{max}$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (3 階建てモデル)

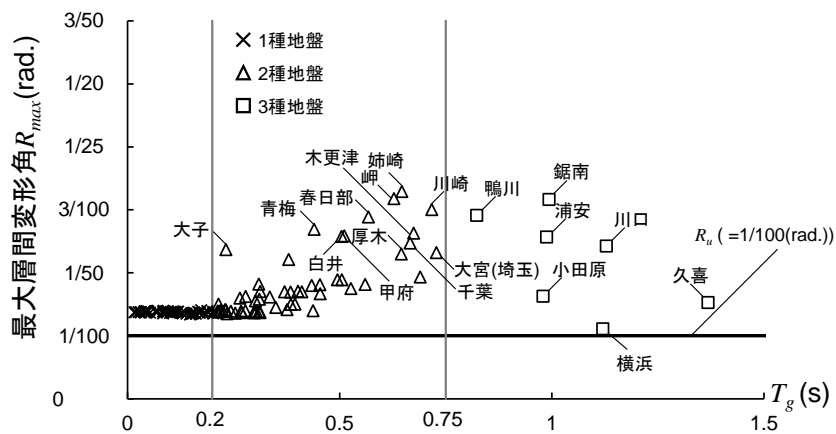




(d)  $D_S=0.40$



(e)  $D_S=0.45$



(f)  $D_S=0.50$

図 3.2 最大層間変形角  $R_{max}$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (3 階建てモデル)

表 3.1 構造特性係数  $D_S$  ごとの最大層間変形角  $R_{max}$  と限界変形角  $R_u$  を超えた解析地点  
(3階建てモデル)

構造特性係数 $D_S$	最大層間変形角 $R_{max}$			限界変形角 $R_u$ (rad.)	限界変形角 $R_u$ を超える解析地点	図番号	
		min(rad.)	max(rad.)				
0.25	1種地盤	1/78	1/65	1/33	1種地盤	なし	図3.2(a)
	2種地盤	1/75	1/24		2種地盤	川崎、厚木、岬	
	3種地盤	1/66	1/29		3種地盤	鋸南、川口	
0.3	1種地盤	1/83	1/76	1/43	1種地盤	なし	図3.2(b)
	2種地盤	1/81	1/21		2種地盤	青梅、川崎、厚木、千葉、姉崎、木更津、岬、春日部、大宮(埼玉)	
	3種地盤	1/89	1/28		3種地盤	浦安、鋸南、鴨川、川口	
0.35	1種地盤	1/80	1/76	1/54	1種地盤	なし	図3.2(c)
	2種地盤	1/79	1/21		2種地盤	青梅、川崎、厚木、白井、千葉、姉崎、木更津、岬、春日部、大宮(埼玉)、大子、甲府	
	3種地盤	1/92	1/26		3種地盤	浦安、鋸南、鴨川、川口	
0.4	1種地盤	1/81	1/73	1/67	1種地盤	なし	図3.2(d)
	2種地盤	1/80	1/24		2種地盤	青梅、川崎、厚木、野田、白井、成田、佐倉、千葉、東金、姉崎、木更津、岬、小川(埼玉)、春日部、大宮(埼玉)、所沢、石岡、銚田、岩井、大子、鹿沼、今市、太田、甲府、芦安	
	3種地盤	1/94	1/30		3種地盤	浦安、鋸南、鴨川、川口	
0.45	1種地盤	1/81	1/68	1/82	1種地盤	全ての解析地点	図3.2(e)
	2種地盤	1/79	1/28		2種地盤	全ての解析地点	
	3種地盤	1/94	1/29		3種地盤	横浜を除く全ての解析地点	
0.5	1種地盤	1/75	1/71	1/100	1種地盤	全ての解析地点	図3.2(f)
	2種地盤	1/74	1/30		2種地盤	全ての解析地点	
	3種地盤	1/90	1/32		3種地盤	全ての解析地点	

### 3.3 8階建て（中層）モデルの応答解析結果

8階建てモデルにおける構造特性係数 $D_S$ ごとの最大層間変形角 $R_{max}$ を地盤の1次卓越周期 $T_g$ の関係で、**図 3.3**に示す。なお、図中の実線は構造特性係数 $D_S$ ごとに想定した限界変形角 $R_u$ を示す。また、**表 3.2**に以下のまとめを示す。

**図 3.3(a)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/137(rad.)～1/128(rad.)、2種地盤で1/129(rad.)～1/64(rad.)、3種地盤で1/95(rad.)～1/75(rad.)であった。また、全ての解析地点が限界変形角 $R_u$ である1/33(rad.)以下を示した。

**図 3.3(b)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.30の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/152(rad.)～1/142(rad.)、2種地盤で1/138(rad.)～1/86(rad.)、3種地盤で1/108(rad.)～1/80(rad.)であった。また、構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合と同様に、全ての解析地点が限界変形角 $R_u$ である1/43(rad.)以下を示した。

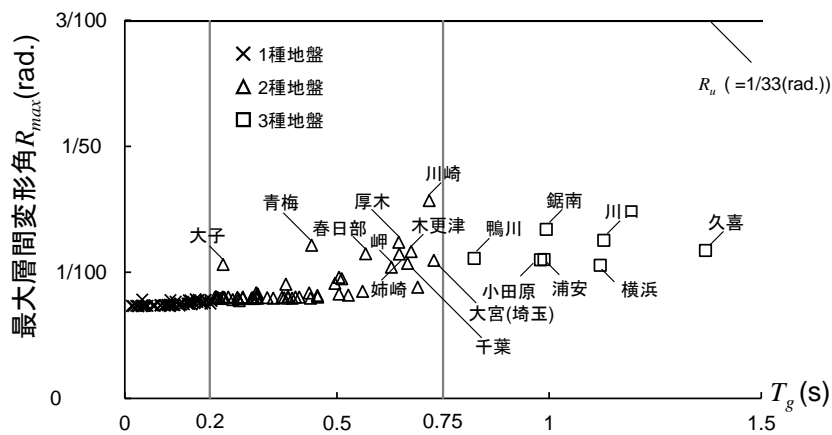
**図 3.3(c)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.35の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/143(rad.)～1/139(rad.)、2種地盤で1/136(rad.)～1/75(rad.)、3種地盤で1/100(rad.)～1/74(rad.)であった。また、構造特性係数 $D_S$ が0.25、0.30の場合と同様に、全ての解析地点が限界変形角 $R_u$ である1/54(rad.)以下を示した。

**図 3.3(d)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.40の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/140(rad.)～1/135(rad.)、2種地盤で1/126(rad.)～1/54(rad.)、3種地盤で1/96(rad.)～1/66(rad.)であった。また、2種地盤の川崎、3種地盤の浦安、川口が限界変形角 $R_u$ である1/67(rad.)を超える結果となった。

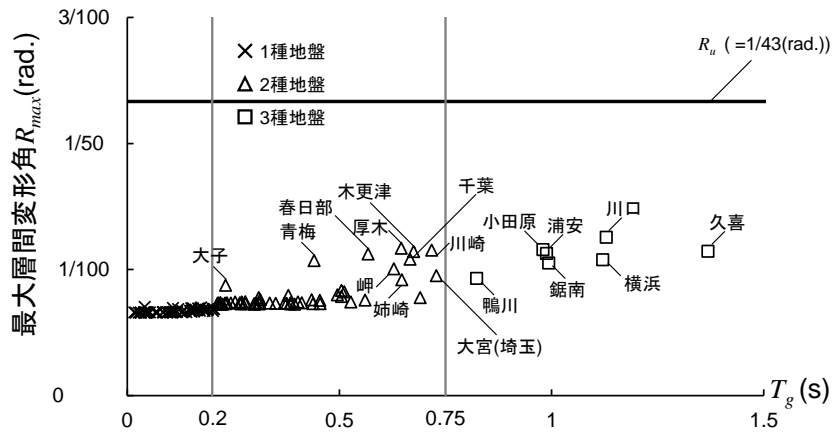
**図 3.3(e)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.45の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/136(rad.)～1/132(rad.)、2種地盤で1/114(rad.)～1/44(rad.)、3種地盤で1/91(rad.)～1/58(rad.)であった。また、2種地盤の川崎、厚木、千葉、木更津、岬、春日部、大宮（埼玉）、3種地盤の小田原、浦安、鋸南、久喜、川口が限界変形角 $R_u$ である1/82(rad.)を超える結果となった。

**図 3.3(f)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.50の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/128(rad.)～1/125(rad.)、2種地盤で1/102(rad.)～1/40(rad.)、3種地盤で1/81(rad.)～1/52(rad.)であった。また、全ての1種地盤は限界変形角 $R_u$ である1/100(rad.)以下を示したが、八王子、相模原、長瀬、大宮（茨城）、笠間、鹿島、小山、前橋を除く全ての2種地盤と全ての3種地盤が限界変形角 $R_u$ を超える結果となった。特に、2種地盤の川崎、厚木において大きな最大層間変形角 $R_{max}$ の値が見られた。

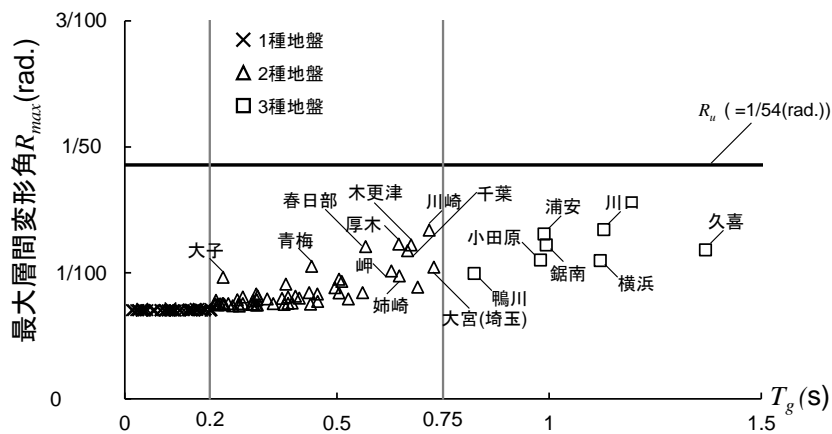
**図 3.3**より、8階建てモデルの場合、構造特性係数 $D_S$ が0.35の場合までは最大層間変形角 $R_{max}$ は1種地盤、2種地盤、3種地盤の順に大きい値を示し、地盤の1次卓越周期 $T_g$ が大きいほど最大層間変形角 $R_{max}$ が大きくなる傾向を示した。しかし、構造特性係数 $D_S$ が0.40以上の場合では、3階建てモデルと同様に2種地盤が最も大きな最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示した。また、3階建てモデルと同様に2種地盤、3種地盤において、同じ構造特性係数 $D_S$ 、同じ地盤種別であってもその最大層間変形角 $R_{max}$ の値には顕著な差異がみられた。



(a)  $D_S=0.25$

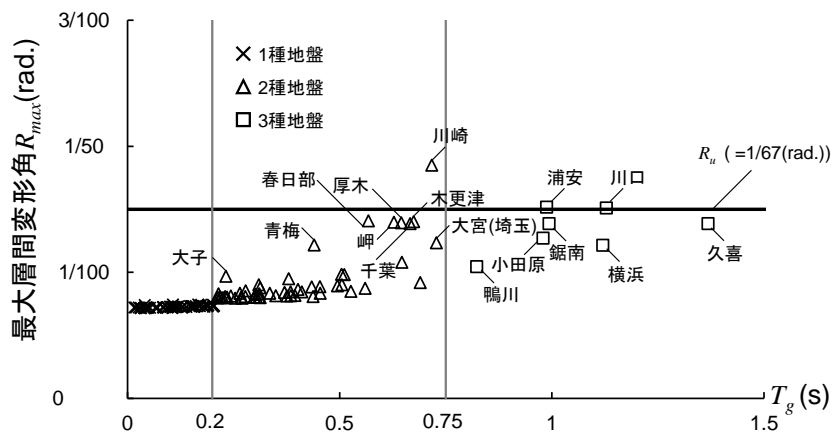


(b)  $D_S=0.30$

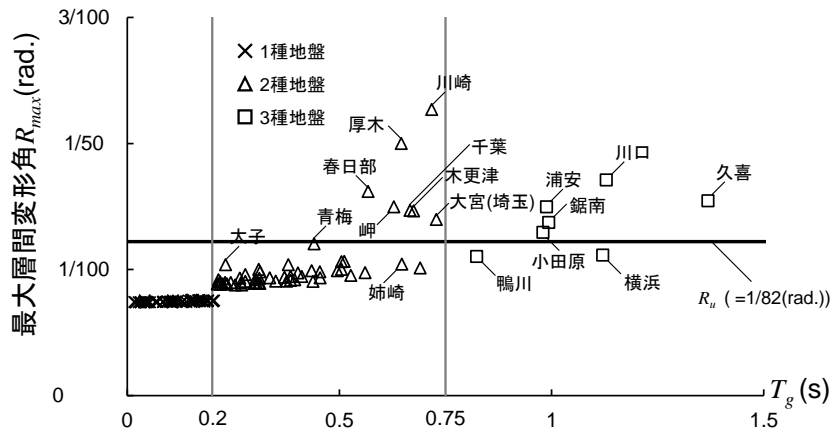


(c)  $D_S=0.35$

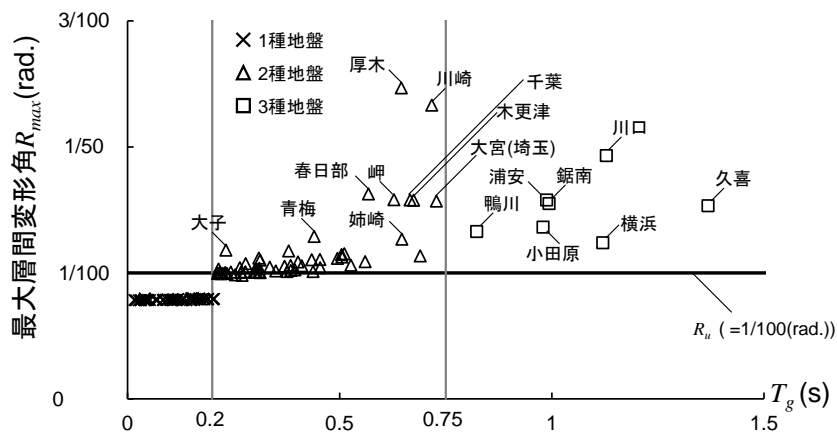
図 3.3 最大層間変形角  $R_{max}$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (8 階建てモデル)



(d)  $D_S=0.40$



(e)  $D_S=0.45$



(f)  $D_S=0.50$

図 3.3 最大層間変形角  $R_{max}$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (8 階建てモデル)

表 3.2 構造特性係数  $D_S$  ごとの最大層間変形角  $R_{max}$  と限界変形角  $R_u$  を超えた解析地点  
(8階建てモデル)

構造特性係数 $D_S$	最大層間変形角 $R_{max}$		限界変形角 $R_u$ (rad.)	限界変形角 $R_u$ を超える解析地点		図番号	
		min(rad.)		max(rad.)			
0.25	1種地盤	1/137	1/128	1/33	1種地盤	なし	図3.3(a)
	2種地盤	1/129	1/64		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/95	1/75		3種地盤	なし	
0.3	1種地盤	1/152	1/142	1/43	1種地盤	なし	図3.3(b)
	2種地盤	1/138	1/86		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/108	1/80		3種地盤	なし	
0.35	1種地盤	1/143	1/139	1/54	1種地盤	なし	図3.3(c)
	2種地盤	1/136	1/75		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/100	1/74		3種地盤	なし	
0.4	1種地盤	1/140	1/135	1/67	1種地盤	なし	図3.3(d)
	2種地盤	1/126	1/54		2種地盤	川崎	
	3種地盤	1/96	1/66		3種地盤	浦安、川口	
0.45	1種地盤	1/136	1/132	1/82	1種地盤	なし	図3.3(e)
	2種地盤	1/114	1/44		2種地盤	川崎、厚木、千葉、木更津、岬、春日部、大宮(埼玉)	
	3種地盤	1/91	1/58		3種地盤	小田原、浦安、銚南、久喜、川口	
0.5	1種地盤	1/128	1/125	1/100	1種地盤	なし	図3.3(f)
	2種地盤	1/102	1/40		2種地盤	八王子、相模原、長瀬、大宮(茨城)、笠間、鹿島、小山、前橋を除く全ての解析地点	
	3種地盤	1/81	1/52		3種地盤	全ての解析地点	

### 3.4 14階建て（高層）モデルの応答解析結果

14階建てモデルにおける構造特性係数 $D_S$ ごとの最大層間変形角 $R_{max}$ を地盤の1次卓越周期 $T_g$ の関係で、**図3.4**に示す。なお、図中の実線は構造特性係数 $D_S$ ごとに想定した限界変形角 $R_u$ を示す。また、**表3.3**に以下のまとめを示す。

**図3.4(a)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/130(rad.)～1/126(rad.)、2種地盤で1/137(rad.)～1/80(rad.)、3種地盤で1/104(rad.)～1/72(rad.)であった。また、全ての解析地点が限界変形角 $R_u$ である1/33(rad.)以下を示した。

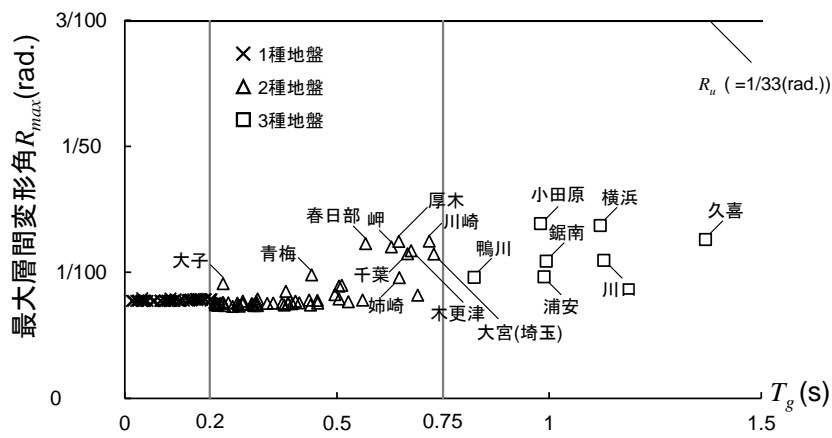
**図3.4(b)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.30の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/146(rad.)～1/143(rad.)、2種地盤で1/147(rad.)～1/96(rad.)、3種地盤で1/119(rad.)～1/61(rad.)であった。また、構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合と同様に、全ての解析地点が限界変形角 $R_u$ である1/43(rad.)以下を示した。

**図3.4(c)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.35の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/143(rad.)～1/141(rad.)、2種地盤で1/146(rad.)～1/94(rad.)、3種地盤で1/120(rad.)～1/59(rad.)であった。また、構造特性係数 $D_S$ が0.25、0.30の場合と同様に、全ての解析地点が限界変形角 $R_u$ である1/54(rad.)以下を示した。

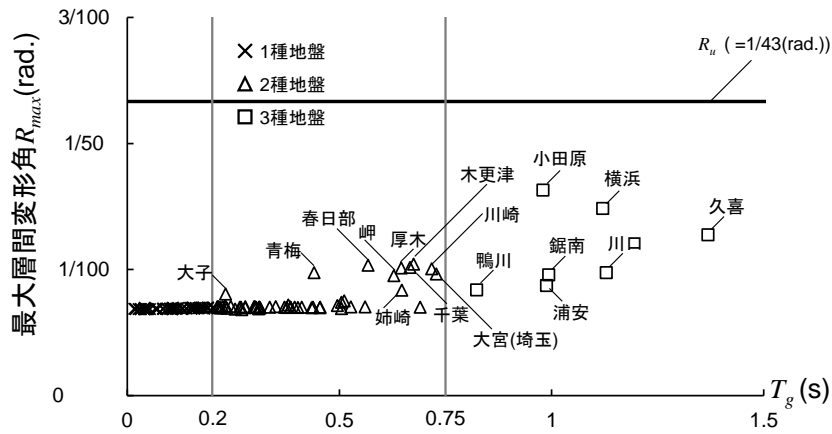
**図3.4(d)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.40の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/144(rad.)～1/141(rad.)、2種地盤で1/143(rad.)～1/97(rad.)、3種地盤で1/112(rad.)～1/58(rad.)であった。また、3種地盤の横浜、小田原、久喜が限界変形角 $R_u$ である1/67(rad.)を超える結果となった。

