

第5話 地震・風応答を予測しよう

この時点では、免震層の位置、仮定断面が決まり、意匠デザインの建物平面、立面計画図がある程度できあがり、構造デザインは解析フレームモデル、免震部材の種類・配置が決まった状態にあるとします。

想定した地震荷重や免震層の最大変形を以下の簡易な方法で確認をします。

勿論、この時点で観測波を用いた応答解析をすることも十分可能ですが、そのためには、建物の振動解析モデルの作成が必要となるため、やや簡易な方法で設定値に問題が無いことを確認します。

一方、告示2009号第6の計算方法で設計するのであれば、表層地盤の特性から地震波の増幅特性を求めていれば実設計が可能な段階です。

5-1. 地震波の応答スペクトルから推定する

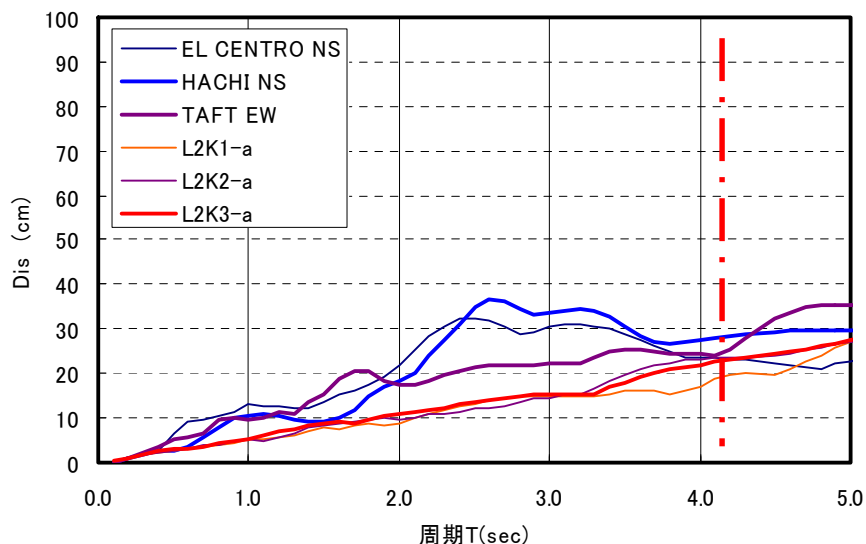
1-3 節の「振動理論による免震のしくみ」で説明しましたように、応答スペクトルは、1質点系の最大応答を、減衰をパラメータとして質点系の周期と応答の関係を表したグラフです。建物の水平剛性が免震層の剛性に比べ著しく大きいことから免震層の水平ばねと上部重量からなる1質点系と近似すると、応答スペクトルはその地震の応答結果と見なせます。

地震時の想定変形時の免震層の等価剛性から等価周期 T_e 、免震層の等価粘性減衰定数 $h\%$ を求め、

・応答変位スペクトル図から免震層の最大応答変位を求めます。

[告示計算モデル]

設計限界固有周期 $T_s = 4.15$ (秒) の場合、[図 5-1.1](#) の応答変位スペクトル図 ($h=10\%$ と仮定) から最大応答変形は 30cm 程度になると推定できる。



変位応答スペクトル $h=0.10$

[図 5-1.1](#) 極稀地震波・レベル2による応答変位スペクトル($h=10\%$)図

5-2. 簡易包絡法による応答予測から推定する

(参考文献 No.19, No.20)

包絡法による応答予測は、1質点系において多くの地震動の応答スペクトルから地盤種別をパラメータとして入力エネルギーを定量化し、そのエネルギーを免震部材で吸収するとした仮定での免震層の最大変形と層せん断力係数を求めるものです。上部構造の応答まで回答するものではないが、地震動の定量化と免震層の変形に加えて免震層の層せん断力係数を求められる点に応答スペクトルによる推定方法より汎用されています。上部構造の応答は、 A_i 分布で推定します。

