

## 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。

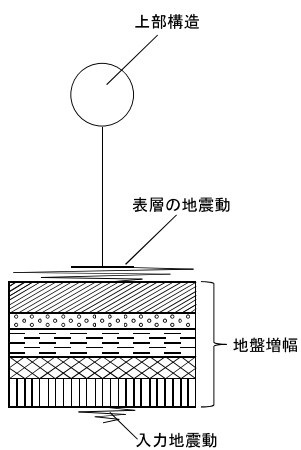


図 2.1 解析概念図

## 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。

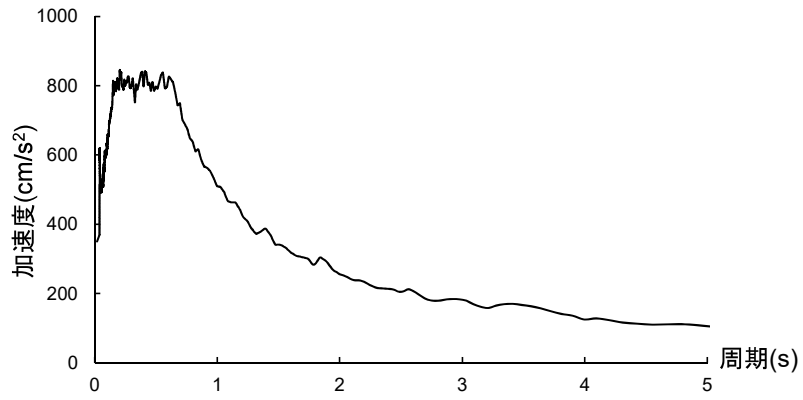
表 2.1 に解析地点名と地盤の1次卓越周期  $T_g$  を示す。なお、各地盤の種別判定には、(2.1)式~(2.3)式を用いた。また、地盤の1次卓越周期  $T_g$  は文献<sup>9)</sup>を参考とした。

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

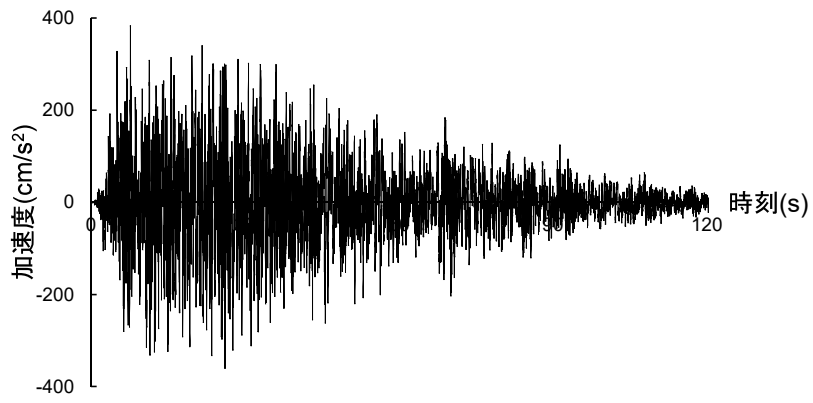
$$[2 \text{ 種地盤}] \quad 0.2 < T_g \leq 0.75 \quad (2.2)$$

