

7.1 はじめに

New RC構造物の地震時荷重に対する設計のクライテリアの確認は、静的解析および地震応答解析により確認することとしている。したがって、想定する入力地震動がNew RC構造の設計に極めて大きな影響を及ぼすと言える。すなわち、入力地震動のレベルをはじめとして、その周波数特性も応答に大きな影響を及ぼす。動的解析による応答応力に基づき設計応力を設定する際に同じ最大速度をもつ入力地震動であっても、ある地震動波の応答は小さいが、別の地震動波の応答は大きくなることはよく経験するところである。応答応力に基づく設計応力を適切に設定するためには、数多くの観測地震動波に対して動的解析を行うことも一つの方法であろう。一方、平滑なスペクトル特性を有し、平均的な応答を与える動的検討用の模擬地震動波を作成することも有効な手段である。ここでは、このような模擬地震動の作成・設定の考え方、多方向入力の考え方を紹介する。また、New RC構造物の解析は地盤—基礎—上部構造の一体解析を原則としているため、地震動の入力位置、相互作用の影響度も検討した。さらに静的解析用の設計用外力分布の設定等を検討したのでその内容を紹介する。

7.2 検討用入力地震動の作成

7.2.1 New RC地震動のレベル

(1) レベルII地震動

わが国における建築物の構造設計で考慮される地震荷重は、過去の最大級の地震である1923年関東地震に立脚している。New RCにおいてもレベルII地震動の評価において、上記の関東地震（マグニチュードM=7.9）と東京における過去の代表的な直下型地震である1855年安政江戸地震（M=6.9）相当の地震を想定して、それらによる東京での地震動特性を検討した。上記二地震の断層の位置を図7.2.1-1に示す。

上記の地震に対して、東京の露頭した工学的基盤（十分堅固な1種地盤相当の地盤）における地震動スペクトルを推定した。用いた手法は下記の方法である。

- ①断層モデルによる理論解とHaskell法による地盤増幅特性を組合わせて強震地動のやや長周期領域での地震動を予測する手法^{7.1)}。
- ②地震基盤*を対象に提案されている、マグニチュードと震源距離をパラメータとする速度応答スペクトルに関する経験式^{7.2)}、および加速度フーリエ振幅に関する半理論式^{7.3)}に地盤増幅特性を考慮する方法。

*地震入射波特性が広い地域に亘って一様と考え

ることができる地殻の上面に当る地盤面で、一般に地盤のS波速度が2～3km/secの地層を考えている。

これらの手法を適用するにあたり、地震基盤から工学的基盤までの地盤構造を夢の島付近における調査結果^{7.4)}から図7.2.1-2(a)のように設定した。それによる地盤増幅スペクトルを図7.2.1-2(b)に示す。ここで上記①の方法では図7.2.1-1に示す断層を分割して推定し、②の方法では断層面中央からの距離（関東地震で50km）を震源距離として設定している。フーリエ振幅は減衰定数の効果を考慮して応答スペクトルに置換している。

図7.2.1-1の二地震に対して推定された東京の工学的基盤における地震動について、手法の適用範囲等も考慮して周期5秒以下の速度応答スペクトル（減衰定数5%）を図7.2.1-3に示す。

図7.2.1-3の結果を基本として、New RC建築物の耐震設計のためのレベルII地震動の設計用応答スペクトルを設定した。応答スペクトルは使用の観点から減衰定数5%の擬似速度応答スペクトル（加速度応答スペクトルを円振動数で除したもの）で与えた。図7.2.1-3の結果をみると関東地震の方が大きく、その周期約1～5秒の範囲におけるスペクトル値から設計用としては100cm/s程度のスペクトル値が相当と判断した。ここで、短周期領域について現行建築基準法の2次設計におけるレベルを参照した。周期5秒以上では、7.2.2節に模擬地震動の特性として示すように長周期において擬似速度応答スペクトルが速度応答スペクトルよりも小さな値となることを考慮した。これらから設定した設計用応答スペクトルを図7.2.1-4に示す。

図7.2.1-4の設計用応答スペクトルと、従来から高層建築物の設計用に用いられることが多い強震記録の最大速度を50cm/sとした擬似速度応答スペクトルを比較して図7.2.1-5に示す。これからわかるように、図7.2.1-4の設計用応答スペクトルは上記強震記録とほぼ同程度か、やや上回る強さのスペクトルである。また、この設計用応答スペクトルは後述するように再現期間が400年程度の期待値に相当する。

(2) レベルI地震動と設計用応答スペクトルの再現期間

レベルI地震動については、再現期待値の観点からレベルII地震動との比率について検討した。

現在用いられている高層建築物の指針におけるレベルI地震動とレベルII地震動の基本的な考え方^{7.5)}において、レベルI地震動の「耐震年数中に一度以上受ける可能性が大きい地震動」を、耐用年数中にレベルI地震動強さを超える地震動の生起期待回数が1回であるとし、耐用年数を50年とすればこのレベルI地震動の再現期間は50年とみることができ

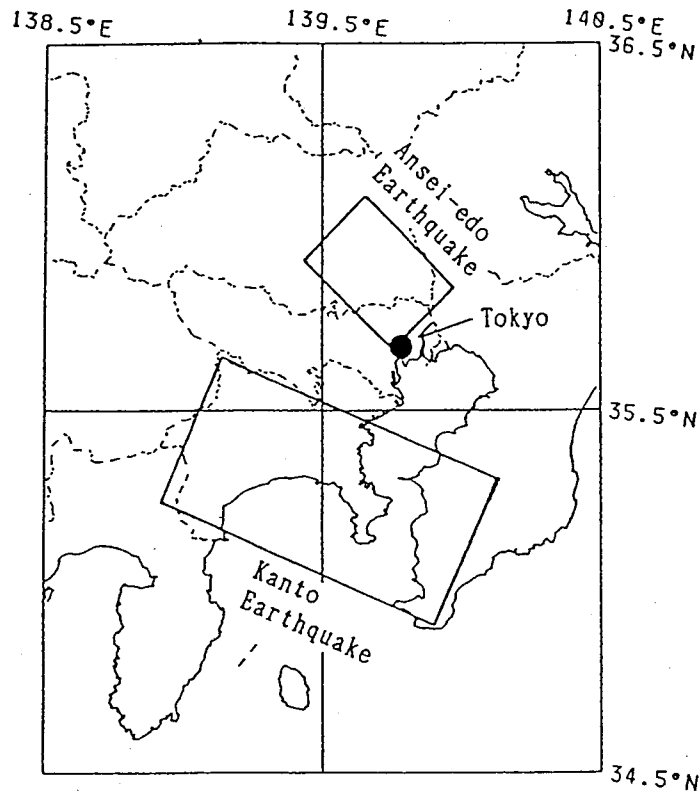
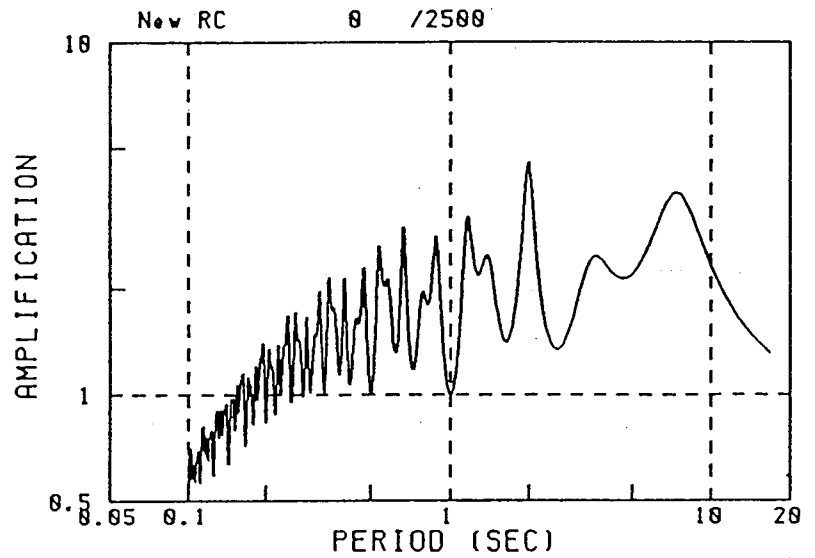