**図3.4(e)**より、構造特性係数 $D_S$ が0.45の場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤で1/147(rad.)～1/142(rad.)、2種地盤で1/135(rad.)～1/100(rad.)、3種地盤で1/91(rad.)～1/57(rad.)であった。また、3種地盤の横浜、小田原、浦安、久喜が限界変形角である1/82(rad.)を超える結果となった。

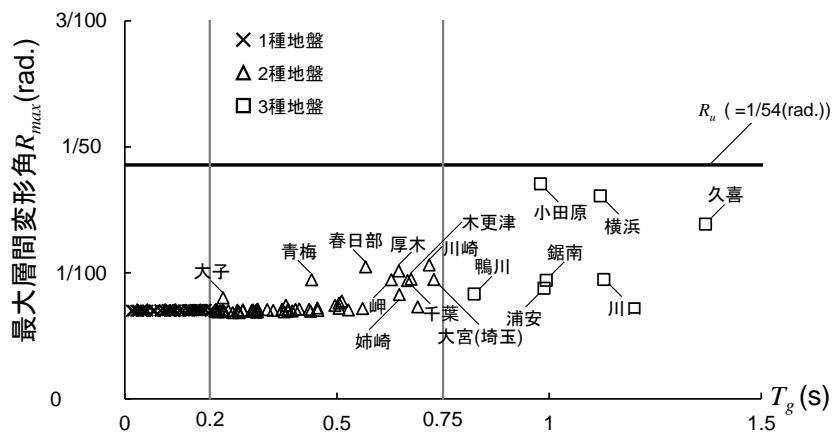
**図3.4**より、14階建てモデルの場合、最大層間変形角 $R_{max}$ が1種地盤、2種地盤、3種地盤の順に大きい値を示し、地盤の1次卓越周期 $T_g$ が大きいほど最大層間変形角 $R_{max}$ が大きくなる傾向を示した。



(a)  $D_S=0.25$



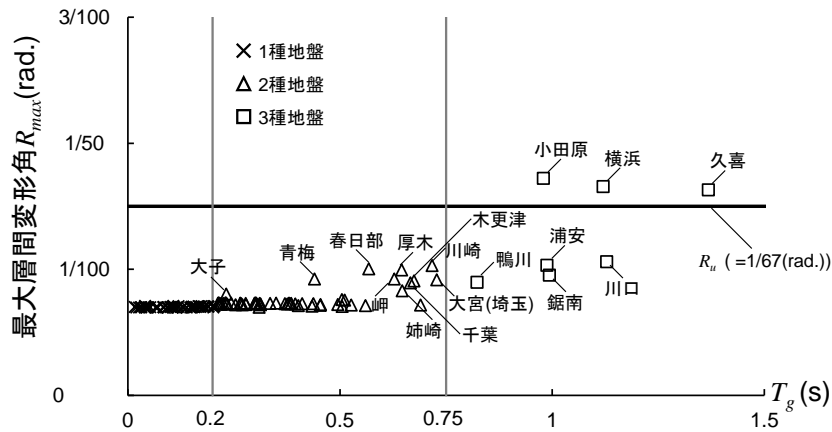
(b)  $D_S=0.30$



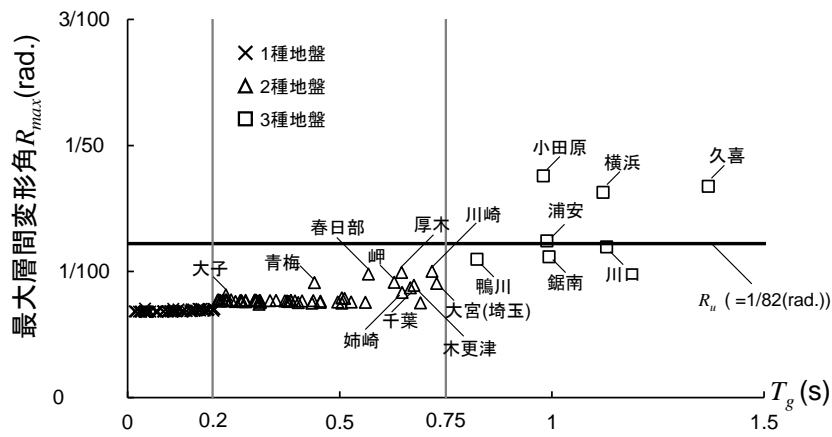
(c)  $D_S=0.35$

図 3.4 最大層間変形角  $R_{max}$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (14 階建てモデル)





(d)  $D_S=0.40$



(e)  $D_S=0.45$

図 3.4 最大層間変形角  $R_{max}$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (14 階建てモデル)

表 3.3 構造特性係数  $D_S$  ごとの最大層間変形角  $R_{max}$  と限界変形角  $R_u$  を超えた解析地点 (14 階建てモデル)

構造特性係数 $D_S$	最大層間変形角 $R_{max}$		限界変形角 $R_u$ (rad.)	限界変形角 $R_u$ を超える解析地点	図番号	
	min(rad.)	max(rad.)				
0.25	1種地盤	1/130	1/33	1種地盤	なし	図3.4(a)
	2種地盤	1/137		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/104		3種地盤	なし	
0.3	1種地盤	1/146	1/43	1種地盤	なし	図3.4(b)
	2種地盤	1/147		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/119		3種地盤	なし	
0.35	1種地盤	1/143	1/54	1種地盤	なし	図3.4(c)
	2種地盤	1/146		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/120		3種地盤	なし	
0.4	1種地盤	1/144	1/67	1種地盤	なし	図3.4(d)
	2種地盤	1/143		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/112		3種地盤	横浜、小田原、久喜	
0.45	1種地盤	1/147	1/82	1種地盤	なし	図3.4(e)
	2種地盤	1/135		2種地盤	なし	
	3種地盤	1/91		3種地盤	横浜、小田原、浦安、久喜	

### 3.5 応答の片寄りの検討

本章では、一部の解析地で振動の片寄り現象がみられたことから、文献<sup>20)</sup>の片寄り係数  $d$  を用いて検討を行った。

片寄り係数  $d$  は文献<sup>20)</sup>を参考に(3.1)式により算出した。

$$d = \frac{2 \times R_{max}}{R_{max}^+ + |R_{max}^-|} \quad (3.1)$$

$$R_{max}^+ \geq |R_{max}^-| \text{ の時 } R_{max} = R_{max}^+$$

$$R_{max}^+ \leq |R_{max}^-| \text{ の時 } R_{max} = |R_{max}^-|$$

$R_{max}^+$  : 正側の最大応答変形角

$R_{max}^-$  : 負側の最大応答変形角

(3.1)式より、**図 3.5(a)**のように $R_{max}^+$ と $R_{max}^-$ が2:1となる場合、片寄り係数  $d$  は1.3となる。また、**図 3.5(b)**のように $R_{max}^+$ と $R_{max}^-$ が3:1となる場合、片寄り係数  $d$  は1.5となる。本報告では、片寄り係数  $d$  が1.5を超える場合は片寄りが大きいとし、片寄り係数  $d$  が1.3以下の場合は片寄りが小さいとする。**図 3.6**～**図 3.8**に3階建てモデル、8階建てモデル、14階建てモデルにおける構造特性係数  $D_S$  ごとの片寄り係数  $d$  を地盤の1次卓越周期  $T_g$  の関係で示す。また、片寄り係数  $d$  が1.3となる場合 (**図 3.5(a)**参照)を灰色線で、片寄り係数  $d$  が1.5となる場合 (**図 3.5(b)**参照)を黒線で示す。

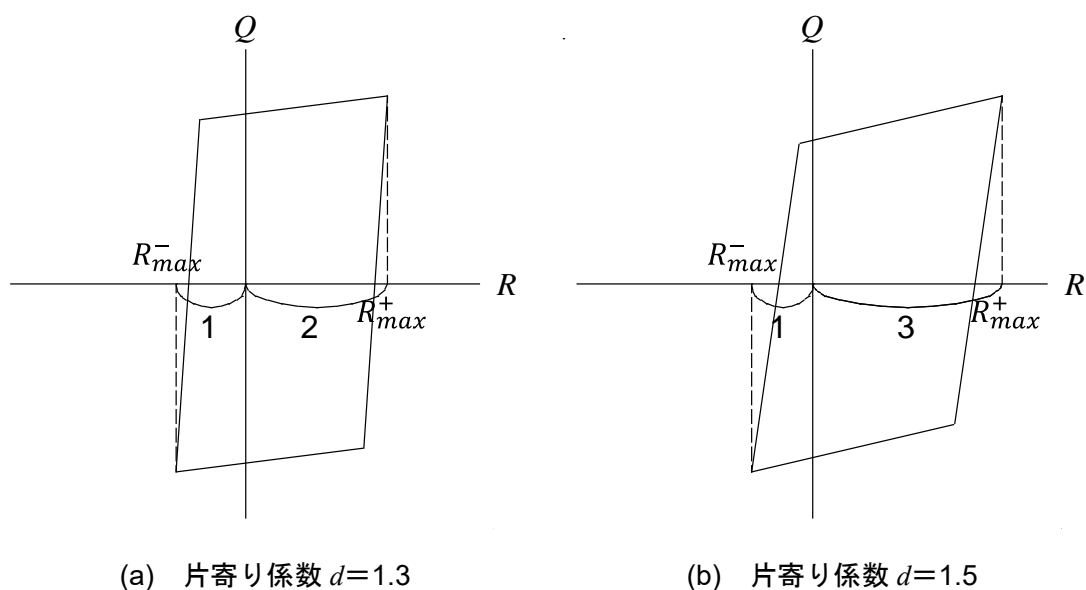


図 3.5 片寄り係数  $d$

図 3.6 に 3 階建てモデルの結果を示す。

図 3.6(a)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合では、2 種地盤の川崎、岬と 3 種地盤の小田原、鋸南、久喜の片寄り係数  $d$  が 1.5 を超える結果となった。また、2 種地盤の青梅、厚木、千葉、木更津、稲毛、春日部、大宮（埼玉）、石岡と 3 種地盤の横浜、鴨川、川口の片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える結果となった。

図 3.6(b)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.30 の場合では、2 種地盤の川崎、岬と 3 種地盤の鋸南、鴨川の片寄り係数  $d$  が 1.5 を超える結果となった。また、2 種地盤の青梅、厚木、白井、千葉、東金、姉崎、木更津、春日部、大宮（埼玉）、石岡、太子、甲府と 3 種地盤の浦安、久喜、川口の片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える結果となった。

図 3.6(c)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.35 の場合では、2 種地盤の川崎、岬、大宮（埼玉）と 3 種地盤の鋸南、鴨川の片寄り係数  $d$  が 1.5 を超える結果となった。また、2 種地盤の青梅、厚木、千葉、姉崎、木更津、春日部と 3 種地盤の浦安、川口の片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える結果となった。

図 3.6(d)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.40 の場合では、3 種地盤の浦安の片寄り係数  $d$  が 1.5 を超える結果となった。また、2 種地盤の青梅、川崎、厚木、千葉、木更津、岬、春日部、大宮（埼玉）と 3 種地盤の鋸南、川口の片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える結果となった。

図 3.6(e)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.45 の場合では、3 種地盤の浦安の片寄り係数  $d$  が 1.5 を超える結果となった。また、2 種地盤の川崎、白井、東金、春日部、甲府と 3 種地盤の鋸南、川口の片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える結果となった。

図 3.6(f)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.50 の場合では、片寄り係数  $d$  が 1.5 を超える解析地点はみられなかった。また、2 種地盤の千葉、姉崎、春日部の片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える結果となった。

図 3.6 より、3 階建てモデルの場合では構造特性係数  $D_S$  を大きくすることで、1 種地盤と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  が 0.5 秒以下の 2 種地盤において、応答の片寄りが小さくなる傾向がみられた。地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  が 0.5 秒以上の 2 種地盤と一部の 3 種地盤では、構造特性係数  $D_S$  を大きくしても片寄り係数  $d$  がなかなか低減せず、応答の片寄りが大きかった。

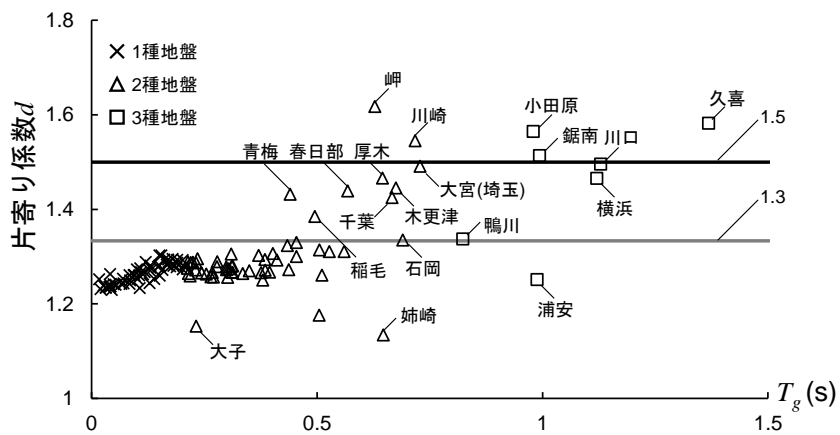
図 3.7 に 8 階建てモデルの結果を示す。

図 3.7(a)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合では、片寄り係数  $d$  が 1.5 を超える解析地点はみられなかった。また、2 種地盤の川崎の片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える結果となった。

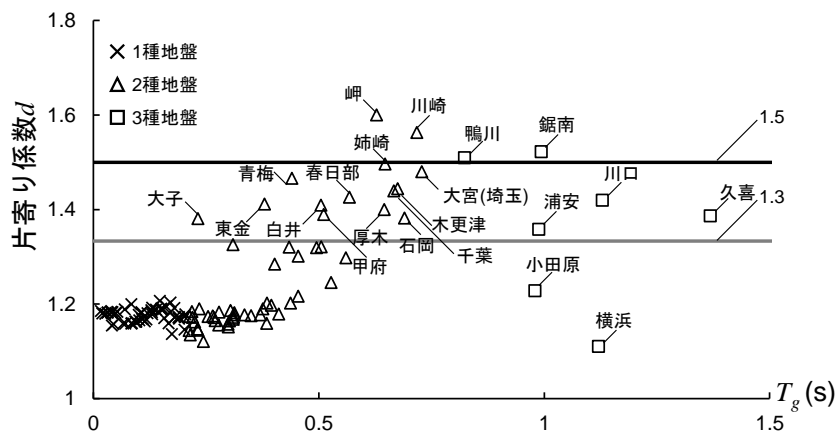
図 3.7(b)～図 3.7(f)より、構造特性係数  $D_S$  が 0.30 以降では、片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える解析地点は見られなかった。

図 3.8 に 14 階建てモデルの結果を示す。14 階建てモデルの場合では、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合から片寄り係数  $d$  が 1.3 を超える解析地点は見られなかった。

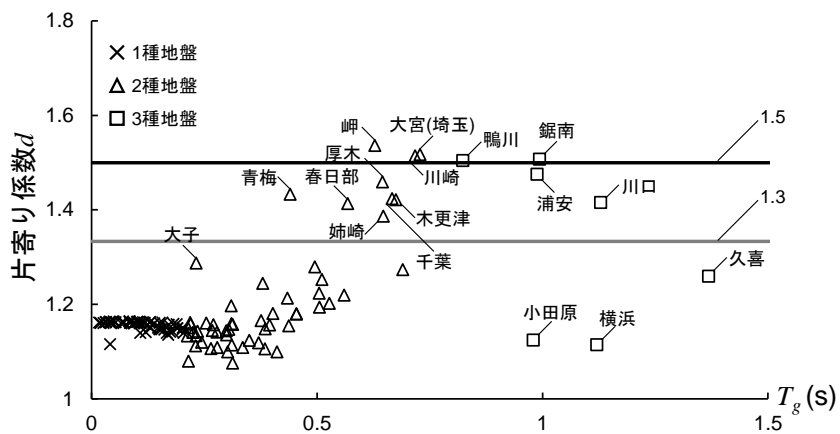
図 3.6～図 3.8 より、3 階建てモデルでは 2 種地盤と 3 種地盤において、応答の片寄りが大きい解析地点がみられたが、8 階建てモデル、14 階建てモデルでは応答の片寄りはほとんどみられなかった。



(a)  $D_S=0.25$

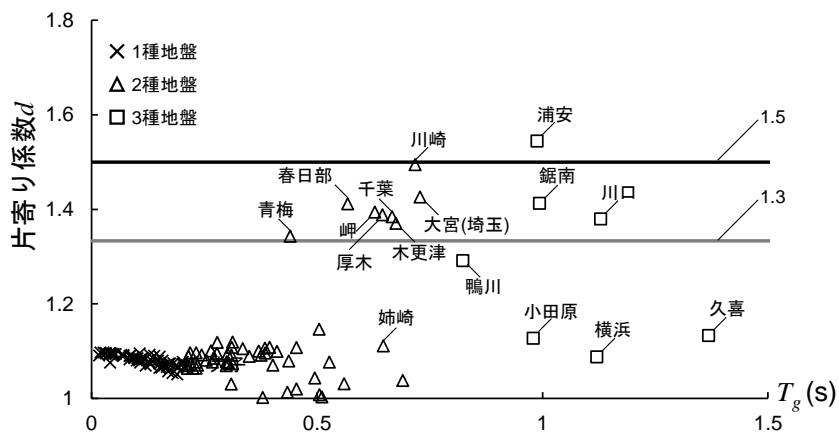


(b)  $D_S=0.30$

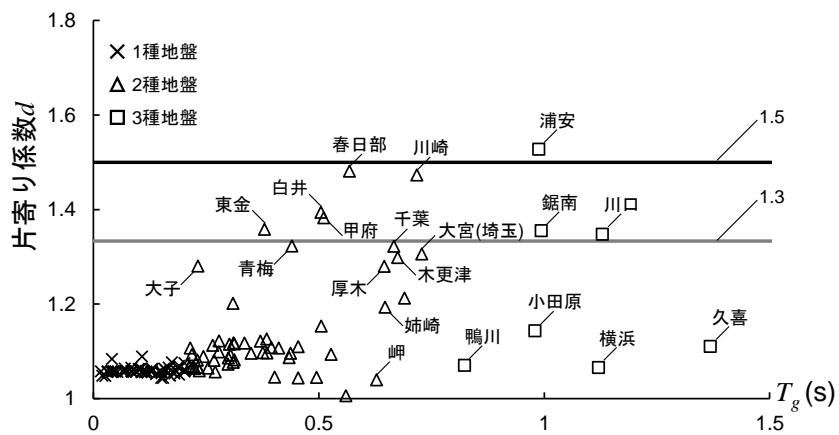


(c)  $D_S=0.35$

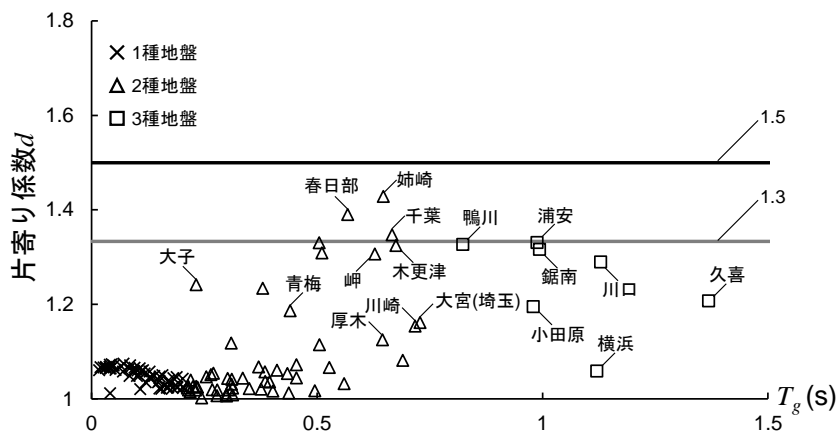
図 3.6 片寄り係数  $d$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (3 階建てモデル)