エネルギーのつりあいは、

$$W_e(t) + W_p(t) = E(t)$$

ここに、 $W_e(t)$: 積層ゴムの弾性歪エネルギー

$W_p(t)$: ダンパーの吸収エネルギー

$E(t)$: 地震による入力エネルギー

積層ゴム: 弾性、ダンパー: 完全弾塑性とすると、最大変形時の吸収エネルギーは

$$W_e(t) = 1/2 K_f \delta^2 \max \quad K_f: \text{積層ゴムの水平剛性}, \delta \max: \text{最大変形}$$

$$W_p(t) = s Q_y \cdot s \delta p \quad s Q_y: \text{ダンパー降伏せん断力}, s \delta p: \text{累積塑性変形量}$$

$$s \delta p = \chi \cdot \delta \max \quad \chi = 8 \text{ (統計的平均値)}$$

$$E(t) = 1/2 M V^2 e \quad V_e: \text{1次固有周期 } T \text{ の構造物への総入力エネルギーの速度換算値}$$

$$\text{第2種地盤: } V_e = 150 \text{ (cm/s)}, T > 0.75 \text{ sec}$$

よって、

$$K_f \delta^2 \max + s Q_y \cdot \chi \cdot \delta \max - M V^2 e = 0$$

$$\text{ここで、} s Q_y = \alpha_s \cdot M g \text{ ----} \rightarrow \text{ダンパー降伏せん断力係数: } \alpha_s = s Q_y / M g$$

$$T_f = 2 \pi \sqrt{M / K_f}: \text{積層ゴムだけの水平剛性}$$

$$\delta \max = \chi \cdot g \cdot \alpha_s \cdot T_f^2 [-1 + \sqrt{((2 \pi V_e / (\chi \cdot g \cdot \alpha_s \cdot T_f))^2 + 1)}] / (4 \pi^2)$$

$$K_f \cdot \delta \max = \alpha_f \cdot M g \text{ ----} \rightarrow \text{積層ゴムのせん断力係数: } \alpha_f = K_f \cdot \delta \max / M g$$

$$\text{免震層のせん断力係数 } \alpha_1 = \alpha_f + \alpha_s$$

[告示計算モデル]

$$M = W / g = 28656 / 980 = 29.2 \text{ (kN/(cm/s}^2\text{))}, W = 23796 + 4461 + 50 \times 8 \text{ (フーチング)}$$

$$K_f = 40.6 \text{ (kN/cm)} \quad (= 2.97 + 1.09 \text{ (kN/mm)})$$

$$T_f = 2 \pi \sqrt{M / K_f} = 5.32 \text{ (sec)}$$

$$\alpha_s = s Q_y / M g = 926.4 / 28656 = 0.0323$$

$$\delta \max = 8 \times 980 \times (0.0323) \times (5.32)^2 [-1 + \sqrt{((2 \pi \times 150 / (8 \times 980 \times 0.0323 \times 5.32))^2 + 1)}] / (4 \pi^2)$$

$$= (7167) [(-1 + 1.220) / (4 \pi^2)]$$

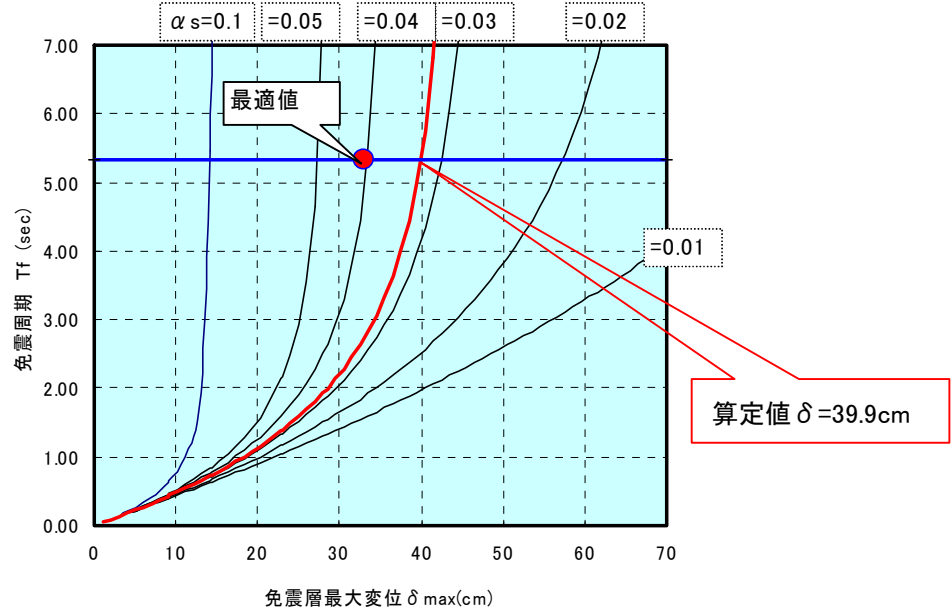
$$= 39.94 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_f = K_f \cdot \delta \max / M g = 40.6 \times 39.9 / 28656 = 0.0566$$