図 7.2.1-1 関東地震と安政江戸地震の断層面の位置

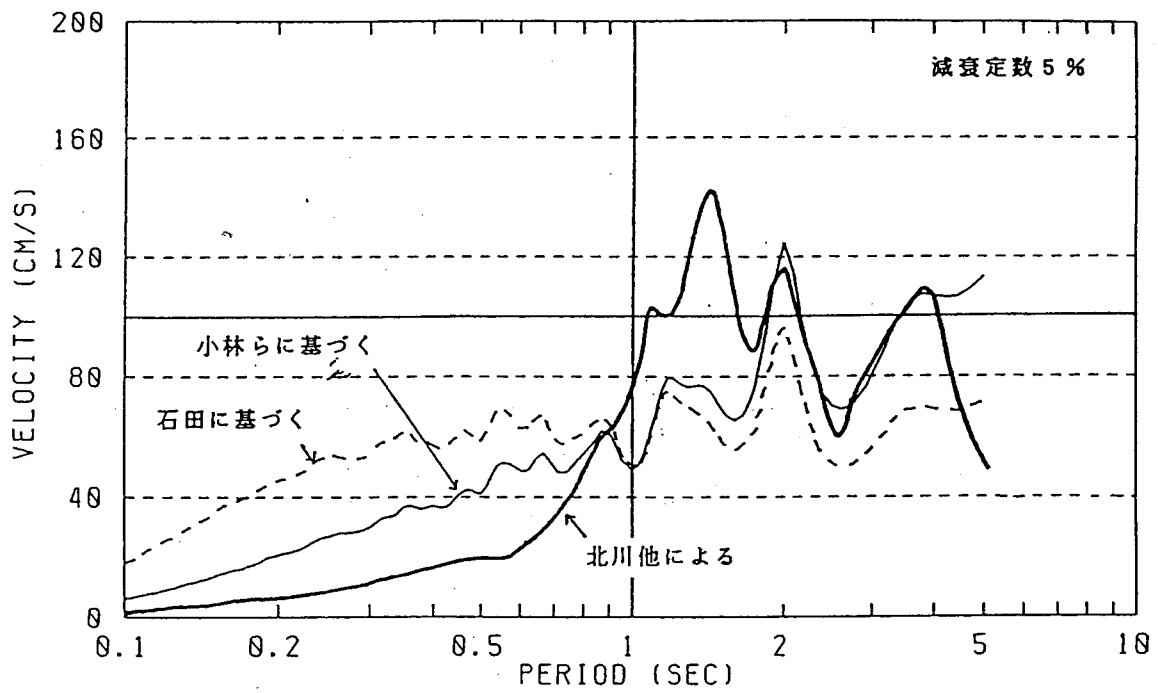
	V_s (m/s)	ρ (t/m ³)	H (m)	Q
0	580	2.0	250	50
-250	700	2.0	750	50
-1000	1500	2.2	1500	100
-2500	3000	2.3	∞	100