(d)  $D_S=0.40$

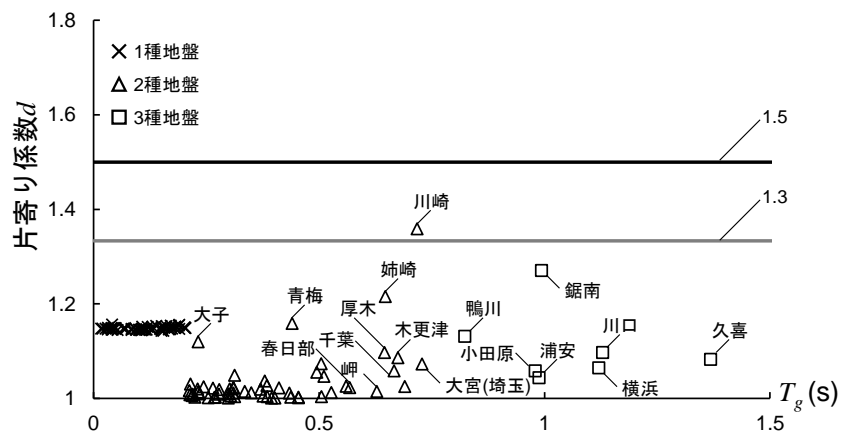


(e)  $D_S=0.45$

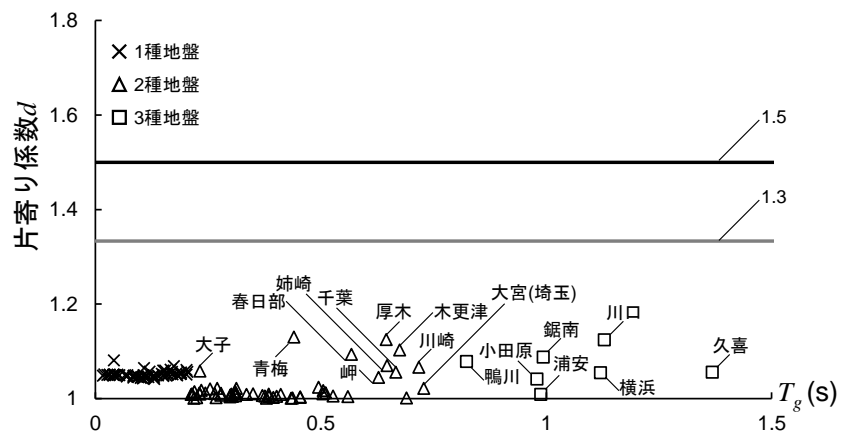


(f)  $D_S=0.50$

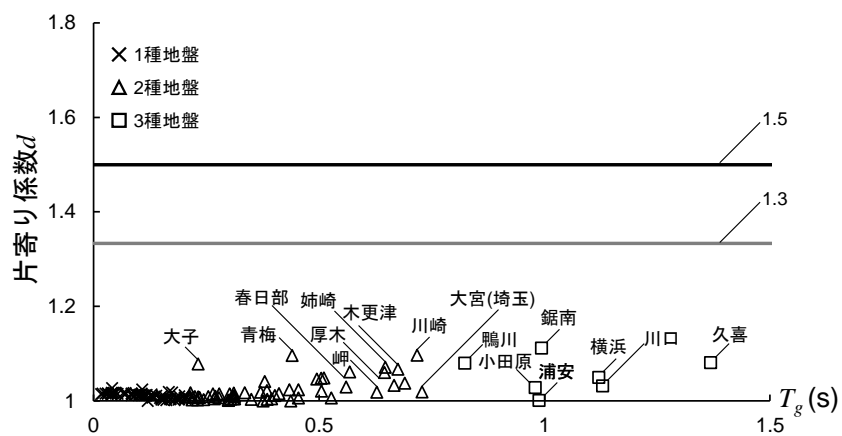
図 3.6 片寄り係数  $d$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (3 階建てモデル)



(a)  $D_S=0.25$

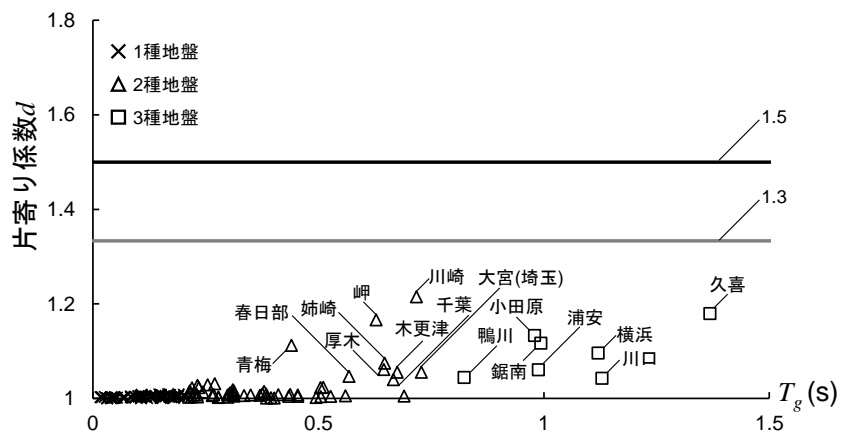


(b)  $D_S=0.30$

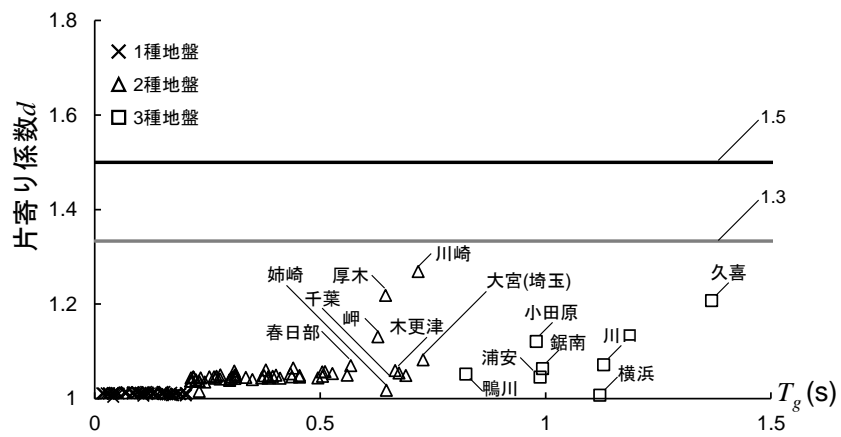


(c)  $D_S=0.35$

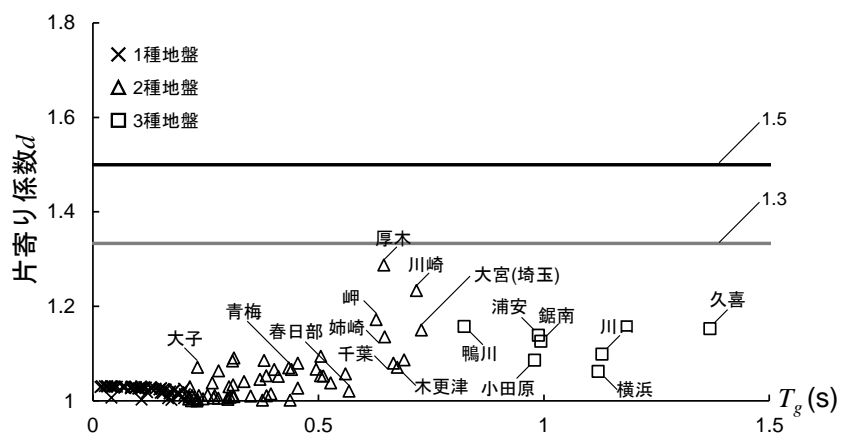
図 3.7 片寄り係数  $d$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (8 階建てモデル)



(d)  $D_S=0.40$

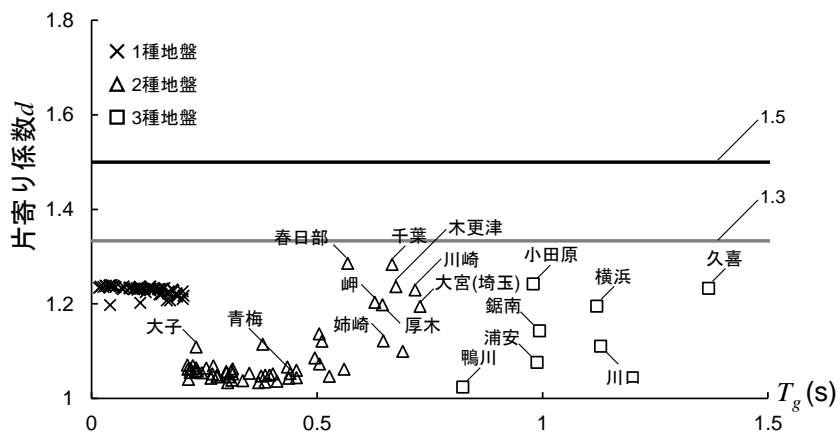


(e)  $D_S=0.45$

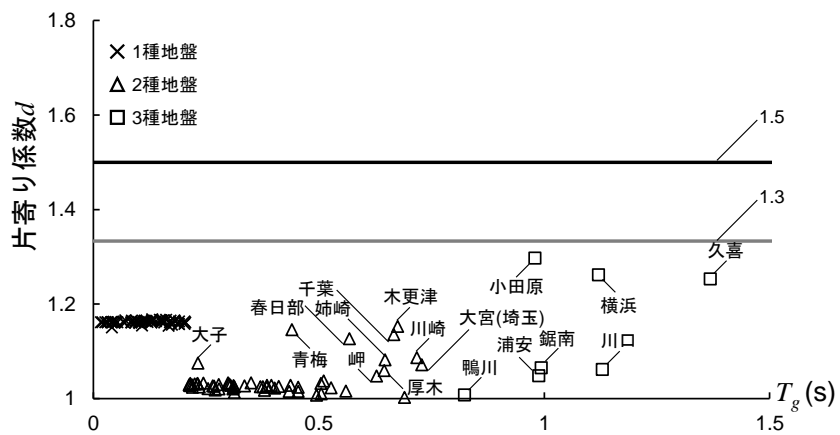


(f)  $D_S=0.50$

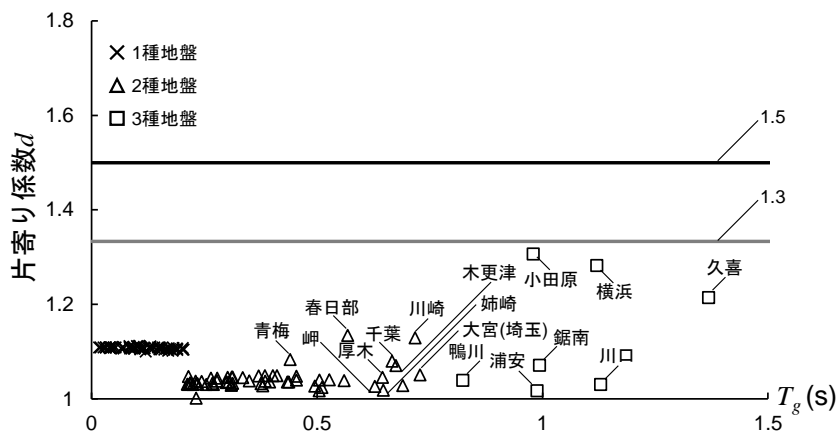
図 3.7 片寄り係数  $d$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (8 階建てモデル)



(a)  $D_S=0.25$



(b)  $D_S=0.30$



(c)  $D_S=0.35$

図 3.8 片寄り係数  $d$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (14 階建てモデル)



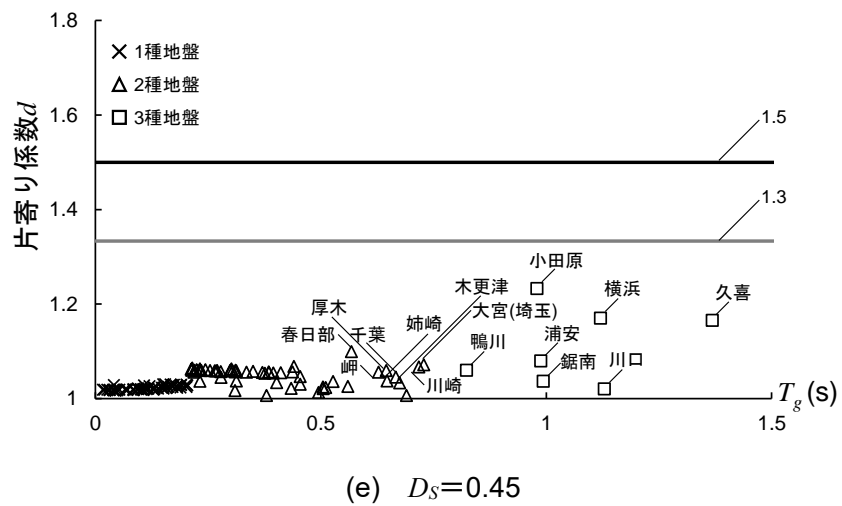
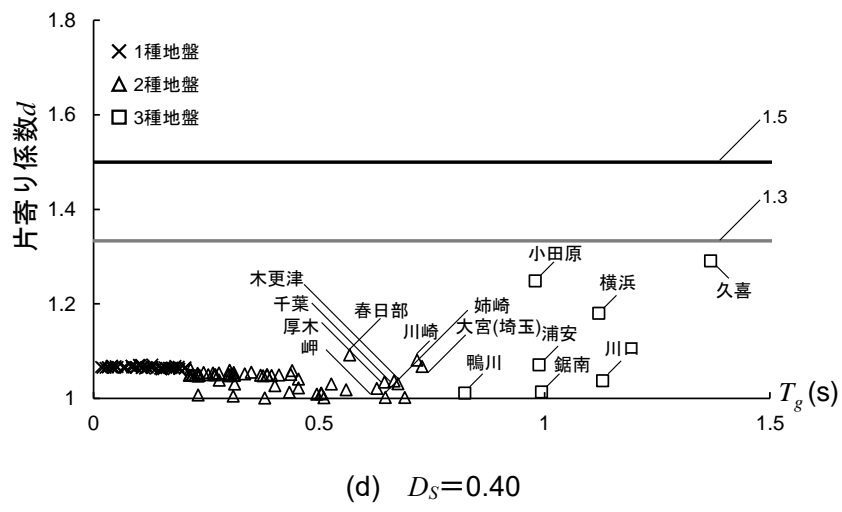


図 3.8 片寄り係数  $d$  と地盤の 1 次卓越周期  $T_g$  の関係 (14 階建てモデル)

#### 4. 最大応答時における等価周期と加速度応答スペクトルの関係

本章では、3章の2種地盤、3種地盤において、同じ構造特性係数 $D_S$ の値であってもその最大層間変形角 $R_{max}$ には解析地点によって大きな差異がみられた現象について地盤の増幅特性と建築物の等価周期の関係から考察を行う。

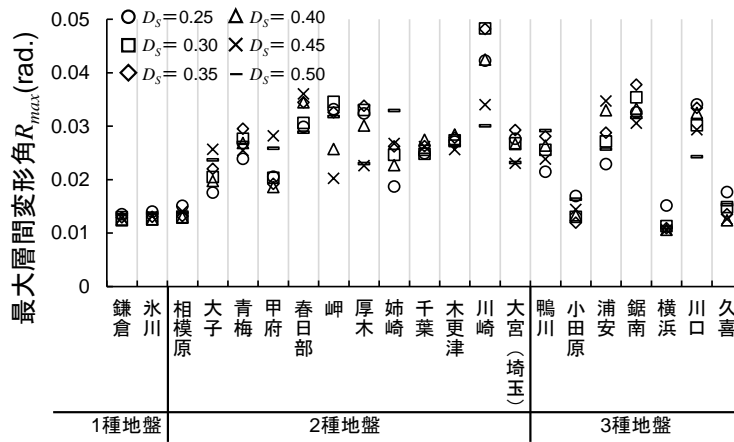
図4.1に各地地盤種別から、1種地盤の鎌倉、氷川、2種地盤の相模原、大子、青梅、甲府、春日部、岬、厚木、姉崎、千葉、木更津、川崎、大宮（埼玉）、3種地盤の鴨川、小田原、浦安、鋸南、横浜、川口、久喜の最大層間変形角 $R_{max}$ を構造特性係数 $D_S$ ごとに示す。なお、1種地盤は解析地点によってほとんど最大層間変形角 $R_{max}$ に差異が生じなかったため、1種地盤の代表として鎌倉、氷川を選定した。また、2種地盤の大子、青梅、甲府、春日部、岬、厚木、姉崎、千葉、木更津、川崎、大宮（埼玉）は前述の3章で大きな最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示した解析地点である。

3階建てモデルの場合、1種地盤の鎌倉、氷川と2種地盤の相模原の最大層間変形角 $R_{max}$ は良く似た傾向を示しており、構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合でも小さい最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示した。一方、2種地盤の大子、青梅、甲府、春日部、岬、厚木、姉崎、千葉、木更津、川崎、大宮（埼玉）は構造特性係数 $D_S$ を大きくしても、応答が小さくならなかった。特に、川崎は構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合における最大層間変形角 $R_{max}$ の値が大きく、構造特性係数 $D_S$ を大きくしても、大きい最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示した。3種地盤では小田原、横浜、久喜は構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合でも小さい最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示したが、鴨川、浦安、鋸南、川口は構造特性係数 $D_S$ を大きくしても、応答が小さくならなかった。

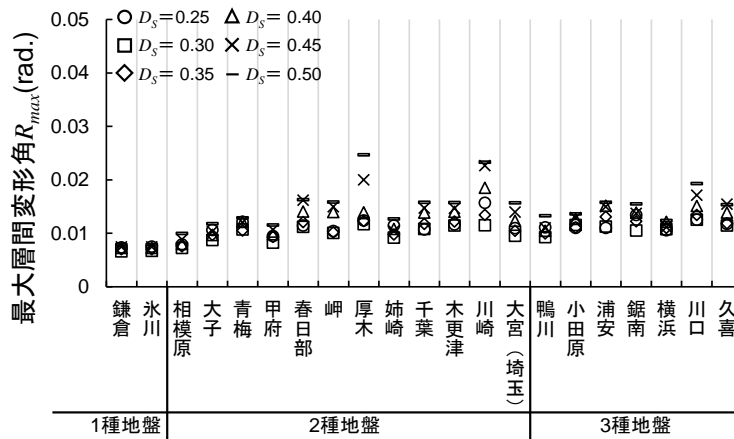
8階建てモデルの場合、1種地盤の鎌倉、氷川と2種地盤の相模原の最大層間変形角 $R_{max}$ の値は良く似た傾向し、構造特性係数 $D_S$ が0.25の場合でも小さい最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示した。一方、2種地盤の大子、青梅、甲府、春日部、岬、厚木、姉崎、千葉、木更津、川崎、大宮（埼玉）は構造特性係数 $D_S$ を大きくすると、応答が大きくなる傾向を示した。3種地盤においても、鴨川、小田原、浦安、鋸南、川口、久喜は構造特性係数 $D_S$ を大きくすると、応答が大きくなる傾向を示した。

14階建てモデルの場合、構造特性係数 $D_S$ が小さい場合から、最大層間変形角 $R_{max}$ の値は比較的小さな値を示した。一方、3種地盤において小田原、横浜、久喜は他の3種地盤に比べて大きな最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示した。また、3種地盤において、構造特性係数 $D_S$ を大きくすると、応答が大きくなる傾向がみられた。