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

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

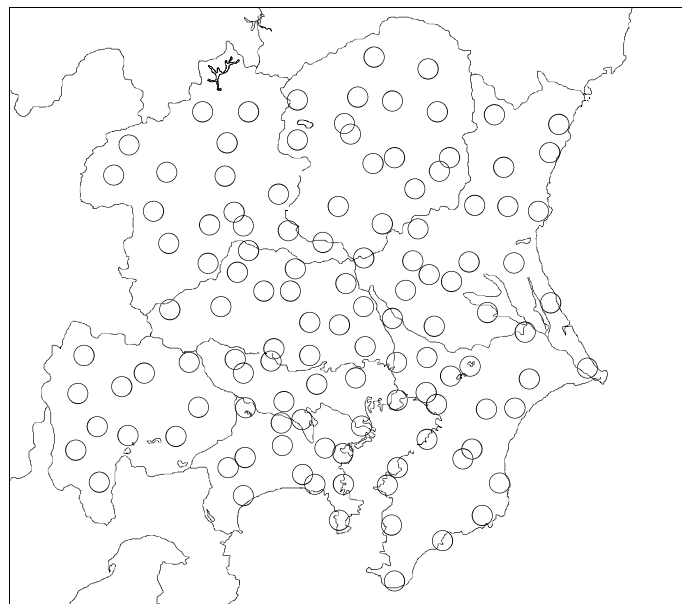


図 2.3 解析地点

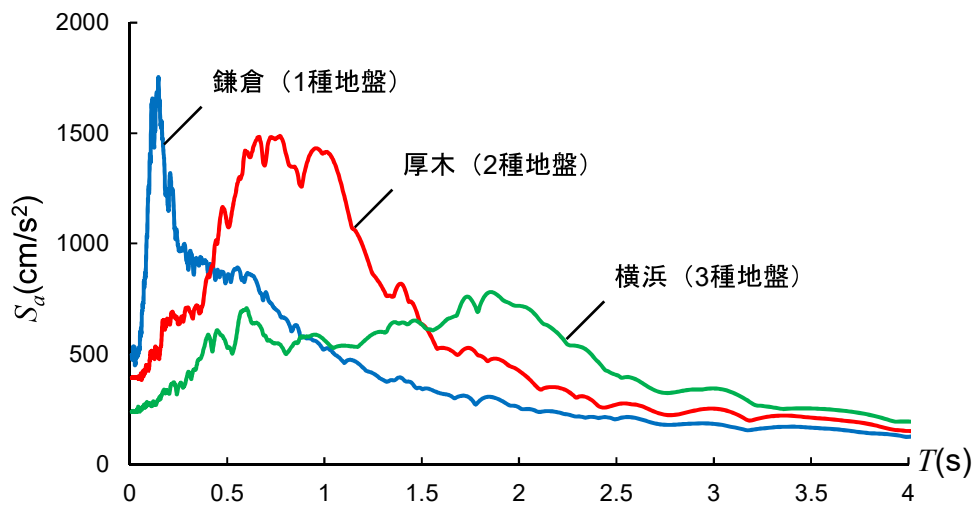


図 2.4 表層の地震動（鎌倉、厚木、横浜）

表2.1 解析地点一覧

県名	地盤種別	解析地点名	$T_a$	県名	地盤種別	解析地点名	$T_a$	県名	地盤種別	解析地点名	$T_a$	県名	地盤種別	解析地点名	$T_a$	県名	地盤種別	解析地点名	$T_a$				
東京	1種地盤	水川	0.18	千葉	1種地盤	勝浦	0.11	茨城	2種地盤	本庄	0.27	群馬	2種地盤	那珂湊	0.23	山梨	1種地盤	吾妻	0.16				
		桜原	0.13			熊谷	0.31			取手	0.22			吾妻	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		1種地盤	伊勢崎	0.12	山梨	1種地盤	桐生	0.19
		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									
		檜須賀	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	秦野	0.10	茨城	1種地盤	下館	0.04	群馬	1種地盤	真岡	0.14	山梨	1種地盤	丹波山	0.03								
		山北	0.11			日立	0.30			茂木	0.15			大月	0.19								
		川崎	0.72			大宮(茨城)	0.25			芹沼	0.10			富士吉田	0.13								
		藤沢	0.31			古河	0.38			北高岡	0.02			塩山	0.15								
		相模原	0.21			下妻	0.45			矢板	0.38			本栖	0.07								
		相模原	0.22			つくば	0.45			鹿沼	0.31			南部	0.11								
		厚木	0.65			石岡	0.69			今市	0.31			早川	0.08								
		横浜	1.12			鉾田	0.28			小山	0.22			須玉	0.07								
		小田原	0.98			土浦	0.30			片品	0.09			甲府	0.51								
		松戸	0.15			岩井	0.51			水上	0.12			六郷	0.28								
千葉	1種地盤	佐原	0.20	群馬	1種地盤	沼田	0.13	群馬	1種地盤	沼田	0.13	群馬	1種地盤	草津	0.17	群馬	1種地盤	芦安	0.41				
		銚子	0.04			大子	0.23			草津	0.17			芦安	0.41								
		茂原	0.04			笠間	0.21			嬬恋	0.17			芦安	0.41								
		中津川	0.15			笠間	0.21			嬬恋	0.17			芦安	0.41								