(a) 地盤構造

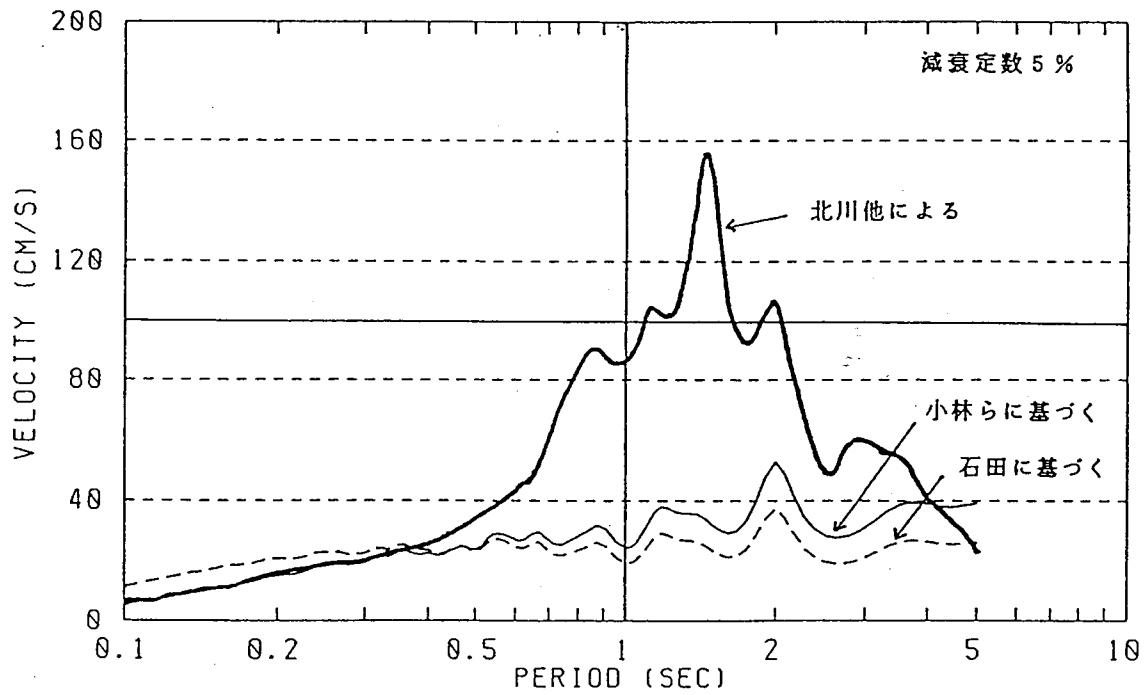


(b) 増幅スペクトル

図 7.2.1-2 東京における地震基盤から工学的基盤までの地盤構造と増幅スペクトル



(a) 関東地震に対する結果



(b) 安政江戸地震に対する結果

図 7.2.1-3 東京の工学的基盤において推定された地震動の速度応答スペクトル

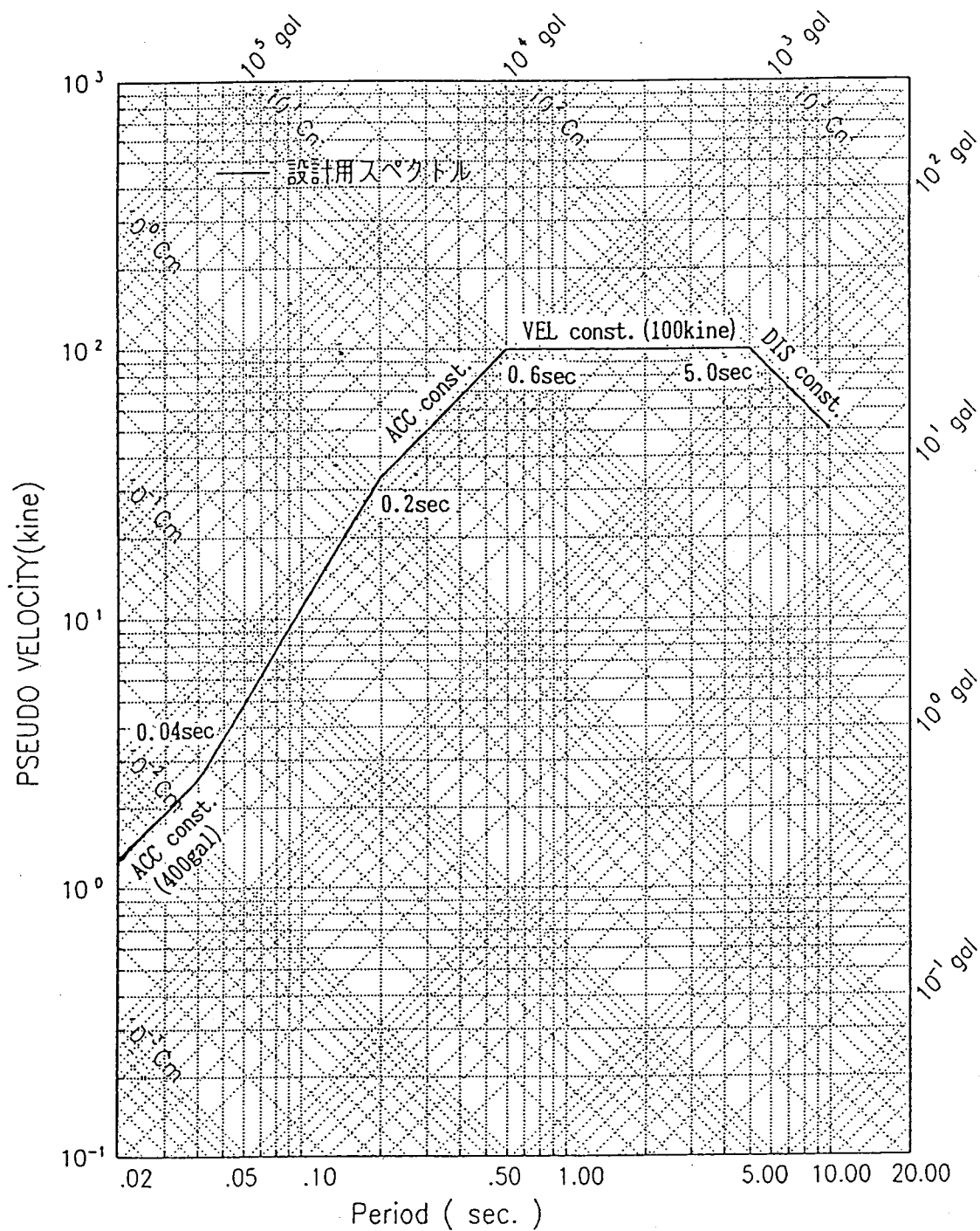


図 7.2.1-4 工学的基盤におけるレベルⅡ地震動の設計用擬似速度
 応答スペクトル(減衰定数 5%)

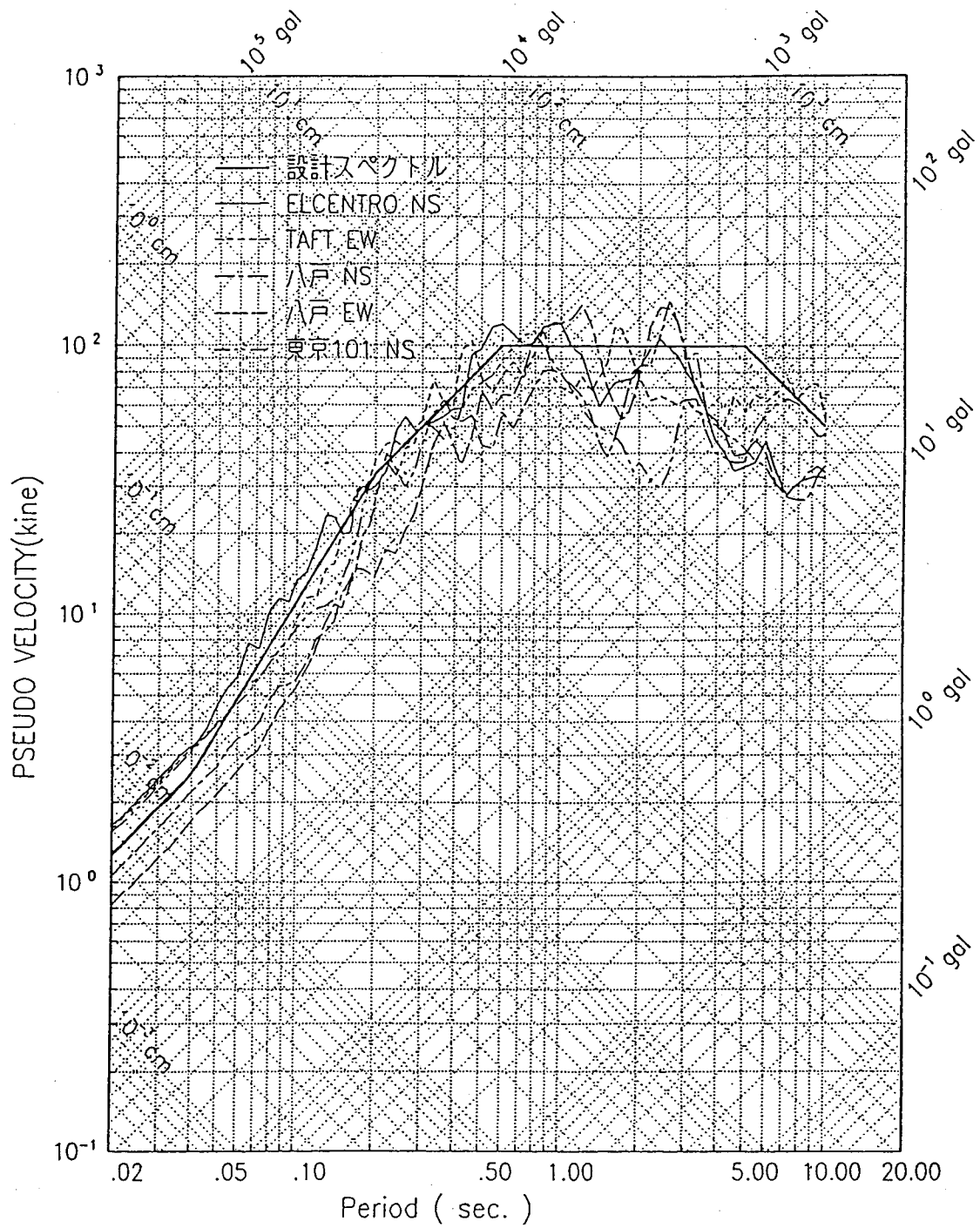


図 7.2.1-5 レベルⅡ地震動の設計用応答スペクトルと最大速度を 50cm/s とした強震記録の擬似速度応答スペクトルの比較 (減衰定数 5%)

一方、レベルII地震動についての「最強の地震動」として、(1)では東京を対象として1923年関東地震および1855年安政江戸地震を想定した地震動特性の検討を行い、大きかった関東地震の結果を基本として図7.2.1-4の設計用応答スペクトルを設定した。ここで、関東地震クラスの巨大地震はプレート間で発生し、このような地震の繰り返し期間は100年～200年以上といわれている。図7.2.1-6より、東京周辺の年最大マグニチュードを有する巨大地震の平均再現期間は200年～300年程度である。

上記から比率を検討するためのレベルI地震動とレベルII地震動の平均再現期間をそれぞれ50年と200年として、その再現期待値の比率を求めるために地震基盤相当の地盤における地震動特性を表す距離減衰式を使った以下の地震危険度解析結果を用いた。

図7.2.1-7は、金井式を用いた既往の研究^{7.6-7.8)}(細線)による東京を対象とした年最大速度の確率分布であり、それらの平均的な関係を対数正規近似した結果も示している。ここで上記既往研究では距離減衰式による推定値を中央値として実際にはばらついている観測地の特性を考慮していないが、そのばらつきに確率分布の評価誤差も加えた推定誤差(対数標準偏差0.75)を考慮すると図7.2.1-7の太破線となる。

また、レベル地震動の検討にも用いたスペクトルに関する距離減衰式^{7.2.7.3)}と図7.2.1-8中に示す解析条件を用いて、Cornellによって提案された確率モデル⁹⁾によって求めた再現期間と応答スペクトルの関係を図7.2.1-8に示す。図中には関東地震に相当するパラメータ(M=8、X=50km)を用いて各距離減衰から推定したスペクトルも示す。この推定結果は200年程度の再現期待値と対応している。なお、図7.2.1-8のスペクトルは露頭基盤における地震動の1/2の入射波特性を表している。