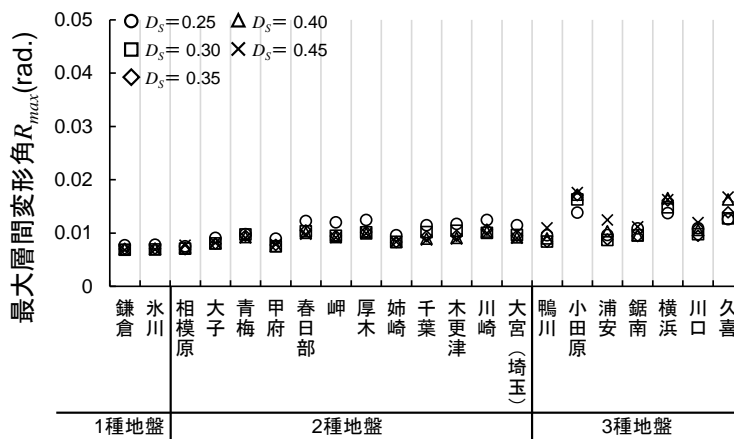
以下では、上記の現象について、1種地盤の鎌倉、氷川、2種地盤の相模原に加え、比較的大きな最大層間変形角 $R_{max}$ の値を示した2種地盤の春日部、厚木、川崎と3種地盤の鴨川、横浜について地盤の増幅特性と建築物の等価周期の関係から考察を行った。



(a) 3階建てモデル



(b) 8階建てモデル



(c) 14階建てモデル

図 4.1 最大応答変形角  $R_{max}$

図 4.2 に図 4.3～図 4.26 の加速度応答スペクトル  $S_a$  と等価周期  $T_{eq}$  の関係及び加速度応答スペクトル  $S_a$  と変位応答スペクトル  $S_d$  の関係の概念図を示す。

また、図 4.3～図 4.26 の(a)に各地地盤種別から、鎌倉、氷川（1種地盤）、相模原、春日部、厚木、川崎（2種地盤）、鴨川、横浜（3種地盤）の加速度応答スペクトル  $S_a$  を示す。図中には、各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  を破線で示す。なお、加速度応答スペクトル  $S_a$  は減衰定数 5%として算定した。各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は応答解析結果を用いて、(4.1)式により算定した。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{M_{us} \frac{R_{max} \cdot H_u}{Q_{max}}} \quad (4.1)$$

- $M_u$  : 有効質量(ton)
- $R_{max}$  : 最大応答変形角(rad.)
- $H_u$  : 有効高さ(m)
- $Q_{max}$  :  $R_{max}$  を示すときの層せん断力(kN)

図 4.3～図 4.26 の(b)に各地地盤種別から、鎌倉、氷川（1種地盤）、相模原、春日部、厚木、川崎（2種地盤）、鴨川、横浜（3種地盤）の加速度応答スペクトル  $S_a$  と変位応答スペクトル  $S_d$  を示す。なお、変位応答スペクトル  $S_d$  は、加速度応答スペクトル  $S_a$  と同様の方法により、減衰定数に 5%を用いて算定した。なお、以下では、図 4.3～図 4.26 の(b)のように加速度応答スペクトル  $S_a$  と変位応答スペクトル  $S_d$  の関係による曲線を  $S_a-S_d$  曲線と呼称する。また、図中には各構造特性係数  $D_S$  に対応する建築物の等価周期  $T_{eq}$  を示す  $S_a/S_d$  を、(4.2)式の関係に基づき破線で示す。

$$\frac{S_a}{S_d} = \left( \frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (4.2)$$

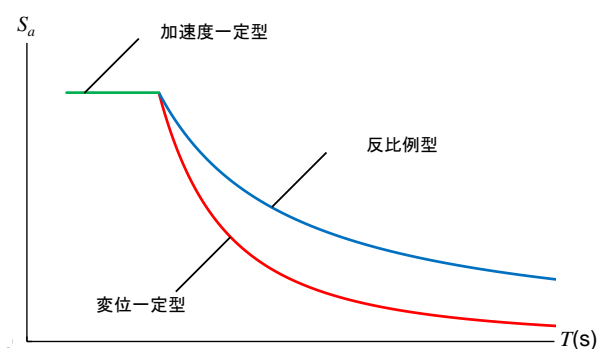
加速度応答スペクトル  $S_a$  の形状は、1種地盤は解析地点によらず同様の形状を示した。2種地盤は春日部、厚木、川崎が同様の加速度応答スペクトル  $S_a$  の形状を示したが、相模原は1種地盤とよく似た加速度応答スペクトル  $S_a$  の形状を示した。3種地盤の鴨川は2種地盤の春日部、厚木、川崎とよく似た加速度応答スペクトル  $S_a$  の形状を示したが、横浜の加速度応答スペクトル  $S_a$  はなだらかな形状を示した。

$S_a-S_d$  曲線の形状も同様に1種地盤と2種地盤の相模原が同様の形状を示し、変位応答スペクトル  $S_d$  が増えると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する形状を示した。2種地盤の春日部、厚木、川崎は同様の  $S_a-S_d$  曲線の形状を示し、その形状は変位応答スペクトル  $S_d$  によ

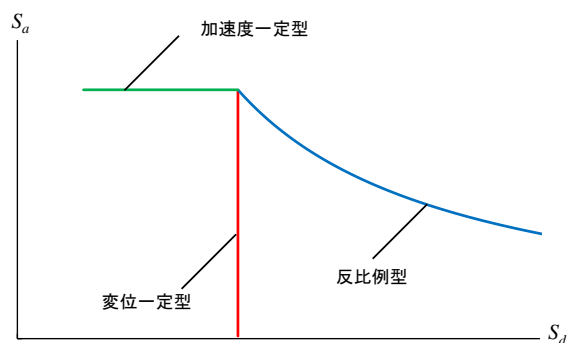
らず加速度応答スペクトル  $S_a$  が一定となる領域、加速度応答スペクトル  $S_a$  によらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる領域、変位応答スペクトル  $S_d$  が増えると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する領域を有していた。3種地盤の鴨川は、2種地盤の春日部、厚木、川崎と同様の傾向を示した。一方、横浜はなだらかな  $S_a-S_d$  曲線を有し、変位応答スペクトル  $S_d$  によらず加速度応答スペクトル  $S_a$  が一定となる領域が大半を占め、その後加速度応答スペクトル  $S_a$  によらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる領域を有していた。

また、建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点より、構造特性係数  $D_S$  と加速度応答スペクトル  $S_a$  の相関は以下の3つのパターンに大別できる (図 4.2 参照)。

- i) 加速度応答スペクトル  $S_a$  が周期によらずほぼ一定で、構造特性係数  $D_S$  の減少と共に応答変位が増大する加速度一定型のパターン。
- ii) 加速度応答スペクトル  $S_a$  が周期に対して顕著に減少し、構造特性係数  $D_S$  の値に係わらず応答変位がほぼ同じないし、場合によっては構造特性係数が大きくなると応答変位がむしろ大きくなる変位一定型のパターン。
- iii) 加速度応答スペクトル  $S_a$  が周期と共に緩やかに減少し、構造特性係数  $D_S$  の減少と共に、応答変位が増大する反比例型のパターン。



(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と周期  $T$  の関係



(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と変位応答スペクトル  $S_d$  の関係

図 4.2 構造特性係数  $D_S$  と加速度応答スペクトル  $S_a$  の相関

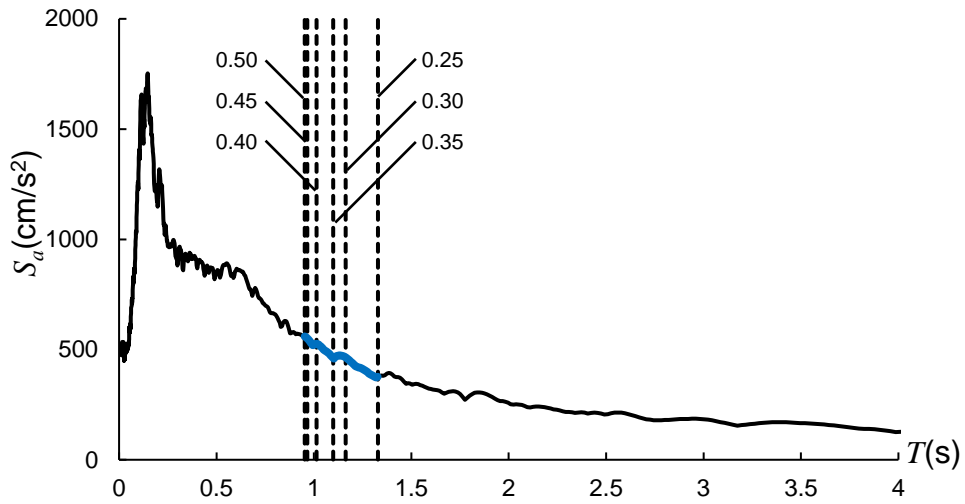
図 4.3～図 4.10 に 3 階建てモデルの結果を示す。

1 種地盤の場合、各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は、ほぼ同じ値を示しており、その値は 0.9 秒～1.4 秒であった。また、地盤の卓越周期（加速度応答スペクトル  $S_a$  が最大値となる周期）を過ぎた後の、変位応答スペクトル  $S_d$  が増えると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する領域に、各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点があり、構造特性係数  $D_S$  が大きくなるとその値は小さくなった（反比例型）。

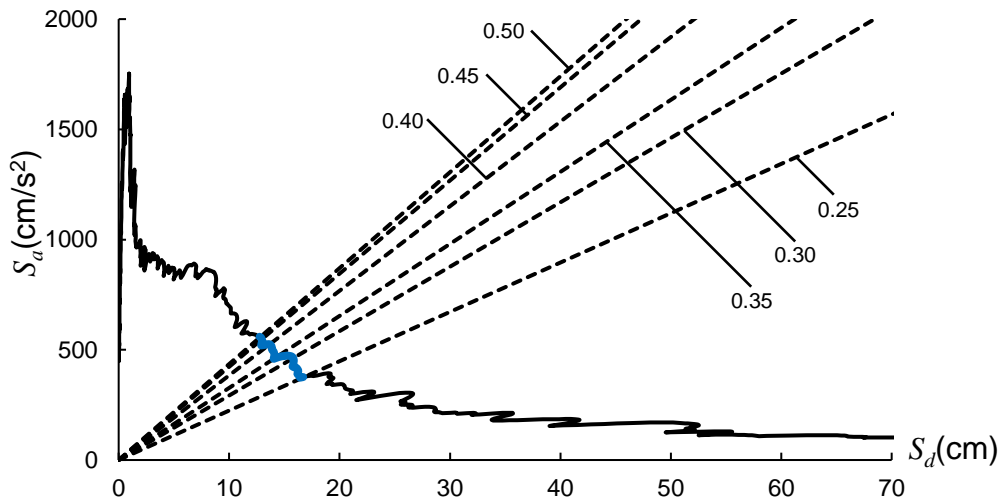
2 種地盤の場合、相模原が 1 種地盤とほぼ同じ建築物の等価周期  $T_{eq}$  の値を示した。また、 $S_a-S_d$  曲線において、相模原は 1 種地盤と同様に変位応答スペクトル  $S_d$  が増えると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する反比例型となり、構造特性係数  $D_S$  が大きくなると建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値は小さくなった。一方、春日部、厚木、川崎の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は大きくばらつく結果となり、その値も 1 種地盤と 2 種地盤の相模原に比べて大きくなる傾向を示した。春日部の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は、地盤の卓越周期を過ぎた後の加速度応答スペクトル  $S_a$  に関わらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる領域にあり、その値は構造特性係数  $D_S$  を大きくしてもほとんど小さくならなかった（変位一定型）。また、厚木、川崎の建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点も同様に変位一定型であったが、構造特性係数  $D_S$  が 0.25～0.40 にかけて  $S_a-S_d$  曲線が突出するような形状を有していた。このため、構造特性係数  $D_S$  が 0.25～0.40 の場合の方が、構造特性係数  $D_S$  が 0.45、0.50 の場合より応答が大きくなった。

3 種地盤の場合、鴨川の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は 1.4 秒～1.7 秒、横浜の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は 0.9 秒～1.4 秒となり、横浜の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  の方が短かった。また、鴨川の建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は 2 種地盤の春日部、厚木、川崎と同様に加速度応答スペクトル  $S_a$  に関わらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる変位一定型となり、構造特性係数  $D_S$  を大きくしても建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値はほとんど小さくならなかった。一方、横浜の建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は地盤の卓越周期の前の、変位応答スペクトル  $S_d$  によらず加速度応答スペクトル  $S_a$  が一定となる領域にあり、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の時の応答は大きい、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると応答が小さくなる傾向を示した（加速度一定型）。

3 階建てモデルの場合、1 種地盤と 2 種地盤の相模原が反比例型となり、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値が小さくなる傾向を示した。2 種地盤の春日部、厚木、川崎と 3 種地盤の鴨川は変位一定型となり、構造特性係数  $D_S$  を大きくしても  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値が小さくならない傾向を示した。3 種地盤の横浜は加速度一定型となり、構造特性係数  $D_S$  が小さい時の  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値は大きい、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値が小さくなる傾向を示した。

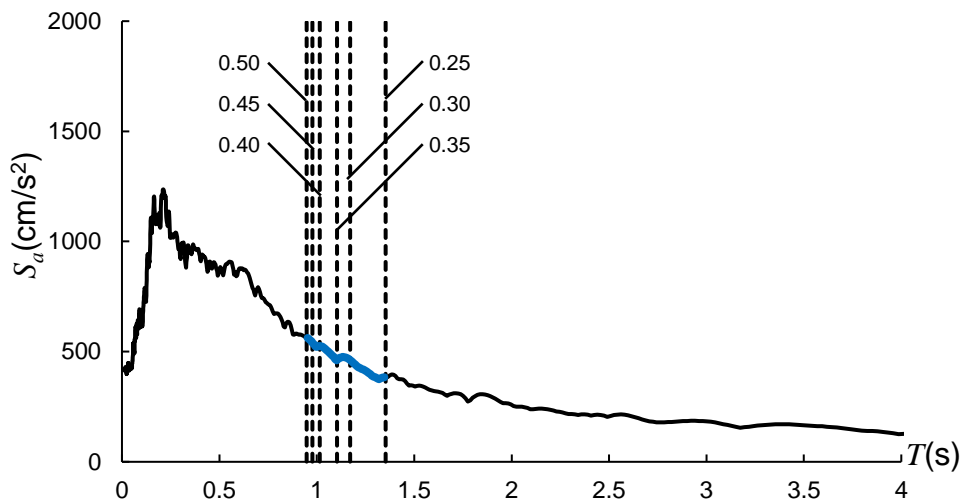


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

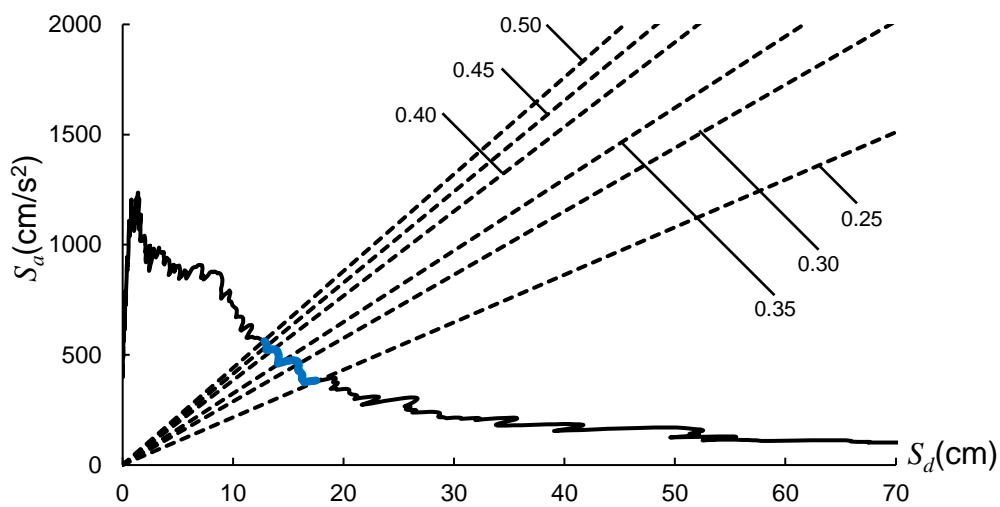


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.3 3 階建てモデル—1 種地盤—鎌倉（反比例型）



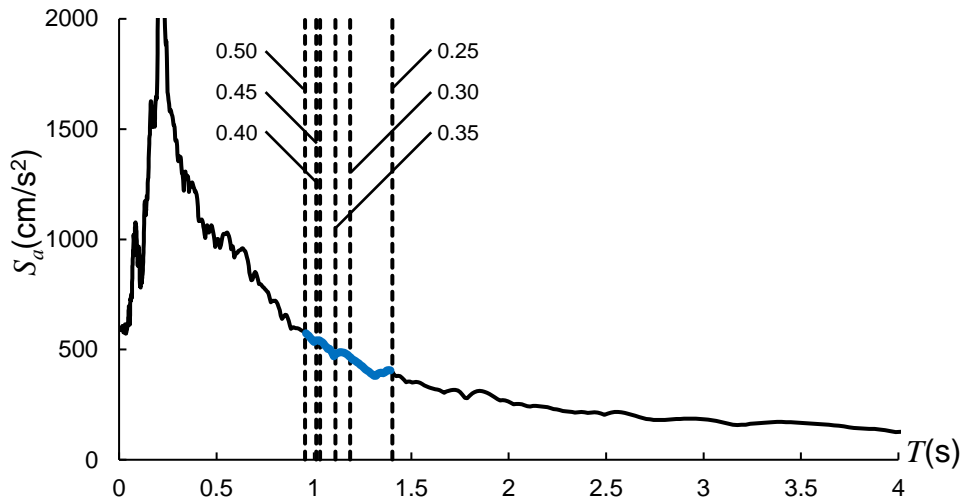
(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$



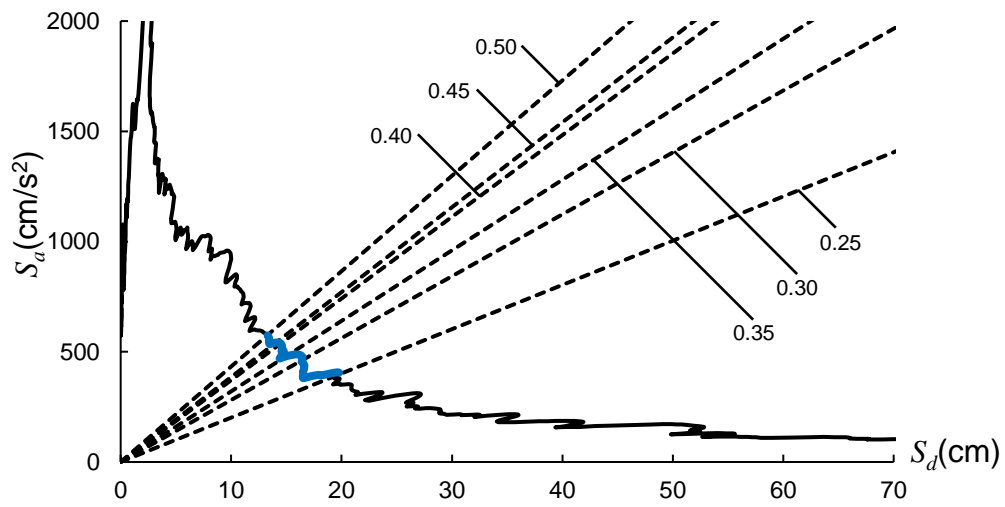
(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.4 3 階建てモデル—1 種地盤—氷川（反比例型）