$$\alpha_1 = \alpha_f + \alpha_s = 0.0566 + 0.0323 = 0.089$$

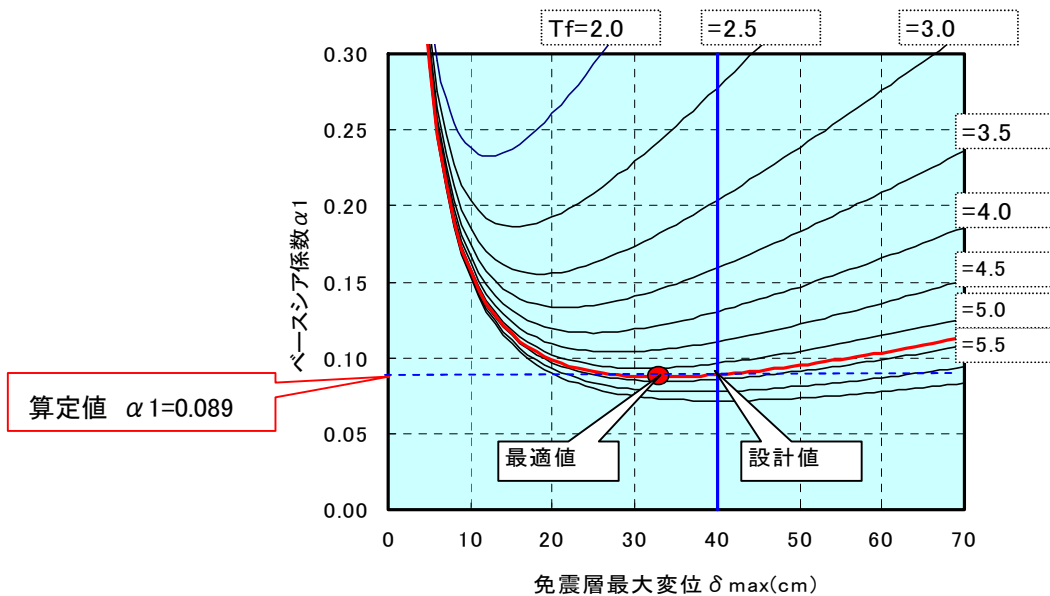
(添付例題計算結果) 計算値のポイントをマークする。

地盤種別	2	設計条件	免震建物の周期	$T_f =$	5.34 (sec)
等価速度 V_e	150 (cm/s)		ダンパーの降伏せん断力係数	$\alpha_s =$	0.032
		算定値	免震層最大変位	$\delta_{max} =$	40.0 (cm)
			ベースシア係数	$\alpha_1 =$	0.089
		最小値	免震層最大変位	$\delta_{op} =$	32.9 (cm)
			ベースシア係数	$\alpha_{1,min} =$	0.087
			最適ダンパーせん断力係数	$\alpha_{s,op} =$	0.041