### 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。

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

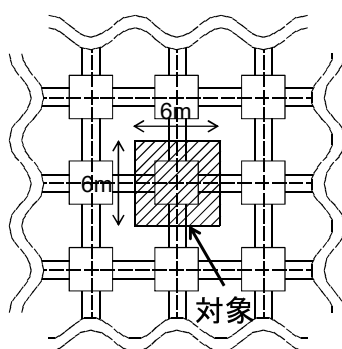


図 2.5 解析対象 (上部構造)

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>にならい求めた。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

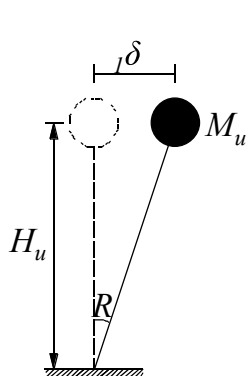
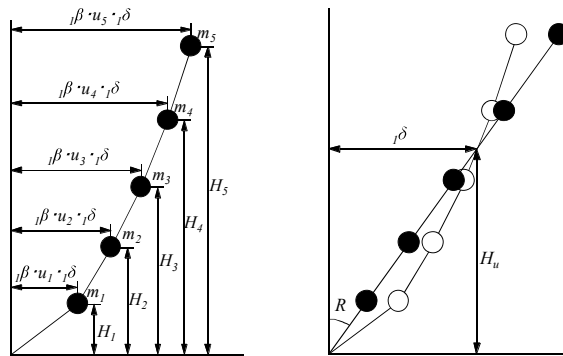


図 2.6 縮約 1 自由度系モデル



(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	0.0053	0.0067	0.0069	2226.72	4046.17	4471.89	0.48	0.87	0.96
	0.30	0.0022	0.0033	0.0044	207.22	362.88	568.02	0.05	0.10	0.15
	0.35	0.0022	0.0033	0.0044	466.24	816.48	1278.03	0.12	0.22	0.34
	0.40	0.0026	0.0039	0.0051	571.26	1039.61	1715.95	0.15	0.27	0.45
	0.45	0.0030	0.0045	0.0059	687.39	1307.62	2309.44	0.18	0.34	0.61