図7.2.1-7と図7.2.1-8から、地震基盤相当における地震動の最大速度または応答スペクトルについての200年再現期待値に対する50年再現期待値の比率は概ね0.4～0.55である。

ここで、設計用として設定した図7.2.1-4のレベルII地震動の応答スペクトルの再現期間を、推定誤差も考慮した図7.2.1-7および図7.2.1-8の地震危険度解析結果から試算した。具体的な対象は図7.2.1-4の0.6～5.0秒の周期範囲における、速度一定領域のスペクトル値である100cm/sである。図7.2.1-7と図7.2.1-8の結果は地震基盤における地震動特性を表しているの、まず工学的基盤で設定した上記の値を地震基盤における地震動特性に交換する。すなわち、100cm/sを図7.2.1-2(b)とも対応している図7.2.1-9中に示した増幅率2.2で除する。さらに、最大速度との応答倍率を2.0とすれば22.7cm/sが図7.2.1-7と比較する対象となる。この値は

入射波特性を表している図7.2.1-8の比較対象でもある。比較結果から、図7.2.1-4のレベルII地震動の設計用応答スペクトルの再現期間は250～500年となる。すなわち、400年程度の再現期待値に相当すると考えることが出来る。

上記の結果から、再現期待値としての観点からは図7.2.1-4のスペクトルはやや安全側に設定したといえる。このことは図7.2.1-8に示した関東地震相当のM=8、X=50kmのスペクトルとスペクトル値22.7cm/sとの関係からもいえる。従って、図7.2.1-4に示すレベルII地震動の設計用応答スペクトルにある値を乗じてレベルI地震動の応答スペクトルを評価する場合には、上記の比率0.4～0.55で下限に近い値をとることもできる。このことから比率は0.4以上をとるものとする。ここで、このように設定したレベルI地震動と図7.2.1-7および図7.2.1-8と比較すると、レベルI地震動は100年程度の再現期待値に相当すると考えることが出来る。

図7.2.1-10には地震動の再現期間、建築物の供用期間、およびある再現期間の地震動を設定したときのある供用期間における非超過確率の関係を示した。NewRC建築物の供用期間を100年として、設定したレベルI地震動とレベルII地震動のスペクトル特性に対応する再現期間100年と400年について図7.2.1-10をみると、それぞれ非超過確率は40%と80%となる。すなわち、これらの地震動を上回る強さの地震動が襲来する確率(超過確率)はそれぞれ60%と20%程度である。

7.2.2 NewRC地震動波形例

前節で検討された設計用スペクトルを基に、設計用入力波形の作成方法の概要およびその作成例について述べる。

(1) 模擬地震動波形作成方法の概要

模擬地震動波形作成手法には、大別して、実際の観測記録や、地震を想定して直接波形を計算する方法と、別途定められる設計用応答スペクトルや、各種のスペクトル予測手法を用いて計算される応答スペクトルを基に波形を作成する方法がある。本項では、前述したように設計用スペクトルが設定されているため、後者の目標応答スペクトルに適合するよう波形を合成する方法について記述する。

時刻歴波形の作成法は既往の研究により多くの手法が提案されているが、どの手法も基本的には、時刻歴波形がフーリエ解析などにより各振動数成分の振幅情報と位相情報に分解できることにより、両者を操作することで、目標スペクトルに適合させるものである。目標スペクトルは、通常応答スペクトル等振幅情報で定義されるため、一般的には、位相情報を適当に仮定し、各振動数毎の振幅を修正することにより、目標スペクトルに適合させる。