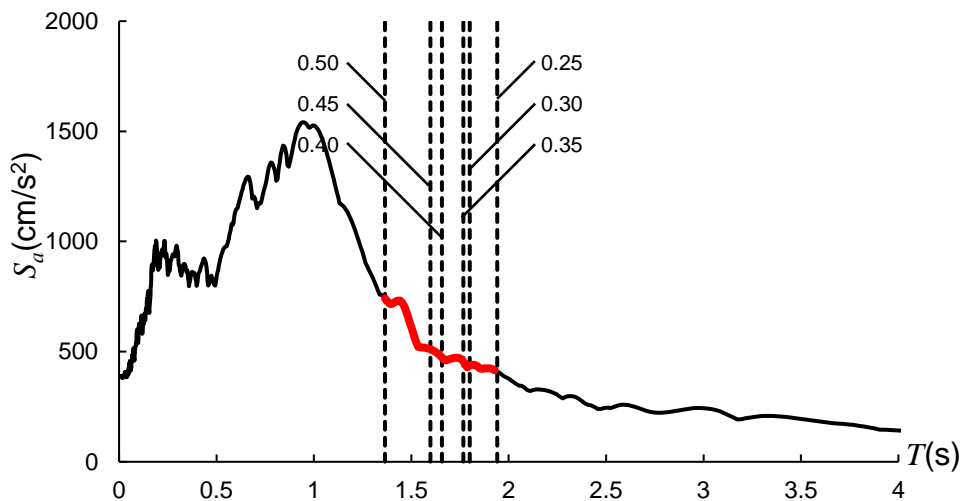


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

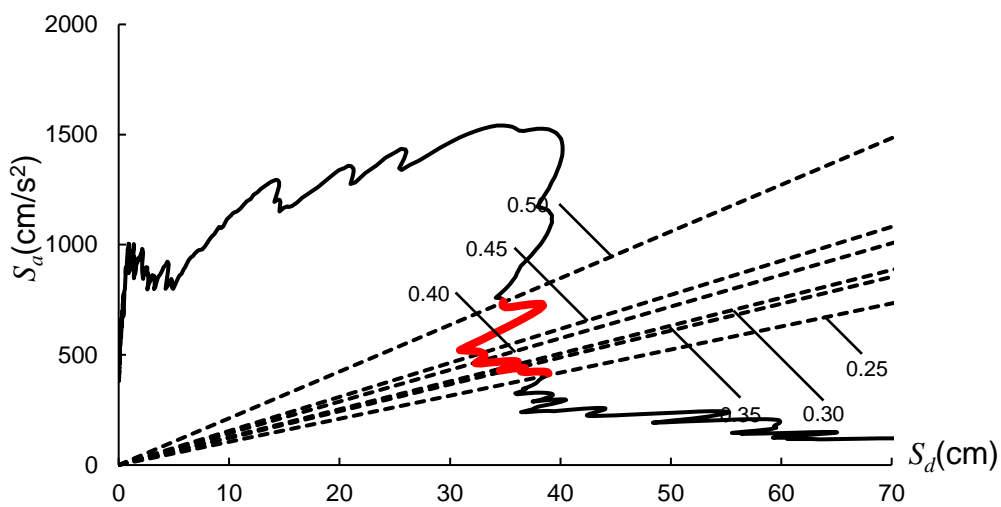


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.5 3 階建てモデル—2 種地盤—相模原（反比例型）

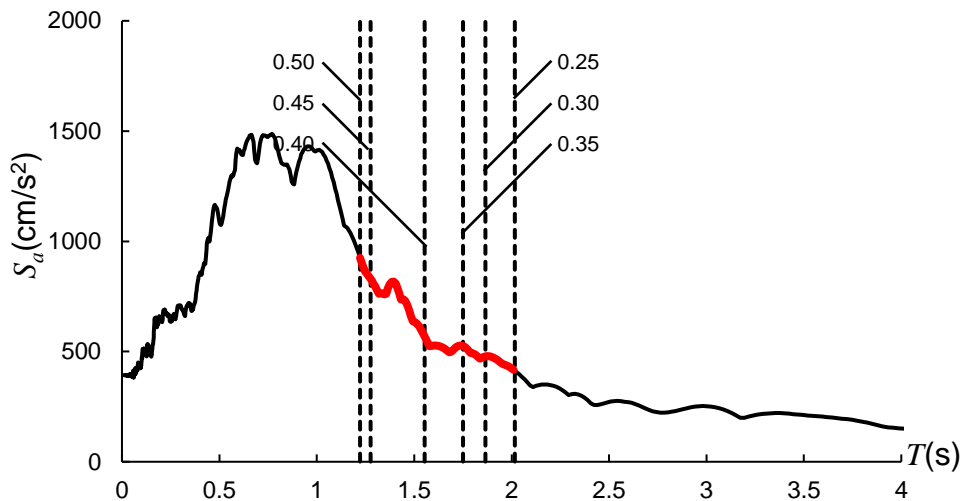


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

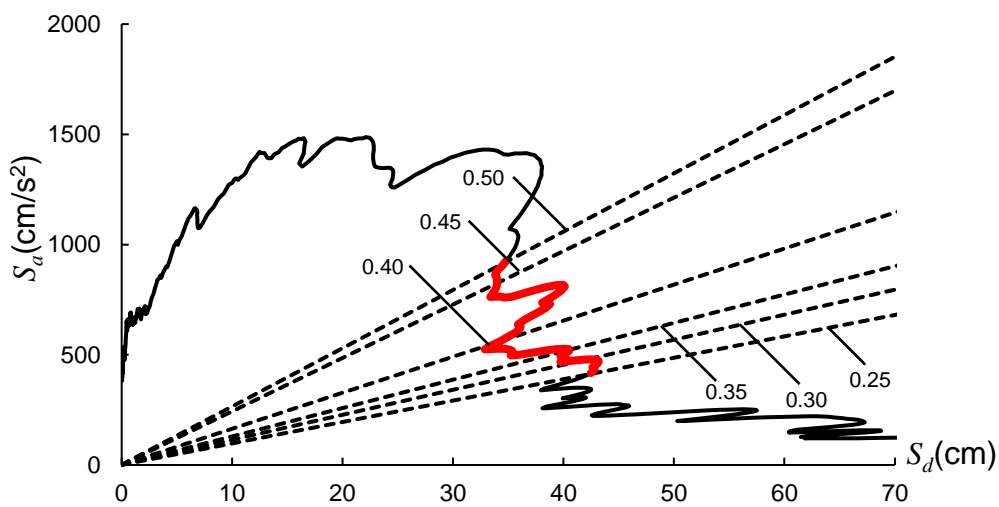


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.6 3 階建てモデル—2 種地盤—春日部 (変位一定型)

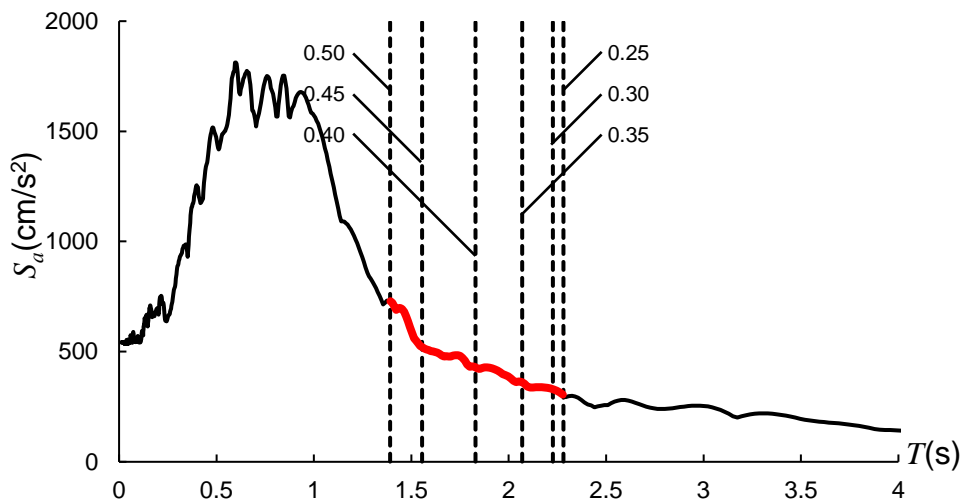


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

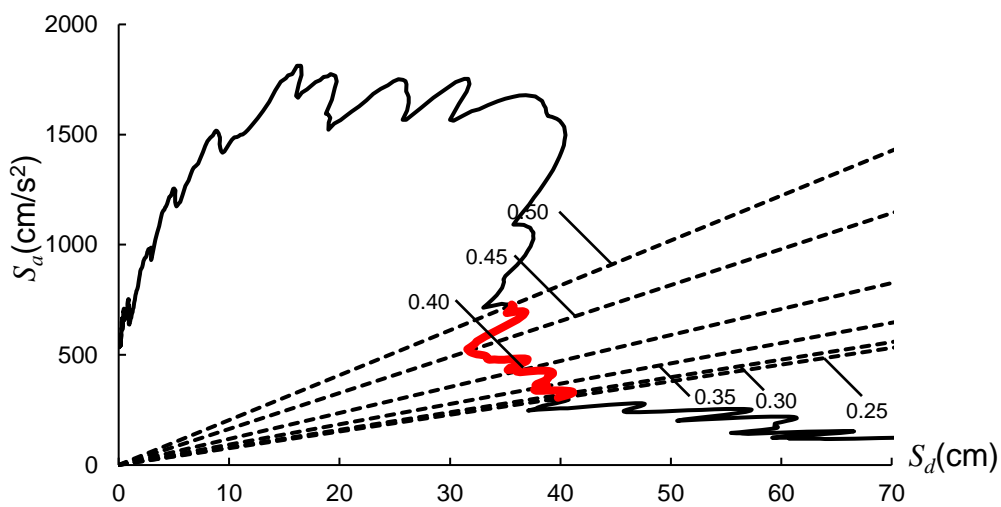


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.7 3階建てモデル-2種地盤-厚木 (変位一定型)

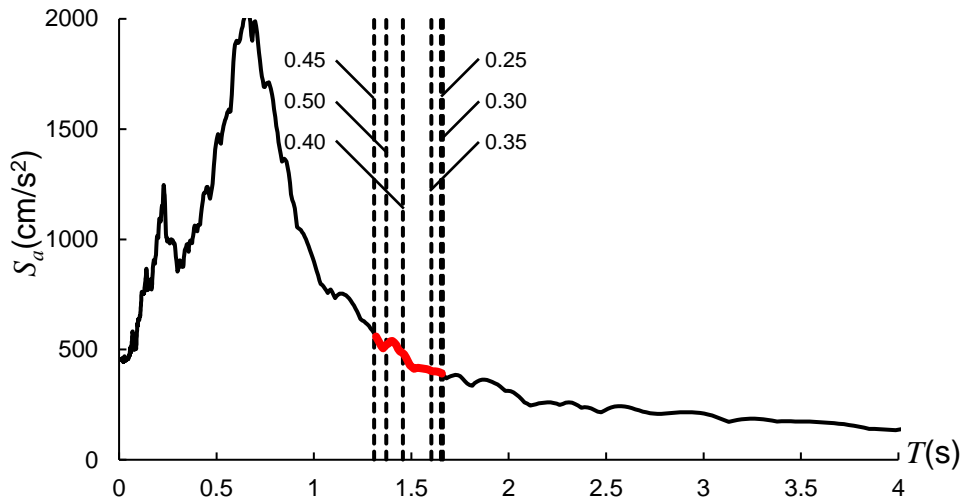


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

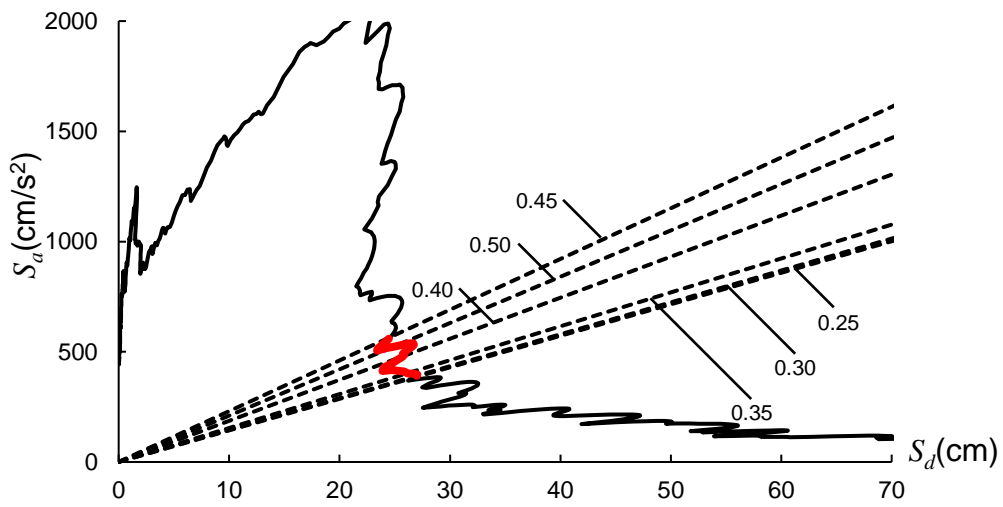


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.8 3階建てモデル-2種地盤-川崎 (変位一定型)

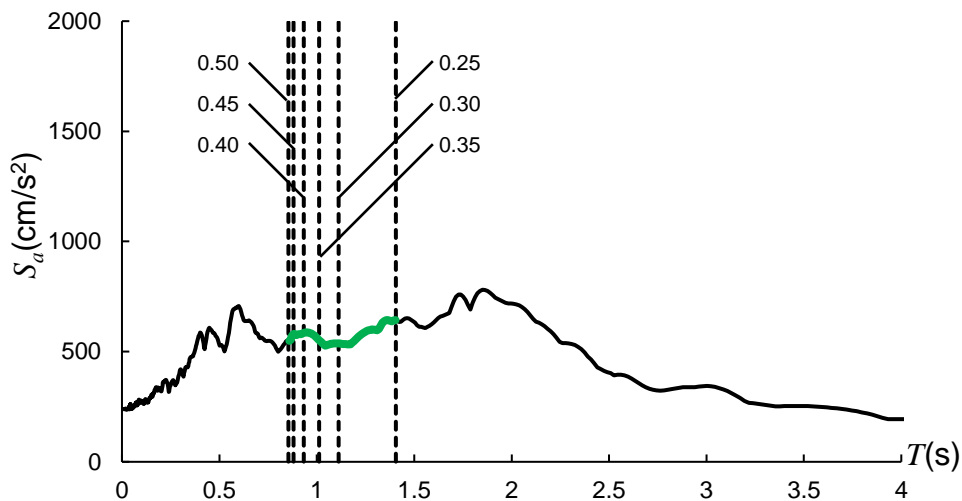


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

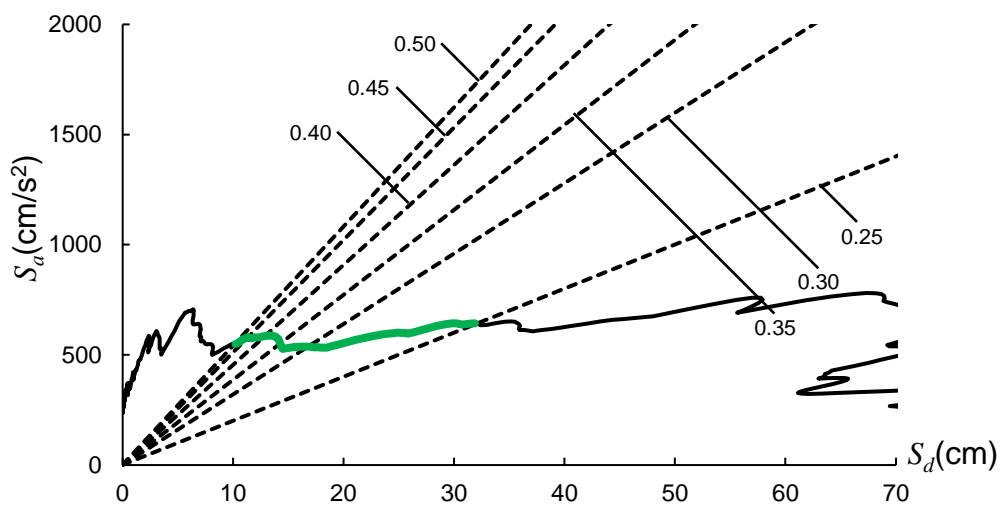


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.9 3 階建てモデル-3 種地盤-鴨川 (変位一定型)



(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$



(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.10 3階建てモデル—3種地盤—横浜（加速度一定型）

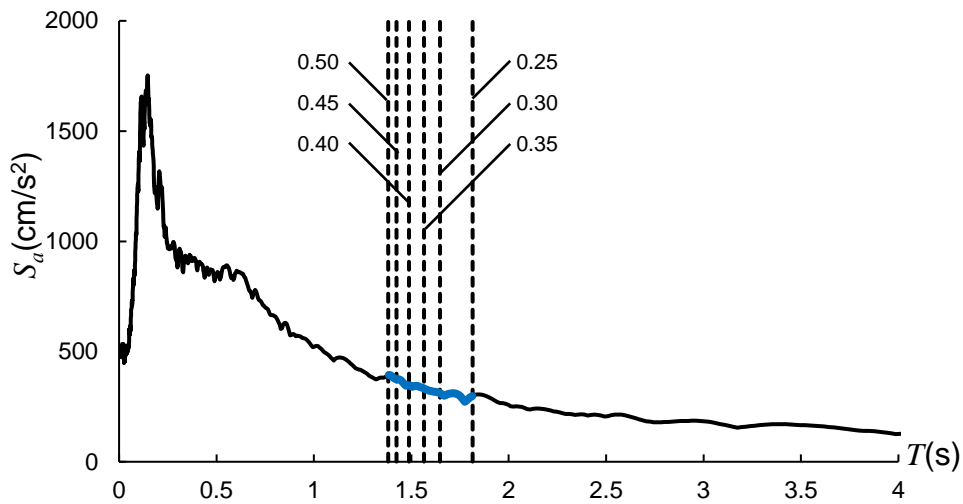
図 4.11～図 4.18 に 8 階建てモデルの結果を示す。

1 種地盤の場合、各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は、ほぼ同じ値を示しており、その値は 1.4 秒～1.8 秒であった。また、 $S_a/S_d$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は変位応答スペクトル  $S_d$  の値が増大すると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する反比例型となり、構造特性係数  $D_S$  を大きくするとその値は小さくなる傾向を示した。

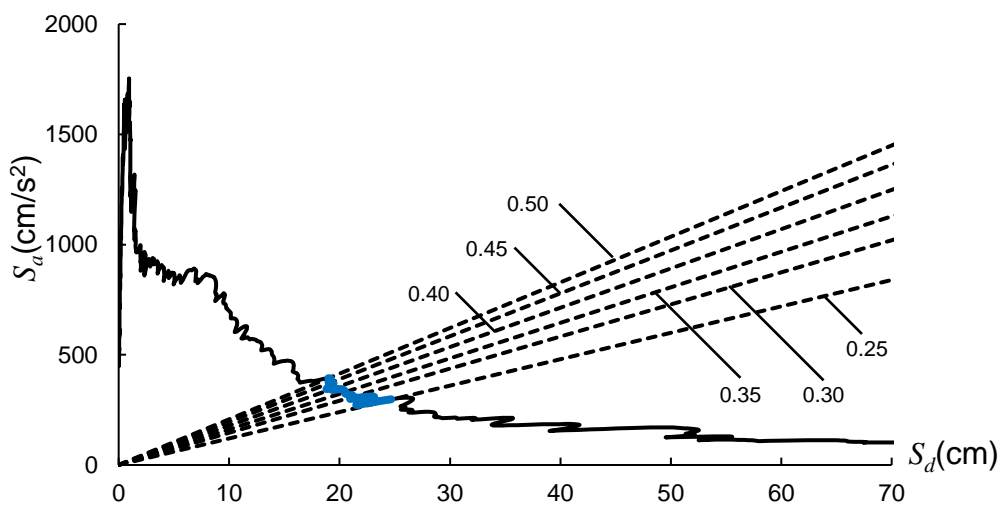
2 種地盤の場合、相模原は 1 種地盤とほぼ同じ建築物の等価周期  $T_{eq}$  の値を示した。また、建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は、1 種地盤と同様に変位応答スペクトル  $S_d$  が増えると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する反比例型であった。一方、春日部、厚木、川崎の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は 1.5 秒以上を示し、構造特性係数  $D_S$  を大きくしても、建築物の等価周期  $T_{eq}$  がほとんど変わらないまたは大きくなる結果となった。また、建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は、加速度応答スペクトル  $S_a$  に関わらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる変位一定型であった。なお、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると応答が大きくなる現象がみられたが、本報告ではマクロ的に変位一定型と見做した。