免震周期-免震層最大変位関係

ここに、最適値とは、免震層の α_1 が最小になる α_s の状態を示す。



ベースシア係数-免震層最大変位関係

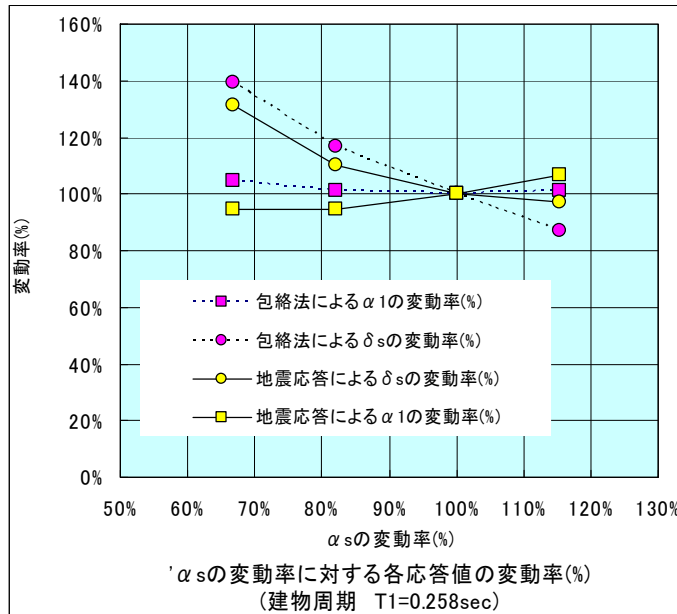
図 5-2.1 簡易包絡法による応答予測結果

[告示計算モデルを用いた地震応答解析結果による簡易包絡法の特徴]

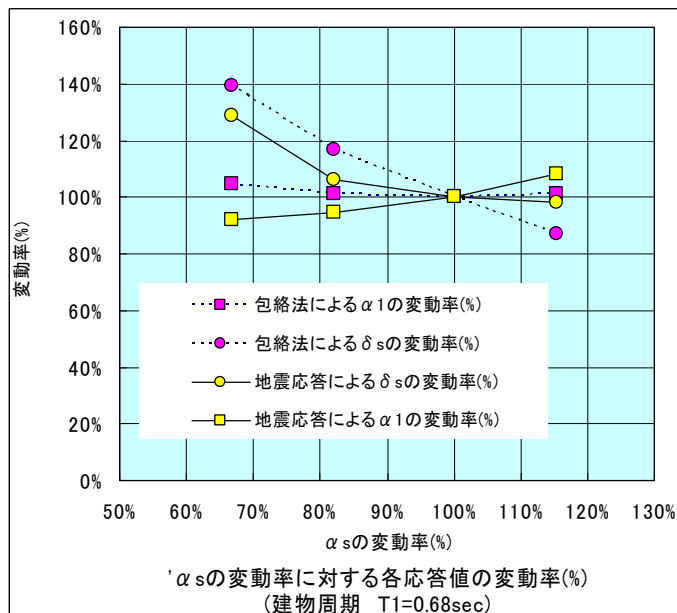
(2009.05.17 追加)

簡易包絡法による応答値と地震応答解析結果の相違は、主に地震応答解析に用いた地震波と包絡法で想定した地震動の相違、および上部構造のモデル化の相違によります。これらの相違は、ダンパーの層せん断力係数 α_s を変動ファクターとした場合、地震応答解析の結果は、以下のような傾向を示します。

- ・免震層の応答層せん断力係数 α_1 の変動は、簡易包絡法より少くない。
- ・ 免震層の応答変位 δ_s の変動は、簡易包絡法より少くない。



A) 解析モデル(梁間方向モデル)



B) 解析モデル(桁行き方向モデル)

図 5-2.2 地震応答結果による簡易包絡法の特徴

5-3. 耐風性能・暴風時の挙動を想定する

(2009.05.16 改)

免震層が地震時のような短時間に大きな変形を生じることが、住生活に大きな影響はありませんが、暴風時のように2時間から数時間にわたって免震層が変形し揺れると、生活環境を悪化します。また、免震部材の疲労による損傷の危険が生じます。この損傷を放置しますと、いざ地震時に性能発揮が出来なくなります。

そこで、免震層の耐風性能は、設計基準風速(Vo)に対しては、降伏しないようにします。暴風時(1.25Vo)にはやや降伏を認める程度以下にします。

一般に暴風時の風力においても、極稀に発生する地震動の20~30%程度以下になる場合が多く、耐震性ほど明確な目標はありませんが、上記の「住環境」と「部材の疲労」等を考慮して設計者が設定します。

参考文献 21 では、この耐風設計のクライテリアを免震部材の損傷の程度から3段階に設定することが提案されています。

表 5-3.1 に設計用風荷重(長野市の例)、図 5-3.1 に地震荷重と風荷重の比較、図 5-3.1 に免震層の復元特性と風荷重の関係を示します。

[計算モデル]

表 5-3.1 設計用風荷重(長野市の例)