一般的に良く用いられる正弦波合成法は、以下のように表される。

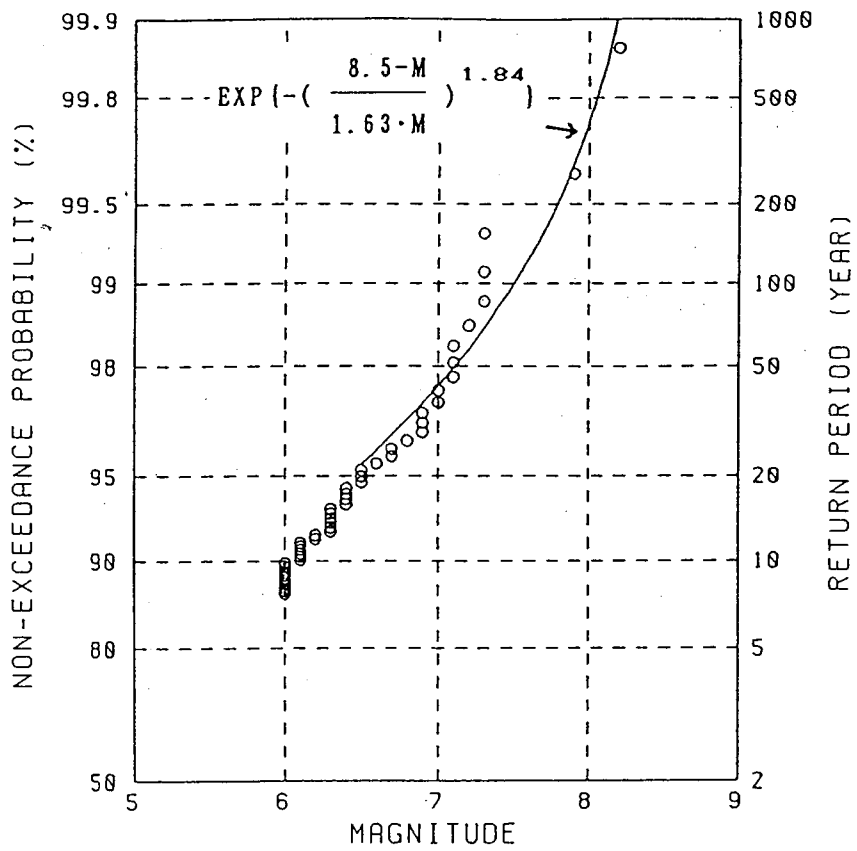


図 7.2.1-6 1600~1987 年間に東京を中心に半径 110km 以内の範囲に生じた地震の年最大マグニチュードの確率分布

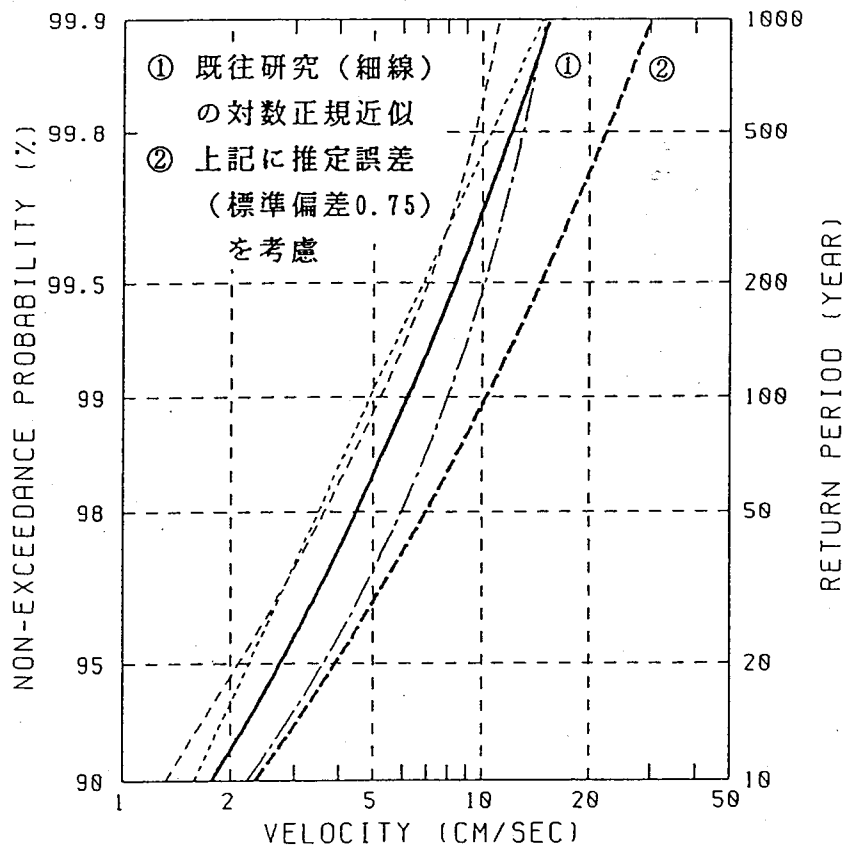
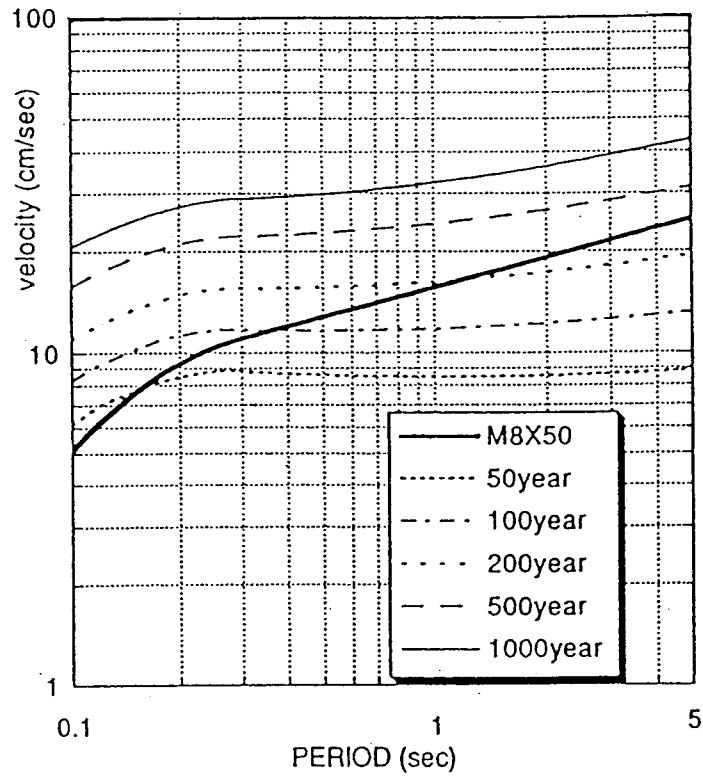


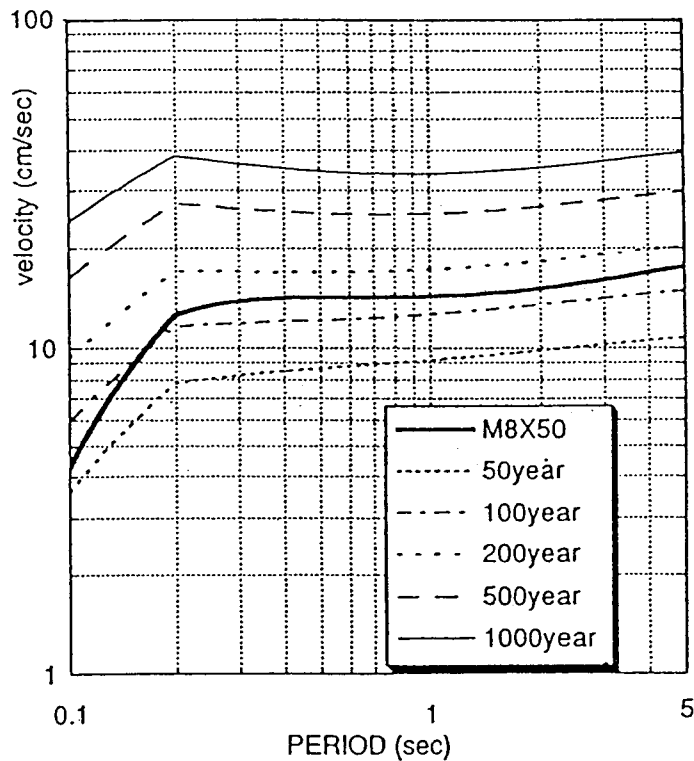
図 7.2.1-7 金井式を用いた年最大速度の確率分布

解析条件

- ① 地震の生起確率は半径110km内で一様、② マグニチュードの範囲は5.0~8.5
- ③ 地震発生頻度の規模による変化を表すb値は1.0、④ 地震の年平均発生回数は3.0
- ⑤ 推定誤差は対数標準偏差で0.75