3 種地盤の場合、鴨川の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は、2 種地盤の春日部、厚木、川崎と同様の傾向を示した。また、等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は、2 種地盤の春日部、厚木、川崎と同様に加速度応答スペクトル  $S_a$  に関わらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる変位一定型であった。なお、鴨川においても 2 種地盤の春日部、厚木、川崎のように構造特性係数  $D_S$  を大きくすると応答が大きくなる現象がみられた。一方、横浜は変位応答スペクトル  $S_d$  によらず加速度応答スペクトル  $S_a$  が一定となる加速度一定型となった。

8 階建てモデルの場合、3 階建てモデルと同様に 1 種地盤と 2 種地盤の相模原が反比例型となり、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値が小さくなる傾向を示した。2 種地盤の春日部、厚木、川崎と 3 種地盤の鴨川は変位一定型となったが、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値の値が大きくなる現象がみられた。3 種地盤の横浜は 3 階建てモデルと同様に加速度一定型となった。



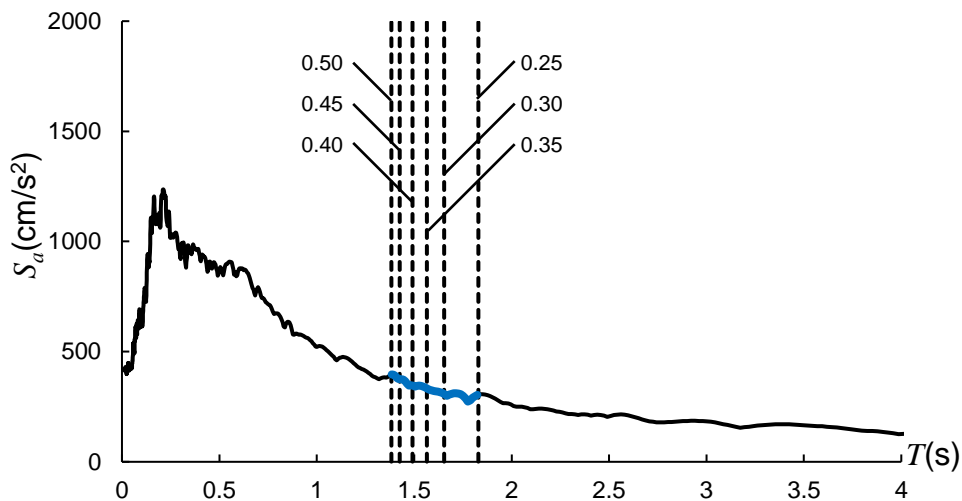
(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$



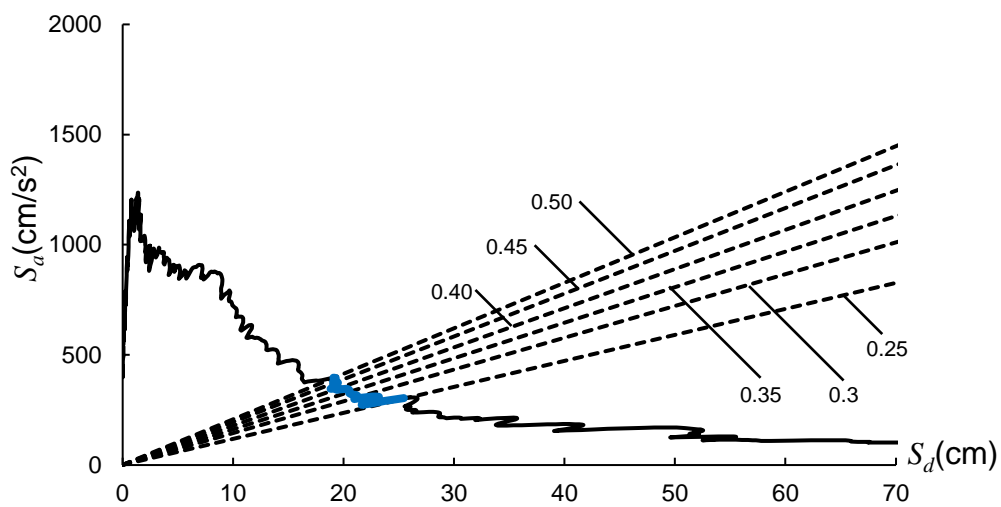
(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.11 8階建てモデル—1種地盤—鎌倉（反比例型）



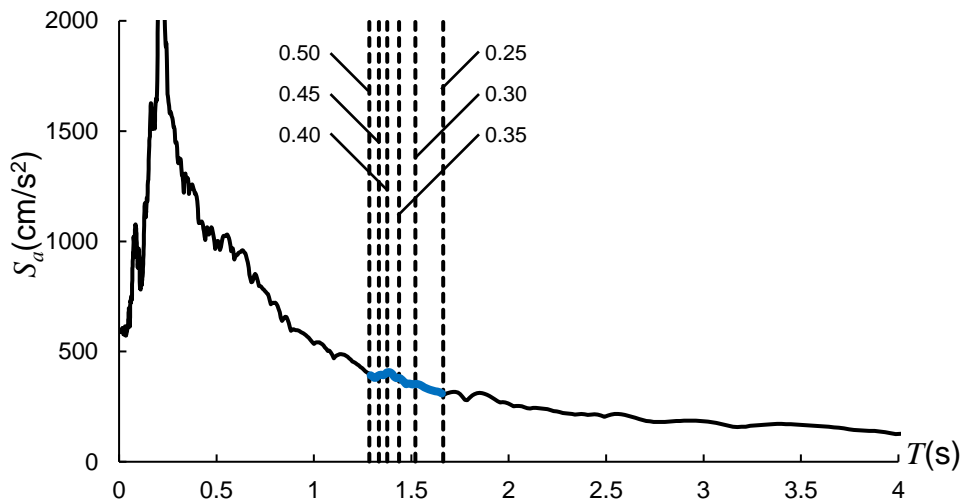


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

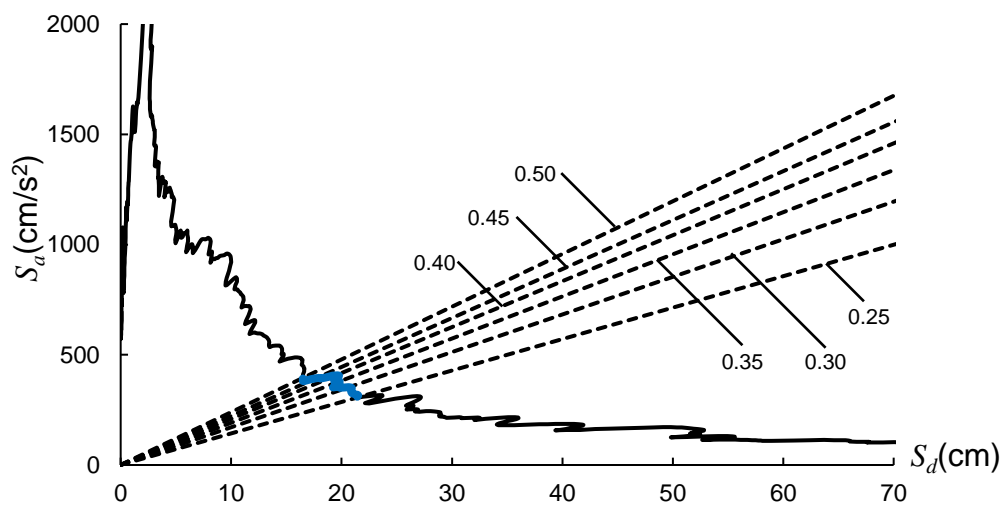


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.12 8階建てモデル—1種地盤—氷川（反比例型）

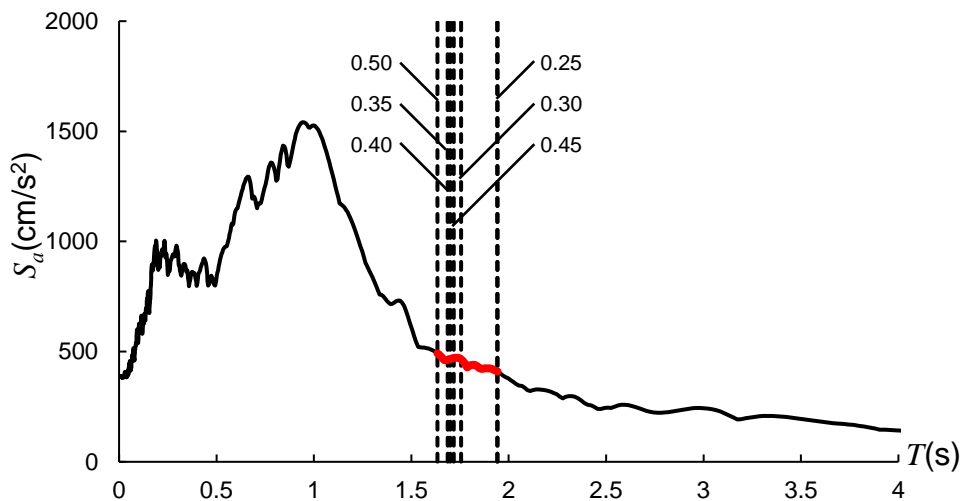


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

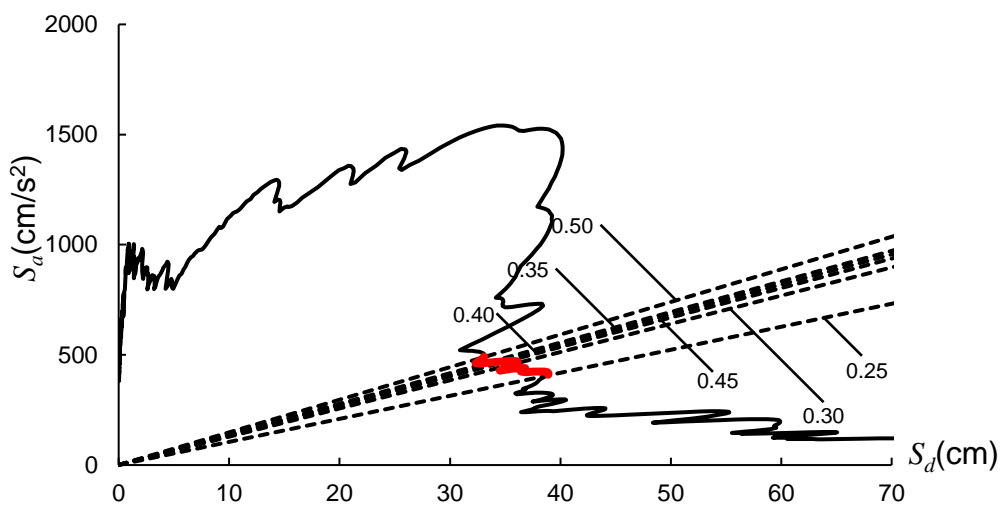


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.13 8階建てモデル—2種地盤—相模原（反比例型）

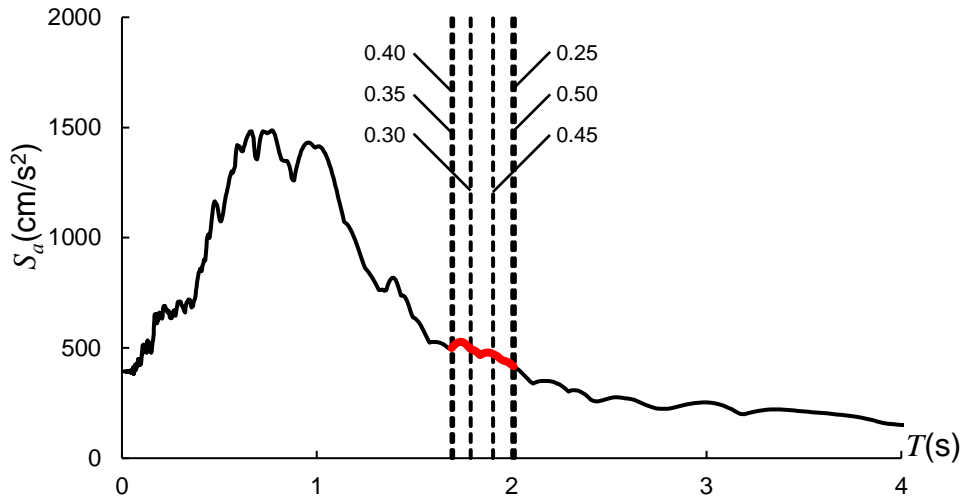


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

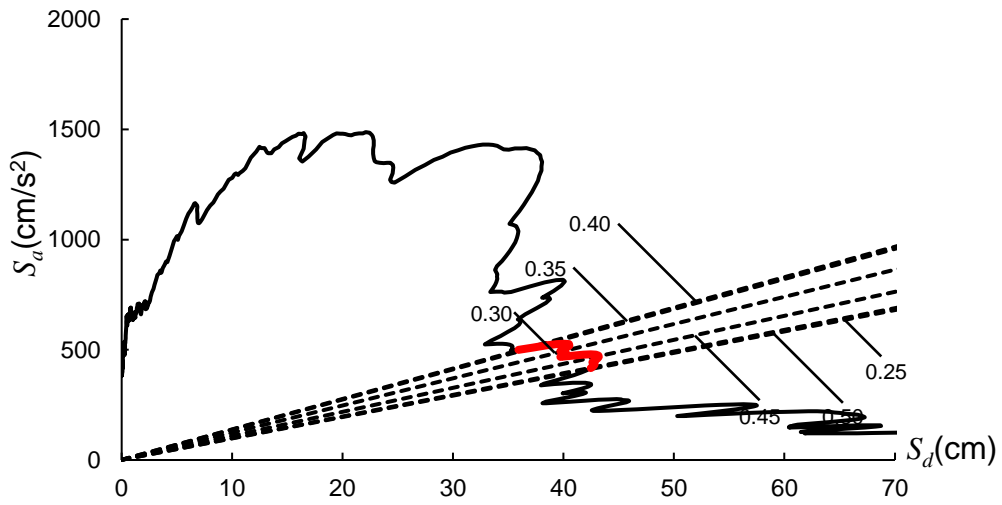


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.14 8階建てモデル—2種地盤—春日部（変位一定型）

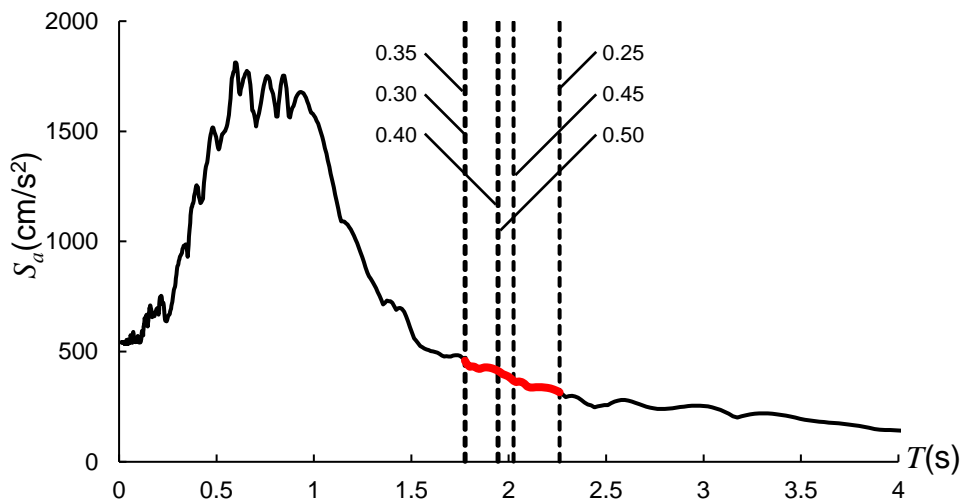


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

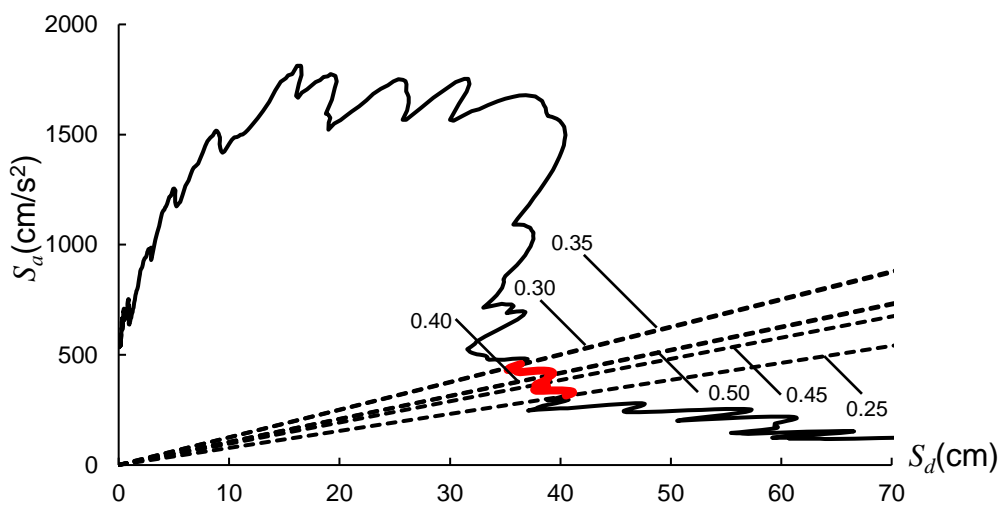


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.15 8階建てモデル—2種地盤—厚木（変位一定型）

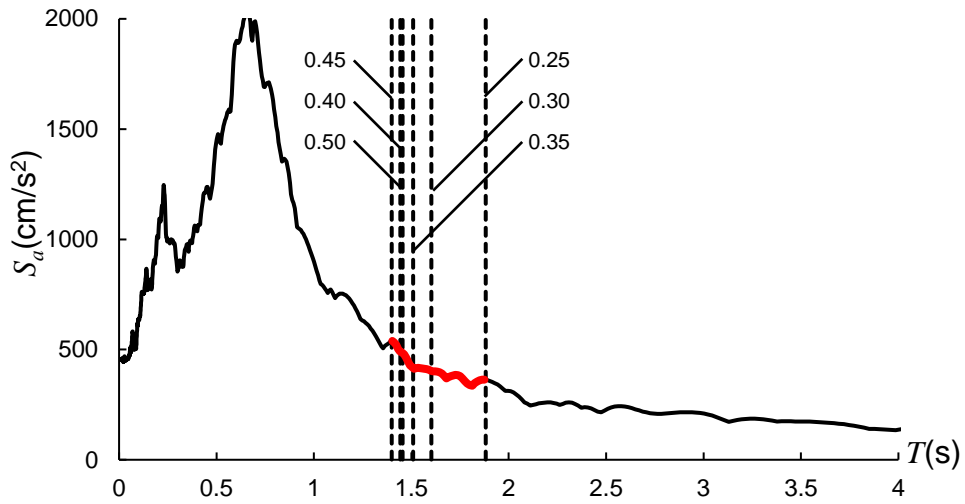


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

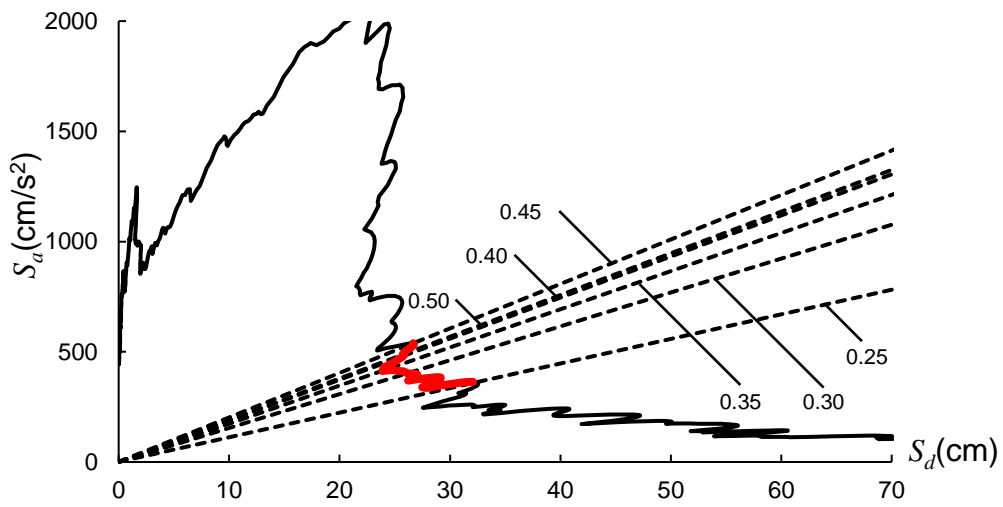


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.16 8階建てモデルー2種地盤ー川崎 (変位一定型)