建物の地盤面からの高さH 22.500 m
 地表面粗度区分 III → $\left\{ \begin{array}{l} Z_b \text{ 5 \\ Z_g \text{ 450 \\ \alpha \text{ 0.20 \end{array} \right. < H \rightarrow E_r \text{ 0.934 } \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} E = E_r^2 \cdot G_f \text{ 2.035 } \\
 G_f \text{ 2.333 } \\
 \text{長野市} \\
 \text{基準風速度 } V_0 \text{ 30 m/s \\
 \text{速度圧 } q = 0.6E \cdot V_0^2 \text{ 1099 N/m}^2 \\
 \text{風力係数 } C_f = C_{pe} - C_{pi} = (0.8kz + 0.4) + 0.2 \\
 \text{地盤面からの高さ } Z \leq Z_b \text{ のとき } kz \text{ 0.548 \\
 \text{地盤面からの高さ } Z > Z_b \text{ のとき } kz = (Z/H)^2 \alpha \\
 \text{風圧力 } P = C_f \cdot q \cdot A \\
 \text{限界耐力計算と同等以上(令第82条の6第二号)の安全を確認める} \\
 \text{大規模な暴風時の荷重倍率 } \eta = \text{1.6} \\
 V_0 = \text{37.5}$

	Zb	Zg	α
I	5	250	0.10
II	5	350	0.15
III	5	450	0.20
IV	10	550	0.27

	H	22.5	40以上
I	2.0	1.917	1.8
II	2.2	2.117	2.0
III	2.5	2.333	2.1
IV	3.1	2.767	2.3

風荷重時層せん断力 Y方向(風力最大方向)

階	階高		Cf	建物の長辺 Dx (m)	面積 A (m ²)	風圧力(稀風時)		風圧力(極稀風時)		Qw/Qe比 (風/地震)
	H (m)	Z=ΣH (m)				P (kN)	Qw (kN)	η・P (kN)	Qw (kN)	
	(m)	22.500								
RF	0.500	22.000	1.393	22.00	12.6	19.3	0.0	30.8	0.0	
7	3.200	18.800	1.345	22.00	68.2	100.7	19.3	161.2	30.8	0.045
6	3.000	15.800	1.295	22.00	66.0	93.9	120.0	150.2	192.0	0.141
5	3.000	12.800	1.238	22.00	66.0	89.8	213.9	143.7	342.2	0.181
4	3.000	9.800	1.174	22.00	66.0	85.1	303.7	136.2	485.9	0.211
3	3.000	6.800	1.096	22.00	66.0	79.4	388.8	127.1	622.1	0.240
2	3.000	3.800	1.038	22.00	74.8	85.3	468.2	136.5	749.2	0.273
1	3.800	0.000	1.038	22.00	41.8	47.7	553.6	76.3	885.7	0.286
免震層							601.3		962.0	0.280
Σ	22.500									