(a) 小林他の距離減衰式による結果



(b) 石田の距離減衰式による結果

図 7.2.1-8 確率モデルによる再現期間と応答スペクトル(h=5%)の関係

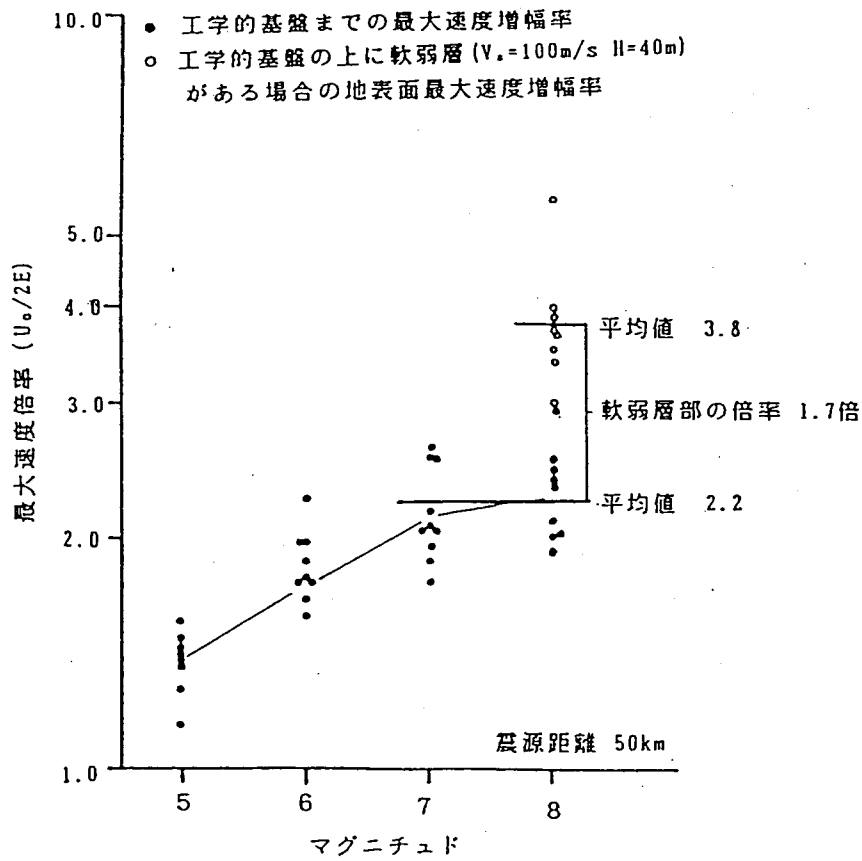


図 7.2.1-9

小林他によるスペクトル特性を有する模擬地震動と
図 7.2.1-2 の地盤構造から求めた露頭地震基盤に対する
露頭工学的基盤の最大速度増幅率

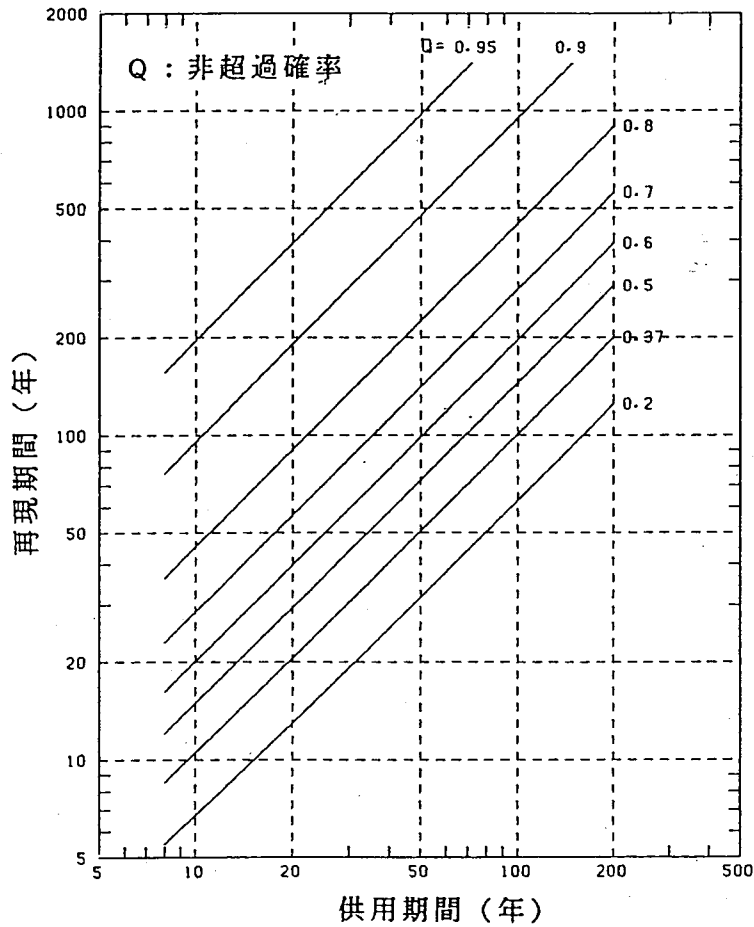


図 7.2.1-10

非超過確率をパラメータとした地震動の再現期間と
建築物の供用期間の関係

$$x(t) = e(t) \sum_{i=1}^N A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (7.2.2-1)$$

ここに、 $x(t)$: 時刻歴波形

ω : 角振動数

A_i : 角振動数 ω_i での振幅

ϕ_i : 角振動数 ω_i での位相

$e(t)$: 包絡関数

位相については、一様乱数を用いるのが一般的であるが、実地震の位相またはその位相差分を用い、地震動らしさを表現したり、代表関数または混合位相等の位相を代入し他の減衰においても比較的滑らかな性状になる手法も提案されている。 $e(t)$ は、包絡形を表す強度関数であり、位相を乱数とした場合必要となる。

正弦波合成法の他にも、ガウス波、ビート波、非定常スペクトルを用いる手法と、各種提案されているが、式(7.2.2-1)とほぼ同様の式で表わされる。つまり、ガウス波、ビート波では、一振動数の振幅位相ではなく、ある振動数帯域において振幅Aと位相 ϕ を定めて重ね合わせるものである。非定常スペクトルでは、時間帯t毎に振幅位相を変えていく方法である。どの手法も特徴があり、用途に応じた作成手法を用いることとなる。

以下に正弦波合成法で位相を乱数にした場合の作成フローを示す。

- 振幅情報 $a(\omega)$ を仮定する。
 - 位相情報 $\phi(\omega)$ を $0 \sim 2\pi$ の一様乱数で与える。
 - 式(7.2.2-1)で時刻歴波形 $x(t)$ を作成する。
 - 応答スペクトルを計算し、目標応答スペクトルへの収束性を確認する。
 - 収束条件を満足しない場合、 A_i を適宜修正する。
- c ~ e を収束条件が満足するまで繰り返す。
なお、収束条件の一例を以下に示す。

$$\varepsilon_{\min} = |\varepsilon|_{\min} \geq 0.85$$

$$|1 - \varepsilon_{\text{ave}}| = \left| 1 - \frac{1}{N_{\text{err}}} \sum_{i=1}^{N_{\text{err}}} \varepsilon_i \right| \leq 0.02$$

$$\xi = \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{\text{err}}} (\varepsilon_i - 1.0)^2 / N_{\text{err}}} \leq 0.05$$

ここに $\varepsilon_i = S(\omega_i, h) / DS(\omega_i, h)$: 目標値からの誤差

$S(\omega_i, h)$: 合成された波の応答スペクトル

$DS(\omega_i, h)$: 目標応答スペクトル

N_{err} : 誤差を判定するポイント

ξ : 目標値からの標準偏差

低減衰の長周期構造物においては、継続時間が構造物の応答特性に大きく影響をおよぼすため、波の包絡形を表す関数の設定にあたって、想定した地震の規模、距離等を鑑みて十

分な検討が必要である。一般的によく用いられる関数としては、Jennings型が著名である。これは、立ち上がりを二乗関数とし、終息部を指数関数として、主要動部を一定としたものである。

他の提案関数の殆どは指数関数である。

(2) 模擬地震動の試作

作成方法は、正弦波合成法であり、条件は以下のとおりである。

- ・スペクトルのターゲットポイントは、周期 0.02~0.1秒間を対数軸で等間隔に20点、周期0.1~1.0秒間を0.01秒ピッチで90点、1.0~10.0秒間を0.1秒ピッチで90点の計200点である。
- ・作成する波の時間刻みは0.02秒である。
- ・作成する波の位相情報は、2波は乱數位相とし、強度関数は継続時間を久田式に基づいたJennings型より、

$$T_d = 10^{(M-2.5)/3.23}$$

$$T_b = (0.16 - 0.04 \times (M-6)) T_d$$

$$T_c = (0.54 - 0.04 \times (M-6)) T_d$$

$$e(t) = (t/T_b)^2 \quad : 0 \sim T_b \text{間}$$

$$e(t) = 1.0 \quad : T_b \sim T_c \text{間}$$

$$e(t) = \exp \{ \ln 0.1 \times (t - T_c) (T_d - T_c) \} \quad : T_c \sim T_d \text{間}$$

とし、マグニチュード8の場合 ($T_d=55.44$, $T_b=4.04$, $T_c=23.20$ 秒)を想定する。さらに1波は、1968年十勝沖地震の八戸港湾の原記録のNS成分の位相を用いて作成した。

図7.2.2-1に作成された各波の加速度波、速度波、変位波を示す。加速度波はTrifunacの補正方法^{7,10)}により0軸補正を行っている。速度波、変位波は、線形加速度法により加速度波を積分して求めている。図7.2.2-2に目標応答スペクトルと作成された波の応答スペクトルを示す。3波ともほぼ良い一致を示している。また図7.2.2-3には、減衰2%応答の最大値の発生時刻を示す。長周期成分になるに従い、最大応答発生時刻は遅くなり、自然地震の傾向と一致している。また図7.2.2-4~図7.2.2-6に加速度応答スペクトル、速度応答スペクトル、変位応答スペクトルを示す。図7.2.2-7にエネルギースペクトル^{7,11)}を示す。なおエネルギースペクトルは以下の式で定義される。

$$\int_0^T m \ddot{x} \dot{x} dt + \int_0^T c \dot{x} \dot{x} dt + \int_0^T Q(t) \dot{x} \dot{x} dt = - \int_0^T m \dot{y} \dot{x} dt$$

$$- \int_0^T m \dot{y} \dot{x} dt = \text{入力エネルギー}$$

0.4秒~4.0秒まで200cm/sec.以上の強度を有しており、レベルIIとしてほぼ妥当な波形であると考えられる。また図7.2.2-8は、位相ランダムな模擬地震波2波を用い、一波の