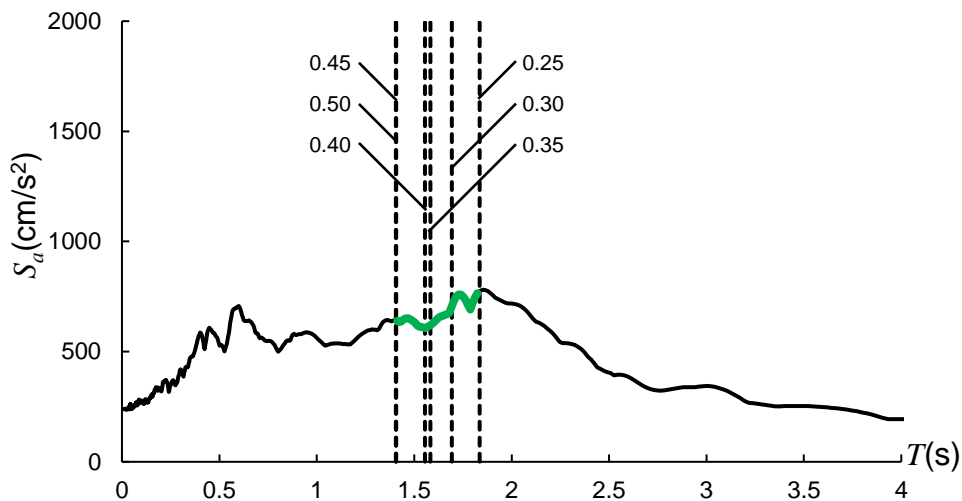


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

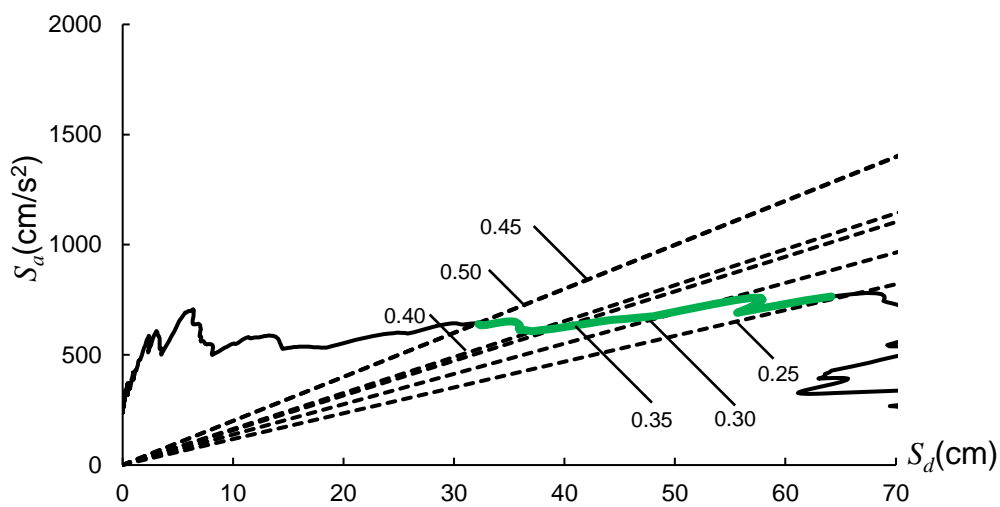


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.17 8階建てモデル-3種地盤-鴨川 (変位一定型)



(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$



(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.18 8階建てモデル-3種地盤-横浜 (加速度一定型)

図 4.19～図 4.26 に 14 階建てモデルの結果を示す。

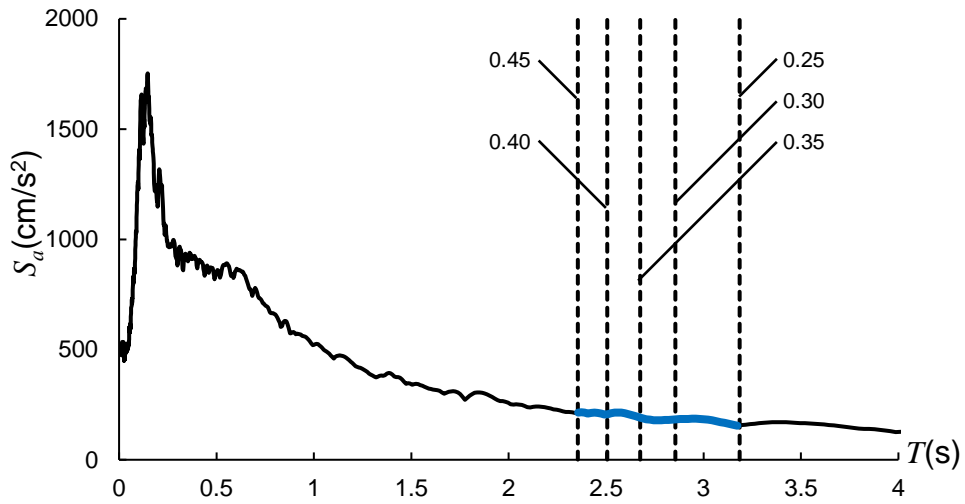
1 種地盤の場合、各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は、ほぼ同じ値を示しており、その値は 2.4 秒～3.2 秒であった。また、建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は、変位応答スペクトル  $S_d$  が増えると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する反比例型となり、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値が小さくなる傾向を示した。

2 種地盤の場合、相模原は 1 種地盤よりも各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  よりも短く、その値は 2 秒～2.6 秒であった。また、建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点も、1 種地盤と同様に変位応答スペクトル  $S_d$  が増えると加速度応答スペクトル  $S_a$  が減少する反比例型となった。一方、春日部、厚木、川崎の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  はほぼ同じ値を示しており、2.2 秒～3.2 秒であった。また、建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合の除き、加速度応答スペクトル  $S_a$  に関わらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる変位一定型となった。

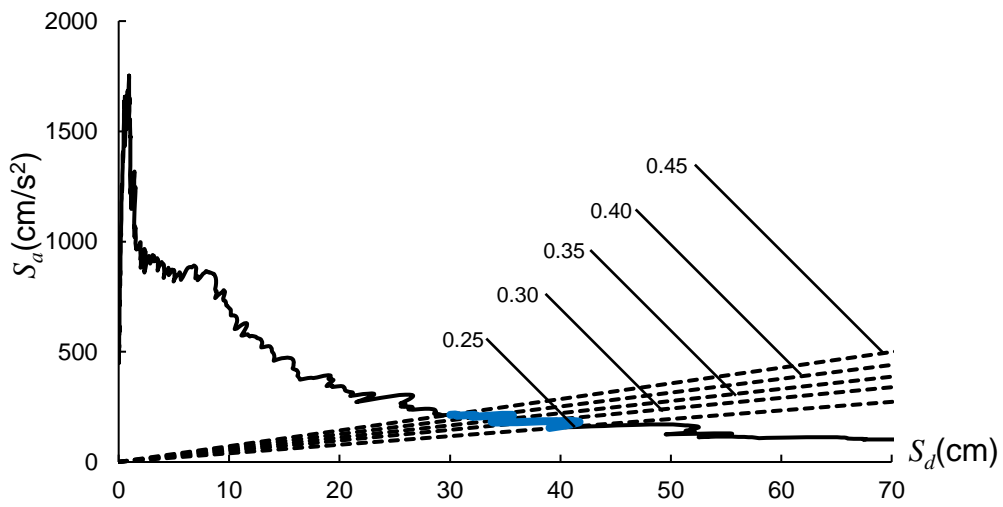
3 種地盤の場合、鴨川は 1.9 秒～2.5 秒、横浜の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  は 2.4 秒～2.9 秒となり、鴨川の各構造特性係数  $D_S$  における建築物の等価周期  $T_{eq}$  の方が短かった。建築物の等価周期  $T_{eq}$  と  $S_a-S_d$  曲線の交点は、鴨川は 2 種地盤の春日部、厚木、川崎と同様に、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合の除き、加速度応答スペクトル  $S_a$  に関わらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる変位一定型であった。また、横浜も加速度応答スペクトル  $S_a$  に関わらず変位応答スペクトル  $S_d$  が一定となる変位一定型であった。なお、3 種地盤において、8 階建てモデルの春日部、厚木、川崎、鴨川と同様に、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると応答が大きくなる現象がみられた。

14 階建てモデルの場合、1 種地盤と 2 種地盤の相模原は反比例型となり、構造特性係数  $D_S$  を大きくすると  $S_a-S_d$  曲線の交点における変位  $S_d$  の値が小さくなる傾向を示した。2 種地盤の春日部、厚木、川崎と 3 種地盤の鴨川は、構造特性係数  $D_S$  が 0.25 の場合を除いた変位一定型となり、3 種地盤の横浜も変位一定型となった。なお、3 種地盤において構造特性係数  $D_S$  を大きくすると応答が大きくなる現象がみられた。



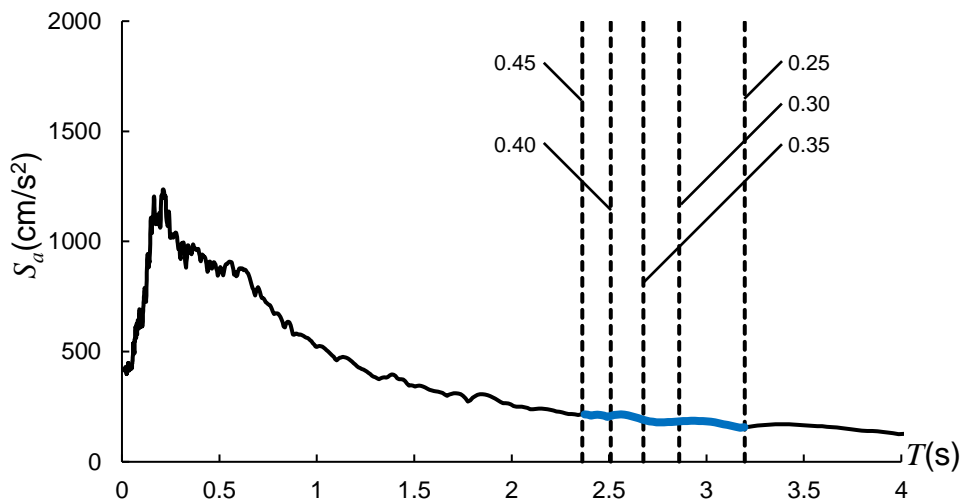


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

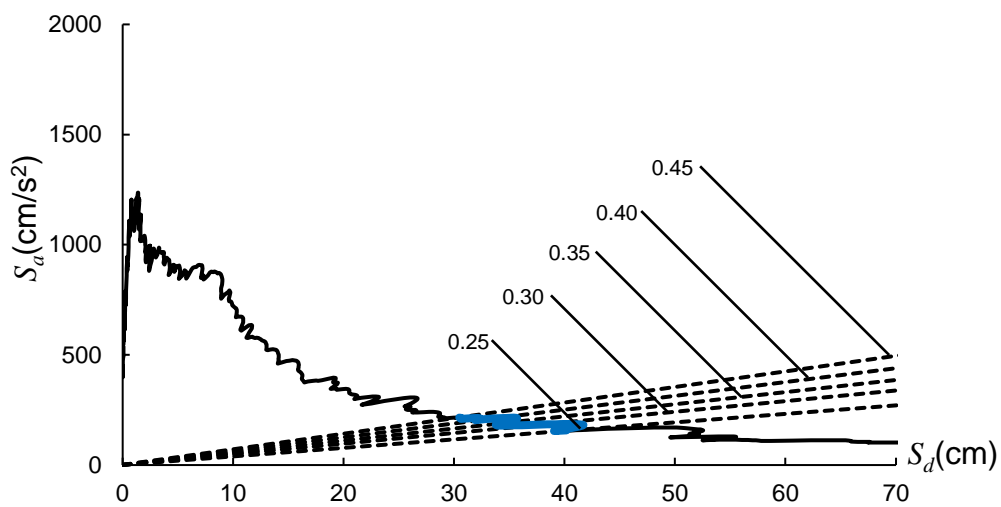


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.19 14 階建てモデルー1 種地盤ー鎌倉（反比例型）

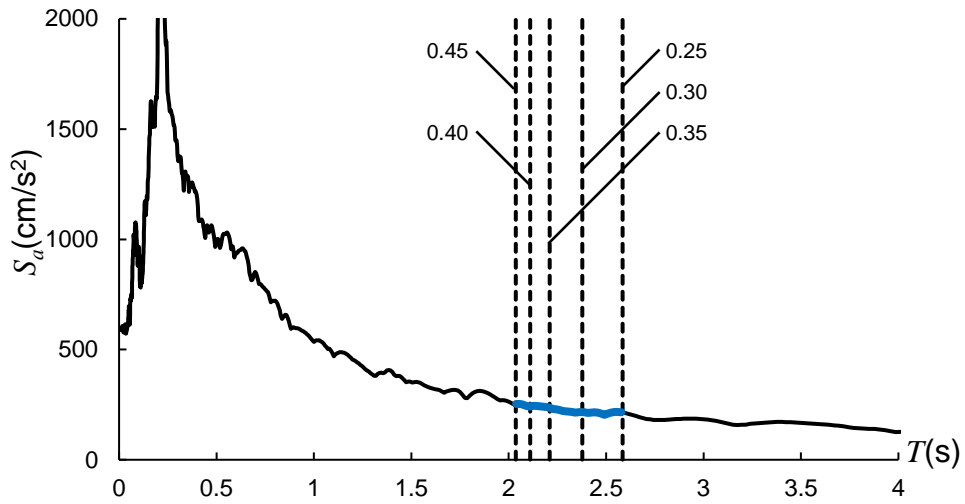


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

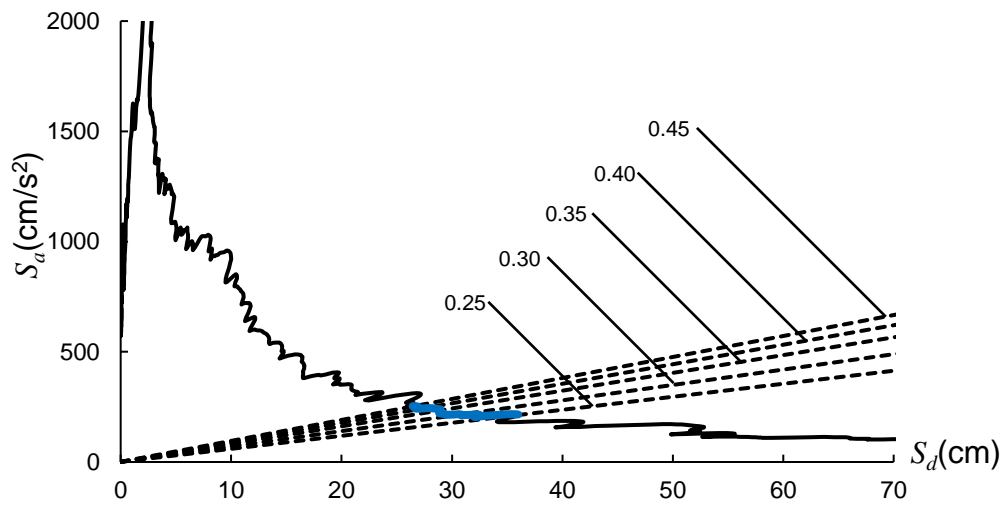


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.20 14 階建てモデルー1 種地盤ー氷川 (反比例型)

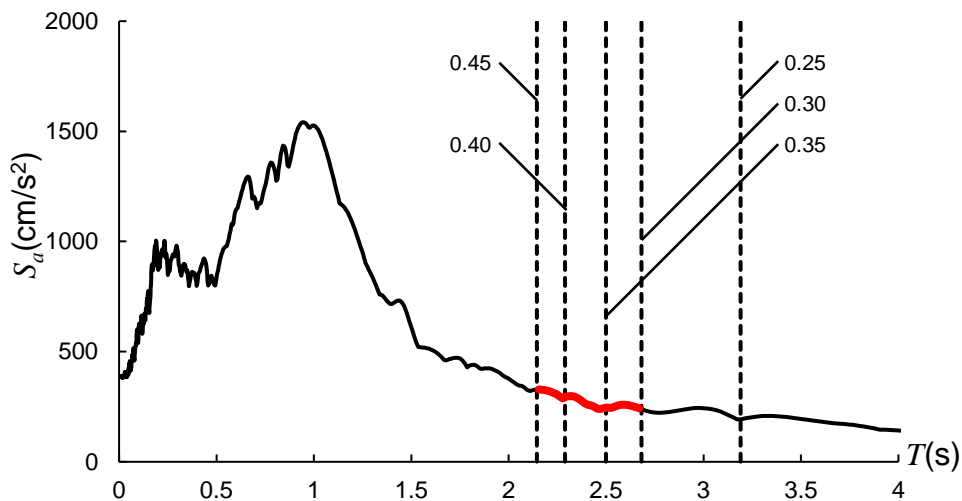


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

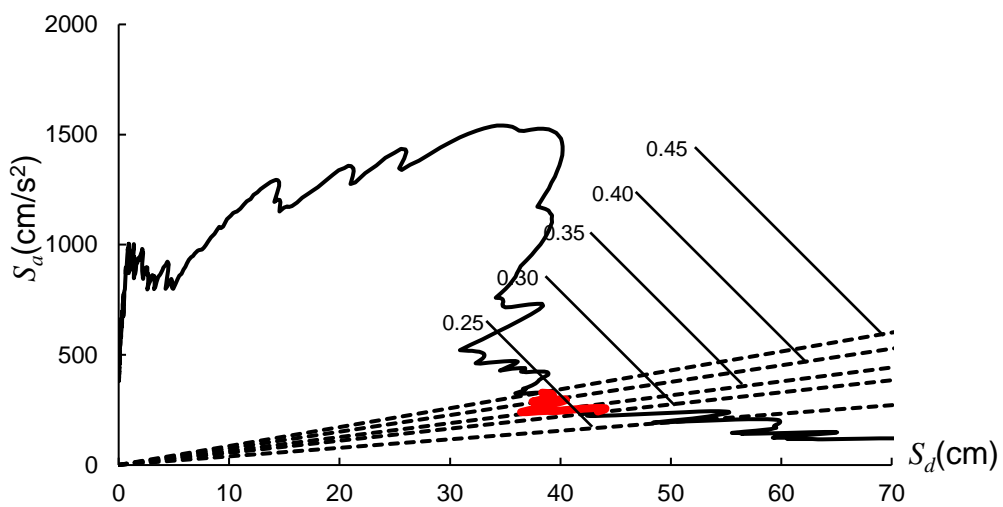


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.21 14 階建てモデル—2 種地盤—相模原（反比例型）