※免震層の階高は地盤面からの高さとする

(参考): 設計基準風速(Vo): 施行令第 87 条、平 12 建告 1454 による値

暴風時(1.25Vo): 平 12 建告 1461 第三号口による値

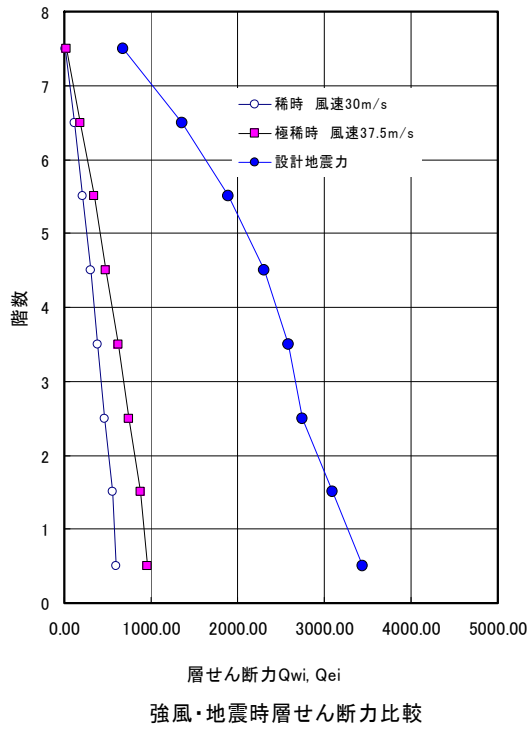


図 5-3.1 地震荷重と風荷重の比較

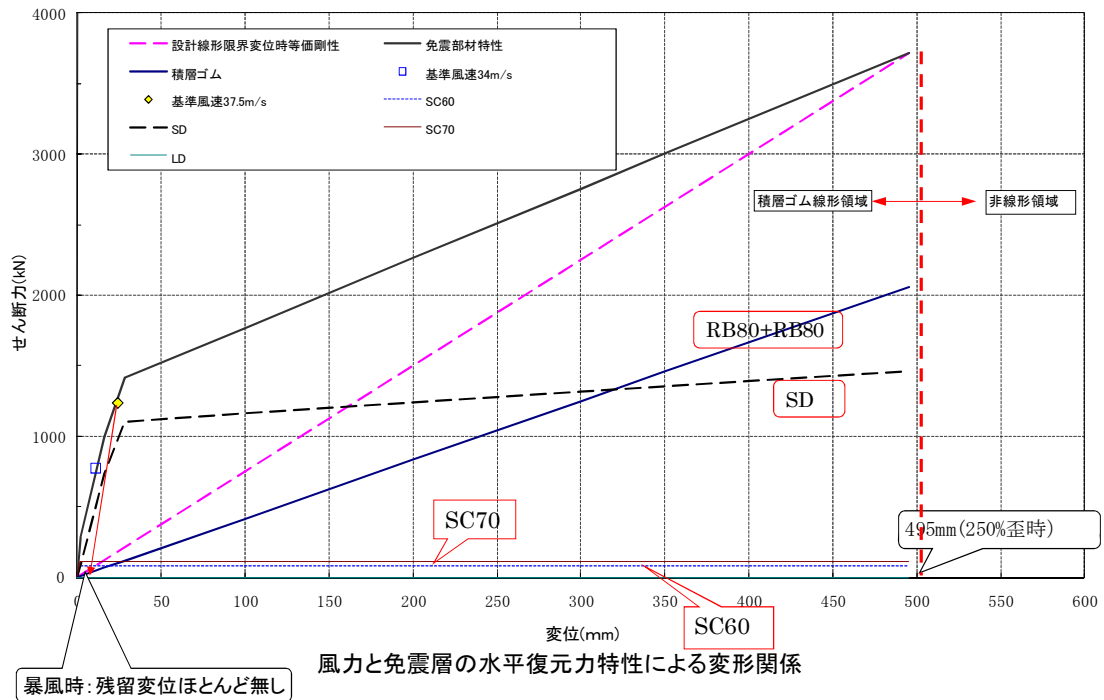


図 5-3.2 免震層の復元特性と風荷重

5-4. 免震部材を再設計する

ここまでの簡易な検討において、設計条件を満たさない場合は、このまま詳細設計に入る前に、免震部材の再計画、上部構造の地震荷重の再設定を進めます。

前節の包絡法の関係図を見ると基本的には以下の見直しが有効となります。

設計条件を満たさない状況	対 策 案
①設計層せん断力が、想定以上になる場合	<ul style="list-style-type: none"> ・設計層せん断力を崩落するように変更する。 ・免震層の免震周期を長くする。 <p>(具体的には低摩擦弾性すべり支承、転がり支承を増やす。鋼材ダンパーなどの履歴減衰部材を流体系ダンパーに変更する。)</p>
②免震層の水平変形が、想定以上になる場合	<ul style="list-style-type: none"> ・ダンパー性能を高めます。 <p>(ただし、履歴系のダンパーを追加しますと、免震周期が少なくなり、建物の応答せん断力もまします。流体系ダンパーも検討することが必要です。)</p>
③免震部材に引き抜きが発生する場合	<ul style="list-style-type: none"> ・3-3節②「浮き上がりの調整」で説明しましたように、フレーム計画から見直すことが最も効果的です。 (具体的には、壁の配置、スパンの調整、大梁接続をピンとする、隣接柱の免震部材を抜き荷重を移動させる、のなどがあります。) ・フレーム調整ができない場合は、免震部材を引き抜き対応の免震部材を選択する。 (具体的には、直動型転がり支承、低摩擦弾性すべり支承などですが、解析ルートはこれらの特性を考慮した時刻歴解析となります。)