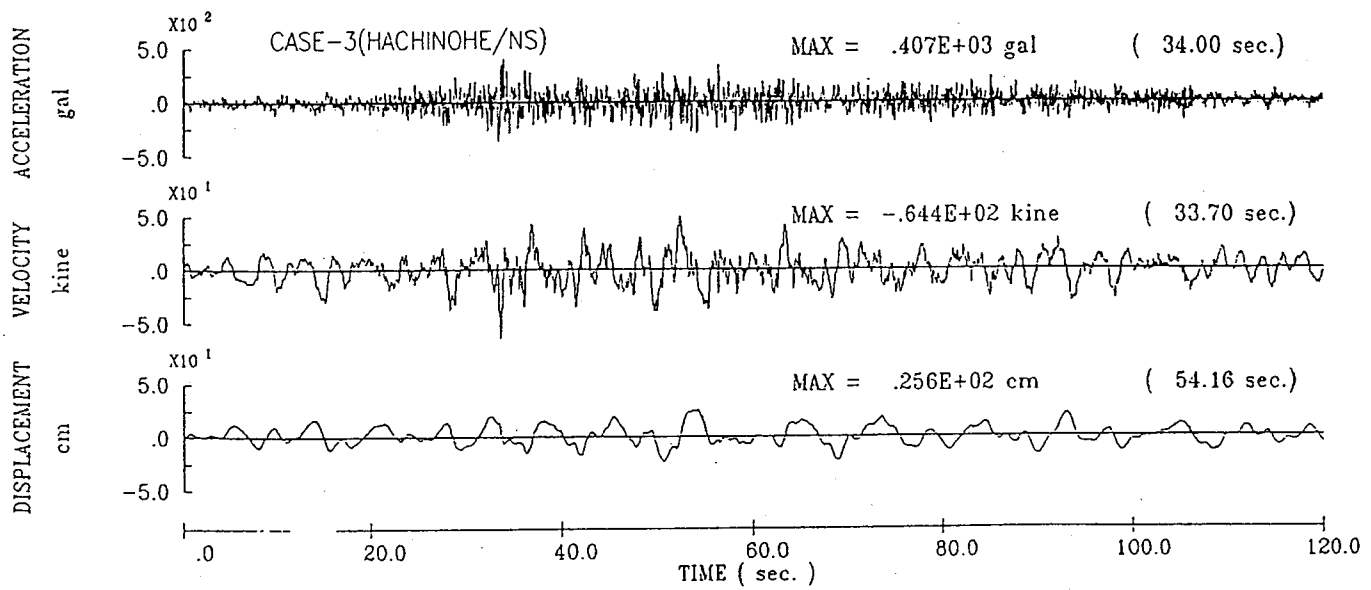
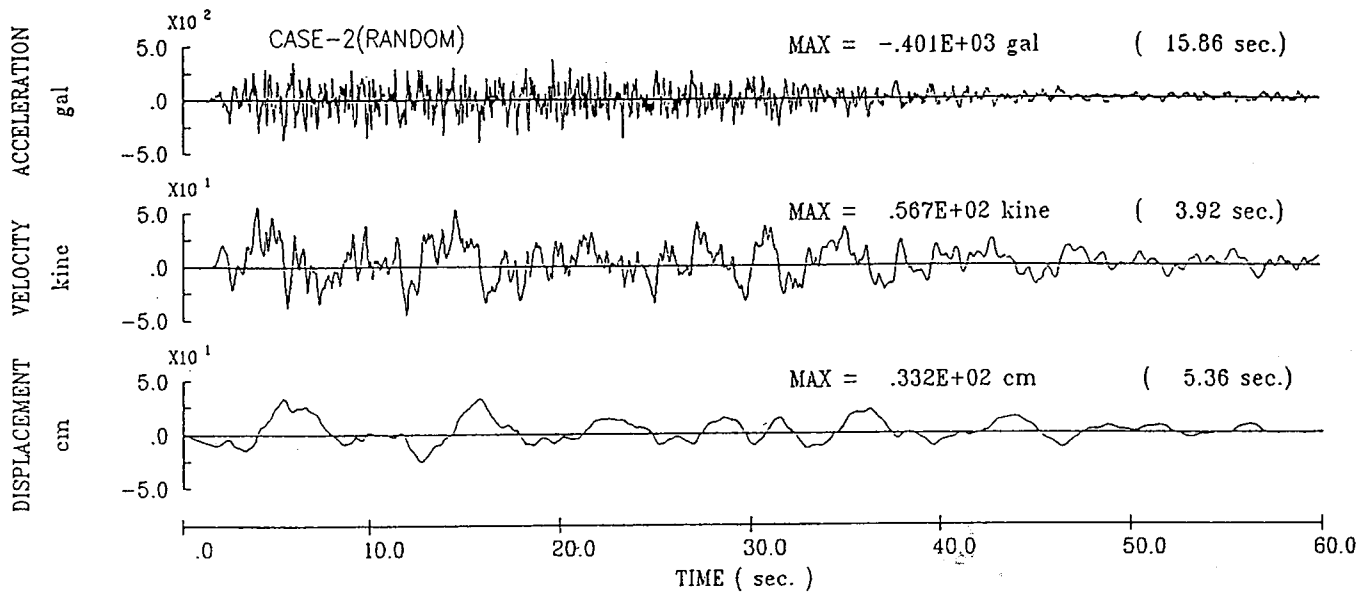
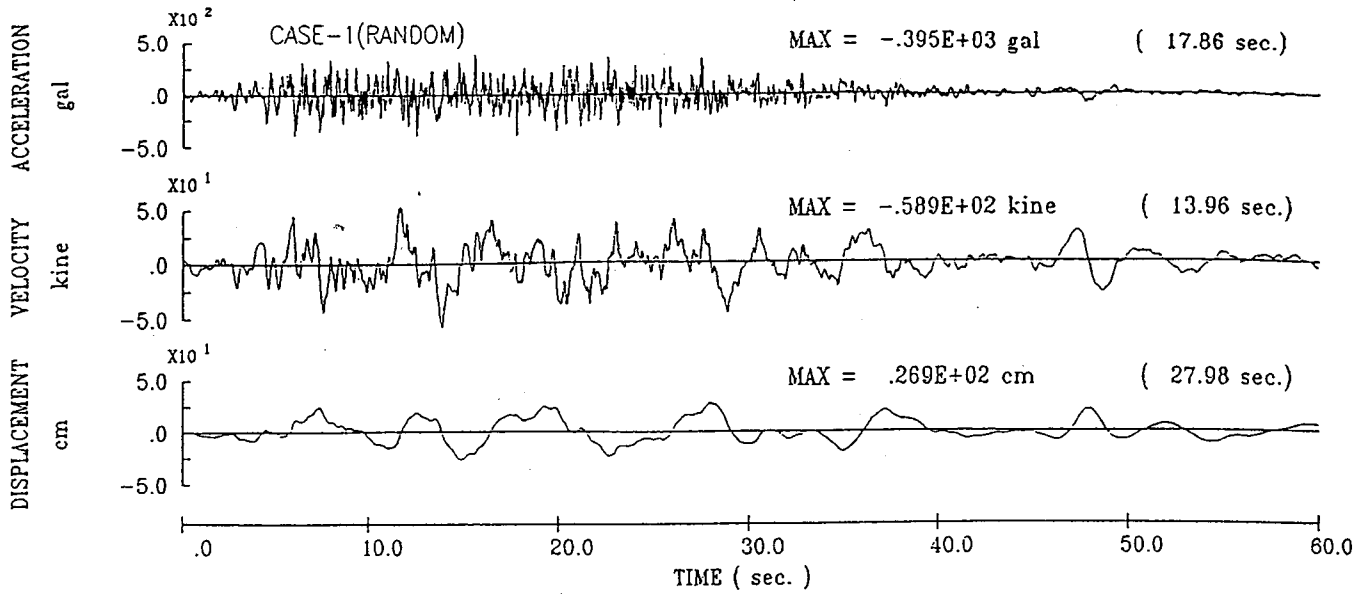