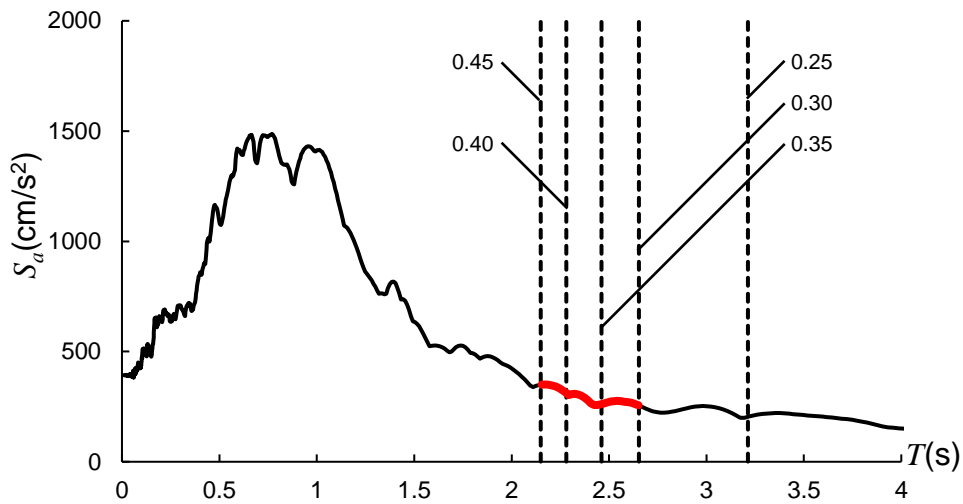


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

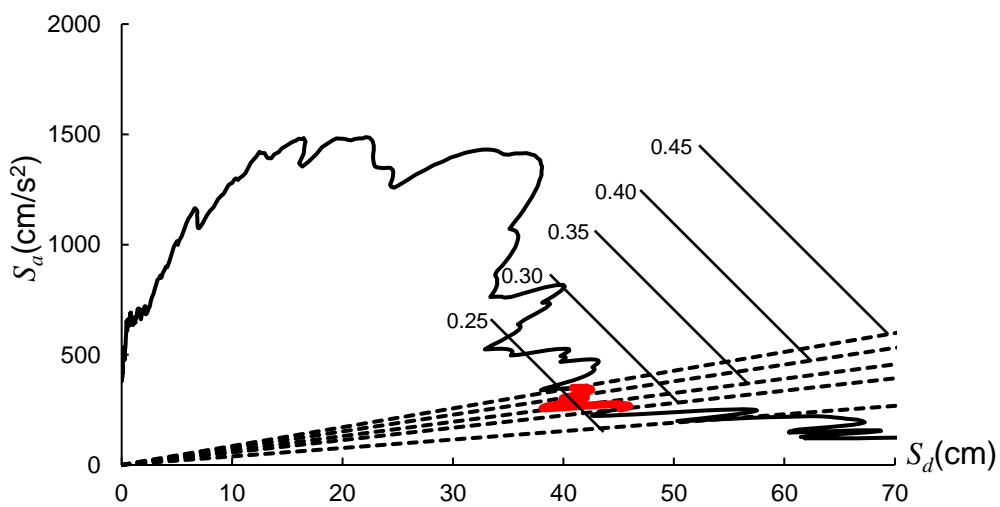


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.22 14 階建てモデル—2 種地盤—春日部 (変位一定型 ( $D_s=0.25$  は除く))

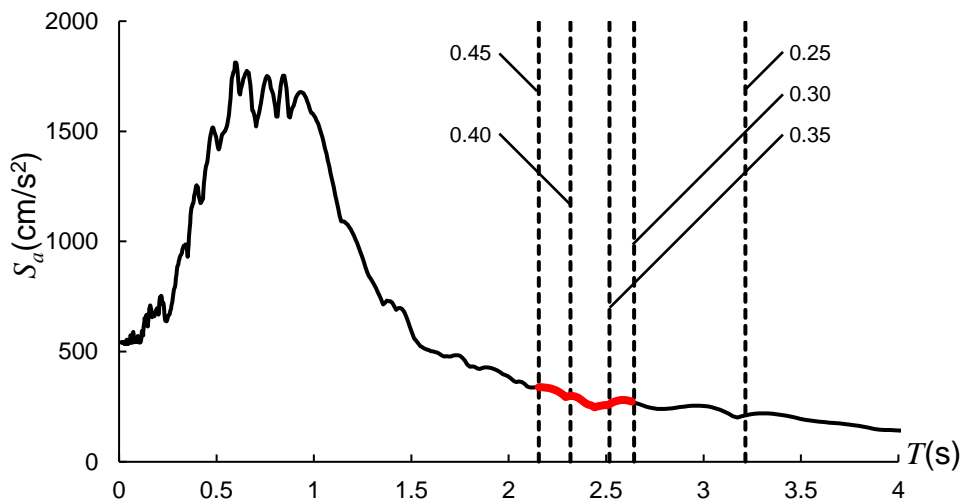


(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$

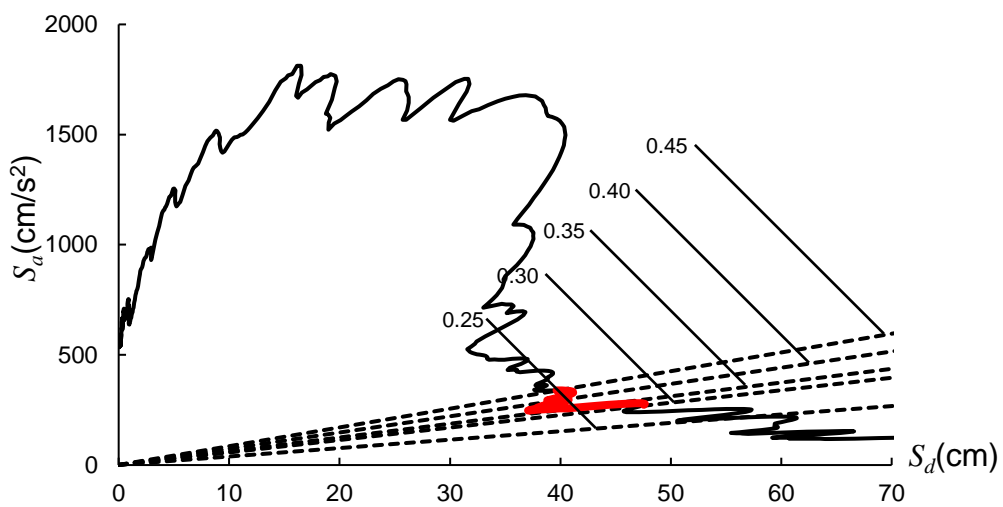


(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

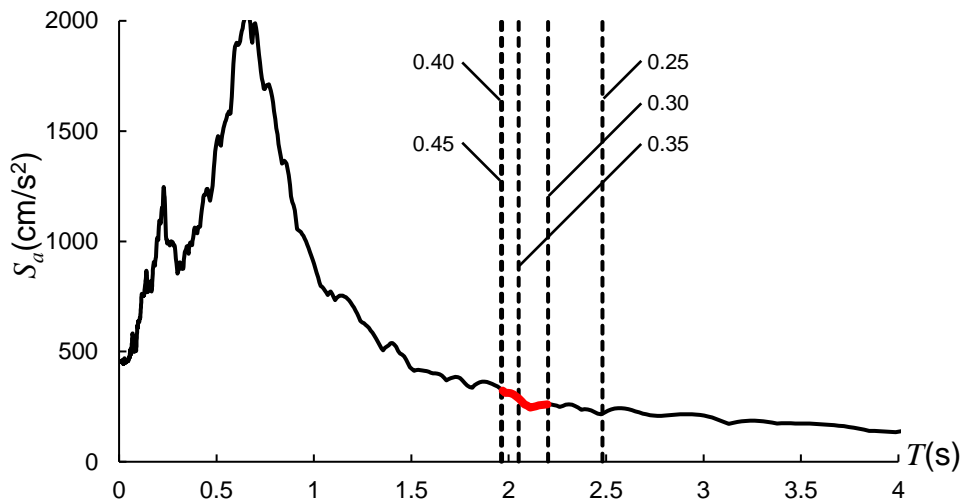
図 4.23 14 階建てモデル—2 種地盤—厚木 (変位一定型 ( $D_S=0.25$  は除く))



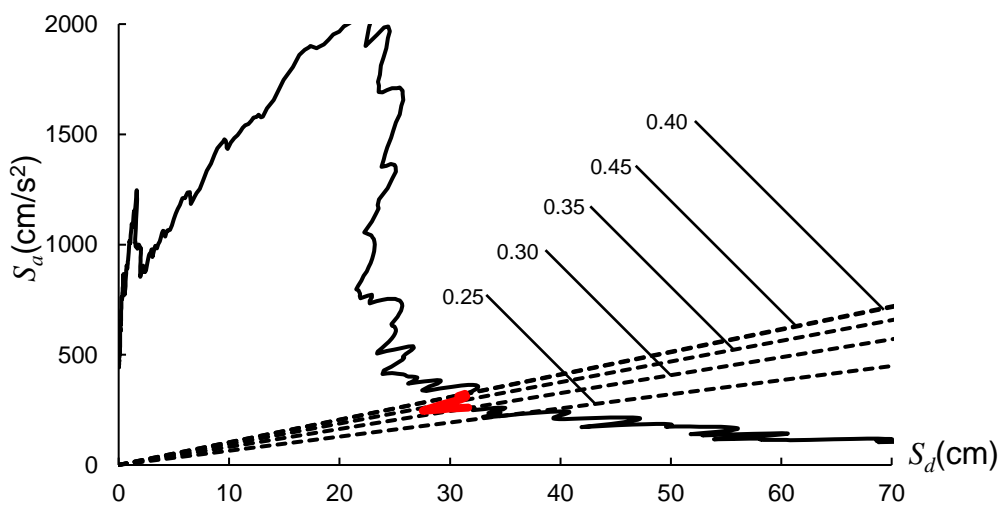
(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$



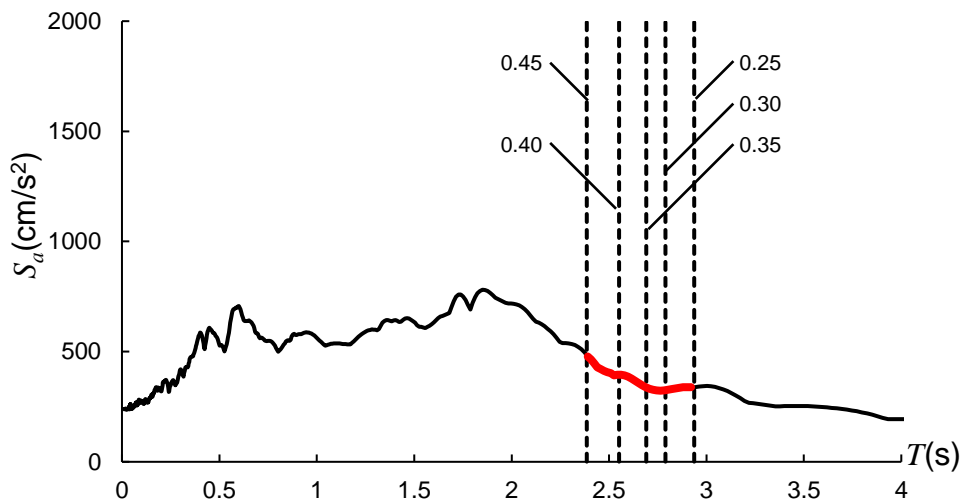
(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$   
 図 4.24 14 階建てモデル-2 種地盤-川崎 (変位一定型 ( $D_S=0.25$  は除く))



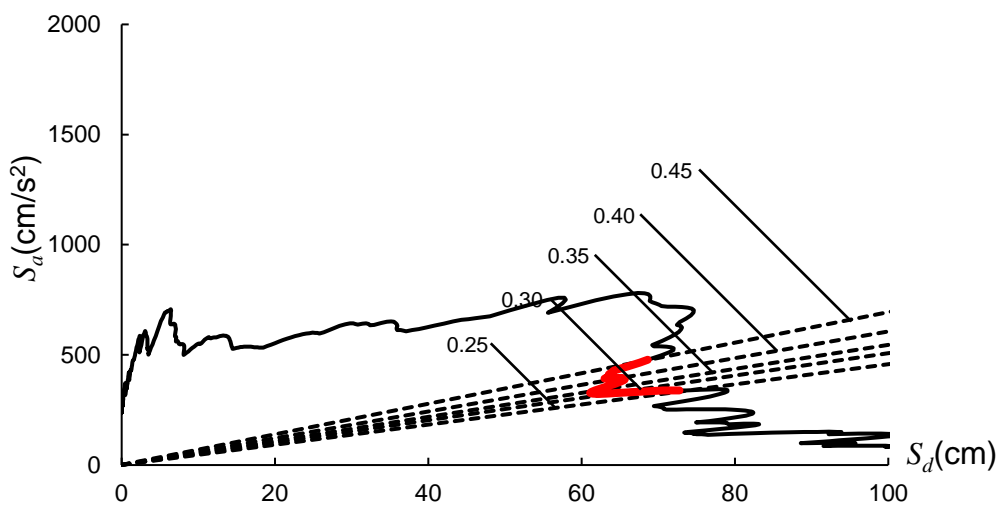
(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$



(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$   
 図 4.25 14 階建てモデル-3 種地盤-鴨川 (変位一定型 ( $D_S=0.25$  は除く))



(a) 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建築物の等価周期  $T_{eq}$



(b) 加速度応答スペクトル  $S_a$ , 応答スペクトル  $S_d$  及び建築物の等価周期  $T_{eq}$

図 4.26 14 階建てモデル—3 種地盤—横浜 (変位一定型)



## 5. まとめ

本報告では、現行耐震基準を想定した鉄骨造建物を対象としたモデル架構による鉄骨造建築物に対し、例示として首都圏各地の地盤情報を考慮した地震応答解析を行い、耐震性の評価を行った。

以下に、得られた知見を記す。

- ① 3階建てモデルでは、2種地盤が最も大きな最大層間変形角の値を示し、2種地盤と3種地盤の境界に当たる周期を中心に限界変形角を超える解析地点が多かった。
- ② 8階建てモデルでは、構造特性係数が0.35以下の場合において、地盤の1次卓越周期が大きいほど大きな最大層間変形角の値を示したが、構造特性係数が0.40以上の場合では3階建てモデルと同様に2種地盤が最も大きな最大層間変形角の値を示し、一部の2種地盤と3種地盤が限界変形角を超える結果となった。
- ③ 14階建てモデルでは、地盤の1次卓越周期が大きいほど大きな最大層間変形角の値を示し、一部の3種地盤が限界変形角を超える結果となった。
- ④ 8階建てモデル、14階建てモデルにおいて、応答の片寄りはいずれも小さかった。
- ⑤ 3階建てモデルと8階建てモデルでは、2種地盤、3種地盤において、同じ構造特性係数の値でも最大層間変形角の値には大きな差異がみられ、同じ地盤種別であってもその最大層間変形角の値には顕著な差異がみられた。
- ⑥ 上記①～⑥の傾向は、地盤の影響による加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの形状の違いからその概略を掴むことができる。
- ⑦ 構造特性係数と応答の相関は以下の3つのパターンに大別できる。
  - i) 加速度応答スペクトルが周期によらずほぼ一定で、構造特性係数の減少と共に応答変位が増大する加速度一定型のパターン。
  - ii) 加速度応答スペクトルが周期に対して顕著に減少し、構造特性係数の値に係わらず、応答変位がほぼ同じないし、場合によっては構造特性係数が大きくなると応答変位がむしろ大きくなる変位一定型のパターン。
  - iii) 加速度応答スペクトルが周期と共に緩やかに減少し、構造特性係数の減少と共に、応答変位が増大する反比例型のパターン。
- ⑧ 1種地盤は反比例型となるものが多かった。2種地盤及び3種地盤の高層建築物を想定した14階建てモデルでは、構造特性係数が大きくなると応答が大きくなるものも含めて、変位一定型となるものが多かった。3種地盤の低中層建築物を想定した3階建て及び8階建てモデルでは、加速度一定型となるものが多かった。

## 謝辞

本研究では、防災科学研究所強震ネットワーク (K-NET:<https://doi.org/10.17598/nied.0004>) に公開されている土質データを利用しました。また、(株)構造計画研究所のMXと建築研究所 国際地震工学センター 研究員の鹿嶋俊英氏の View Wave を使用しました。建築研究所 構造研究グループ グループ長 小豆畑達哉氏、建築研究所 構造研究グループ 研究員 長谷川隆氏、国土技術政策総合研究所 住宅研究部住宅生産研究室長 岩田善裕氏には多大なご協力を賜りました。ここに記し、深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 建設省建築研究所：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査最終報告書 第 I 編 中間報告書以降の調査分析結果, 1996
- 2) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 建築編 3 鉄骨造建築物 シェル・空間構造, 2014
- 3) 須藤巧哉, 山崎文雄, 松岡昌志, 井ノ口宗成, 堀江啓, 劉ウエン：益城町の罹災証明データに基づく 2016 年熊本地震に対する建物被害関数の構築, 日本地震工学会論文集, 第 19 巻, 第 4 号, pp.13-31, 2019
- 4) 境茂樹, 井上超：一様ハザードスペクトルに基づく鉄骨造建物の地震リスク評価, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.71-72, 2007.8
- 5) 平石久廣, 平塚高弘：現行耐震基準による建物の耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 641 号, pp.1311-1319, 2009.7
- 6) 平石久廣, 和泉寛幹, 積山悠：首都圏における現行基準鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 722 号, pp.769-777, 2016.4
- 7) 大出大輔, 和泉寛幹, 大塚悠里, 平石久廣：首都圏実地盤上における鉄筋コンクリート造低層建物の耐震性能に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 58 号, pp.1035-1040, 2018.10
- 8) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (2019), NIED K-NET, KiK-net, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, DOI : 10.17598/NIED.0004
- 9) 国土交通省住宅局建築指導課, 国土交通省建築研究所, 財団法人日本建築センター, 社団法人建築振興協会 編集:2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説 第 2 版, 工学図書, 2001
- 10) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. : Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves, Proc. ASCE, SM7, pp.667-692, 1972.7
- 11) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2020
- 12) 山本明夫, 小丸安史, 吉村昌宏, 山口亮：微地形区分データを用いた広域の液状化危険度と液状化による建物被害率の予測に関する研究, 地域安全学会論文集, No.11, pp.275-285, 2009.11
- 13) 小林素直, 林康裕, 新井洋：1 次元等価線形解析による簡易液状化解析法の提案, 日本建築学会技術報告集, 第 21 巻, 第 48 号, pp. 563-568, 2015.6
- 14) 平塚高弘, 平石久廣, 小林正人, 大場航, 齋藤元嗣, 渡辺一弘：杭頭接合条件が建物の地震応答性状に与える影響に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 649 号, pp.625-633, 2010.3
- 15) 長谷川隆, 上遠野明夫, 加村久哉, 福田浩司, 染谷友英, 濱崎義弘：接合部パネルの変形

を考慮した角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答解析, 日本建築学会技術報告集, 第2号, pp.43-48, 1996.3

- 16) 斎藤幸雄：中低層鉄骨造建築物の固有周期と動特性, 構造工学論文集, Vol.46B, pp.609-617, 2000.3
- 17) 小川厚治, 井上一朗, 中島正愛, 澤泉紳一：梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第537号, pp.121-128, 2000.11
- 18) 横田治彦, 佐武直紀, 岡田敬一：振動試験および地震観測データに基づく鉄骨造高層建築物の減衰性状, 日本建築学会構造系論文集, 第453号, pp.77-84, 1993.11
- 19) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 日本建築学会, 1998.10
- 20) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎：地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を保証するために必要な耐力算出法とその精度検証, 日本建築学会構造系論文集, 第532号, pp.137-143, 2000.6

---

© 建築研究報告 第 151 号

令和 4 年 4 月 印刷・発行  
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで  
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課  
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地  
電話 (029) 864-2151(代)