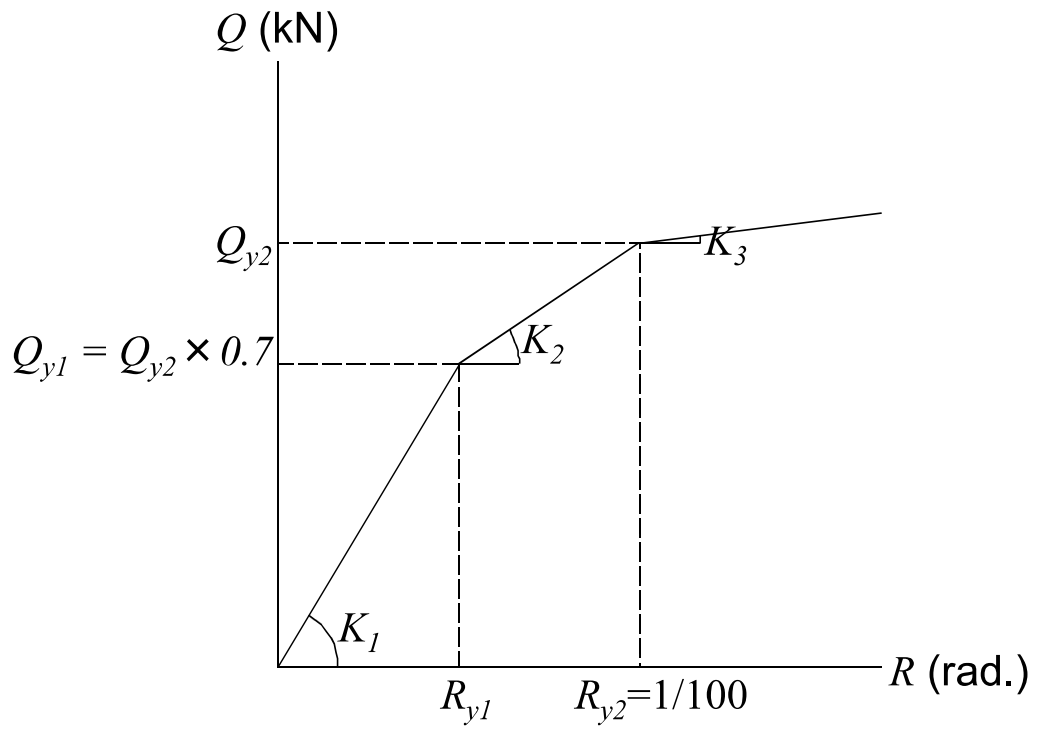


図 2.8 上部構造の  $Q-R$  関係

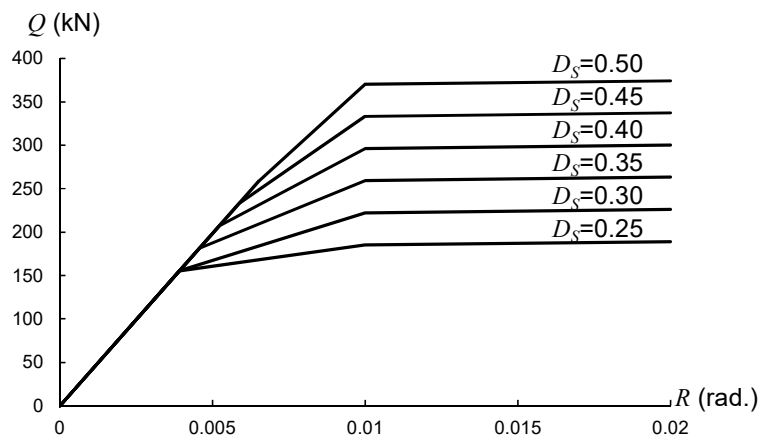
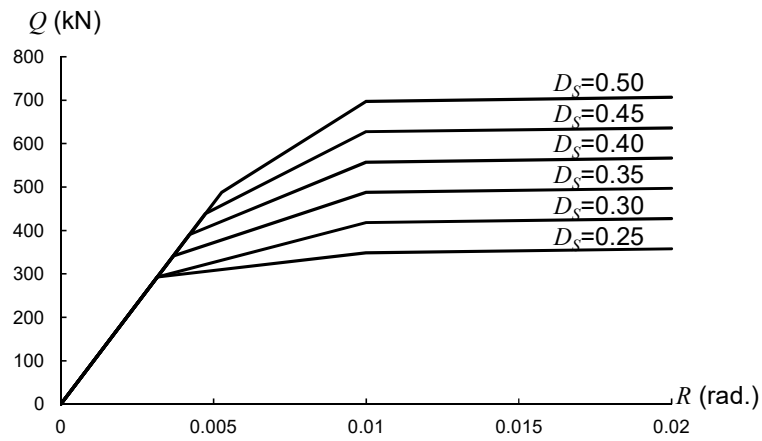
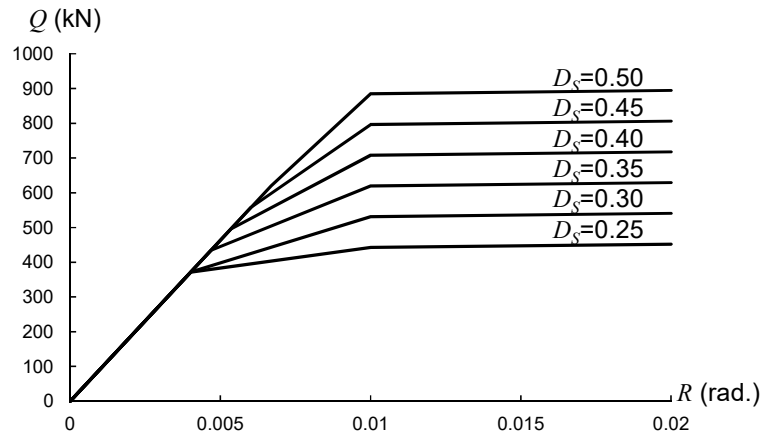


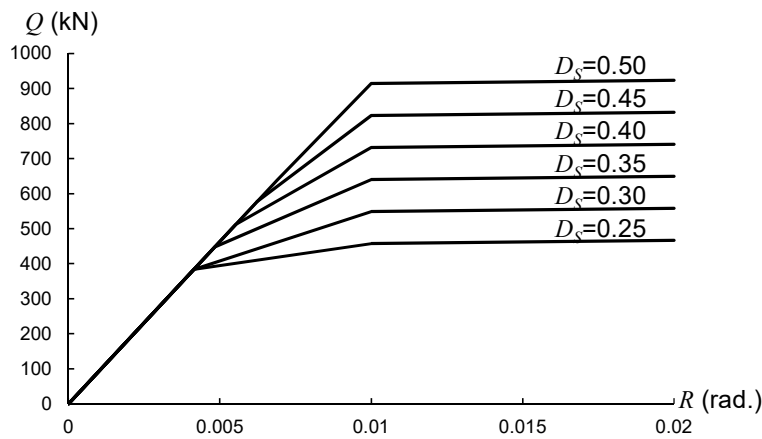
図 2.9 3階建てモデルの  $Q-R$  関係  
(1種地盤・2種地盤・3種地盤)



(a) 1種地盤

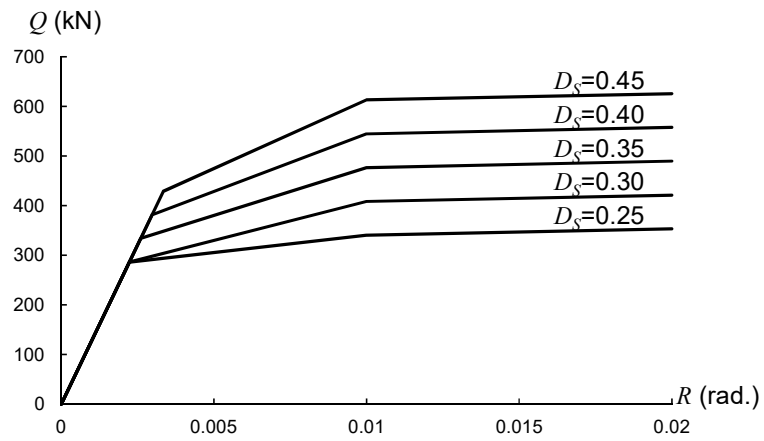


(b) 2種地盤

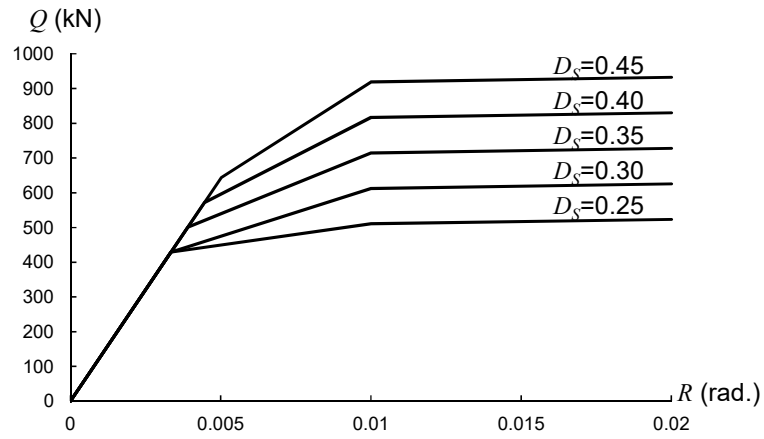


(c) 3種地盤

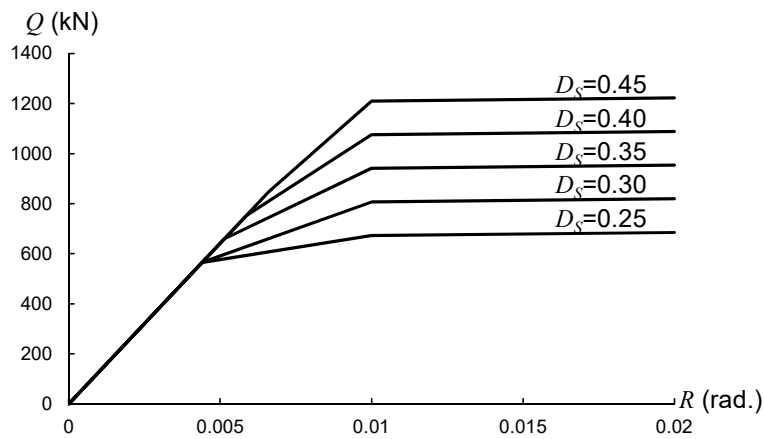
図 2.10 8階建てモデルの  $Q-R$  関係



(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