図 7.2.2-1 作成された模擬地震動波形

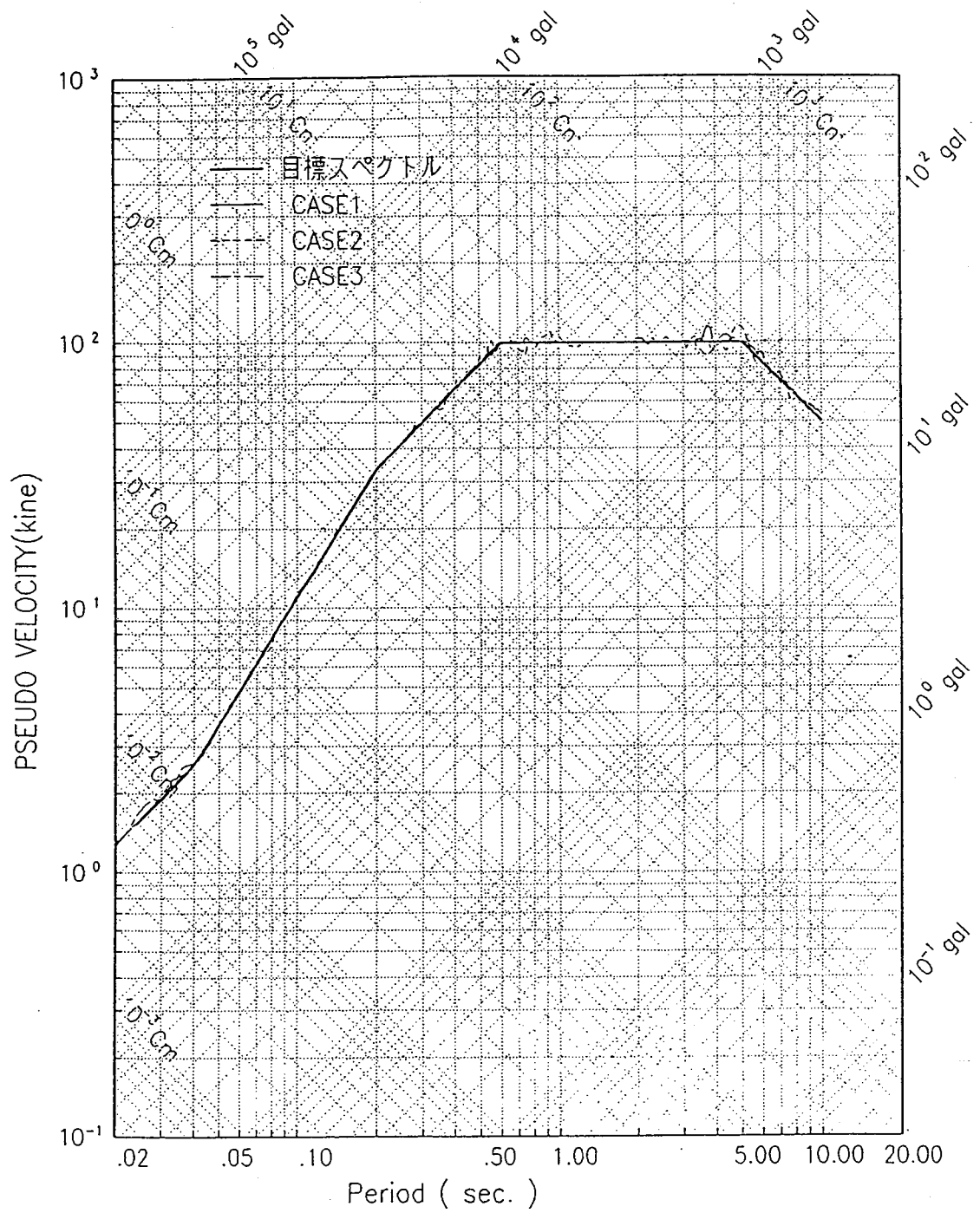


図 7.2.2-2 目標応答模擬速度応答スペクトルと模擬地震動の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

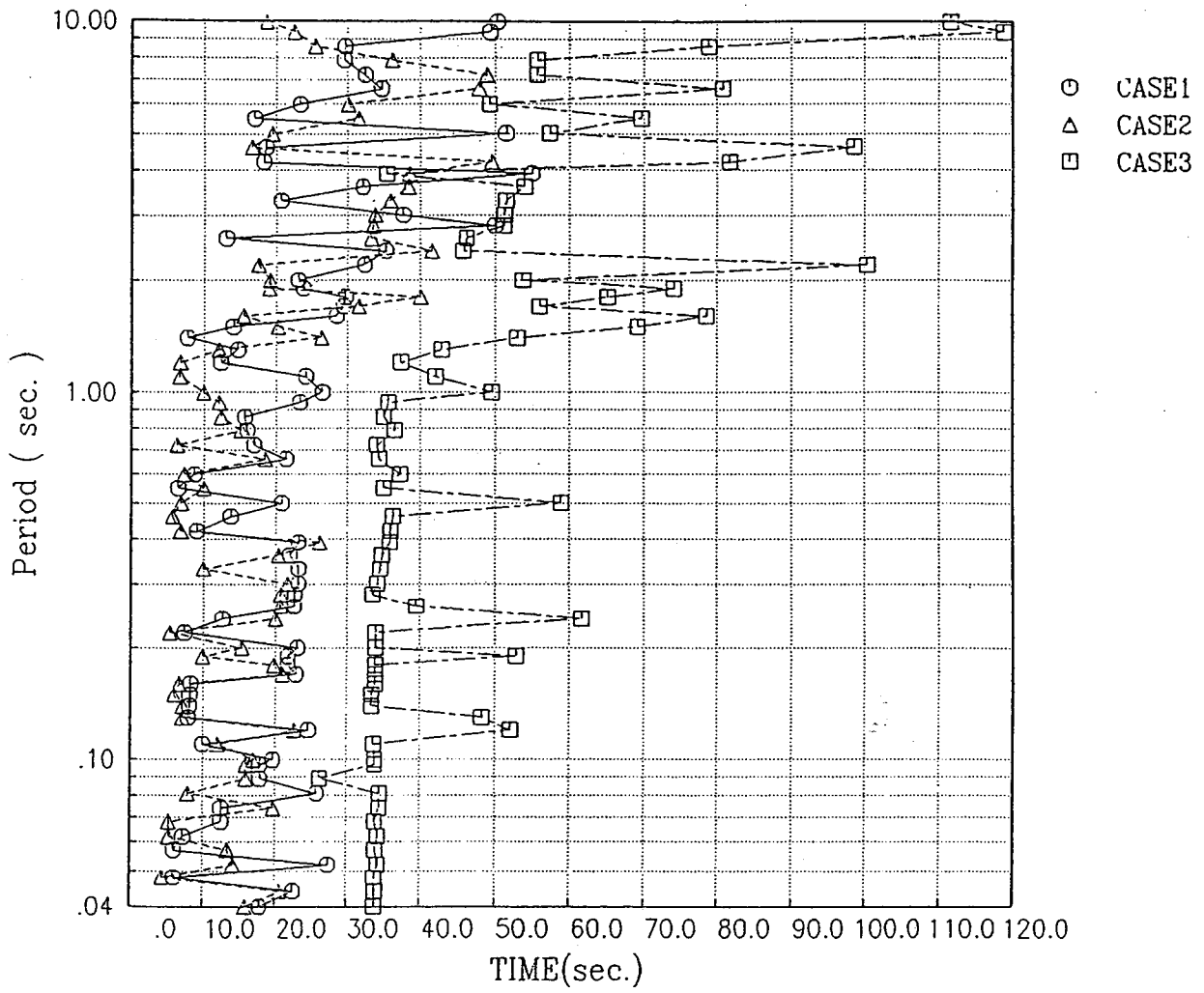


図 7.2.2-3 最大応答発生時刻(Response Envelope Spectrum $h=2\%$)

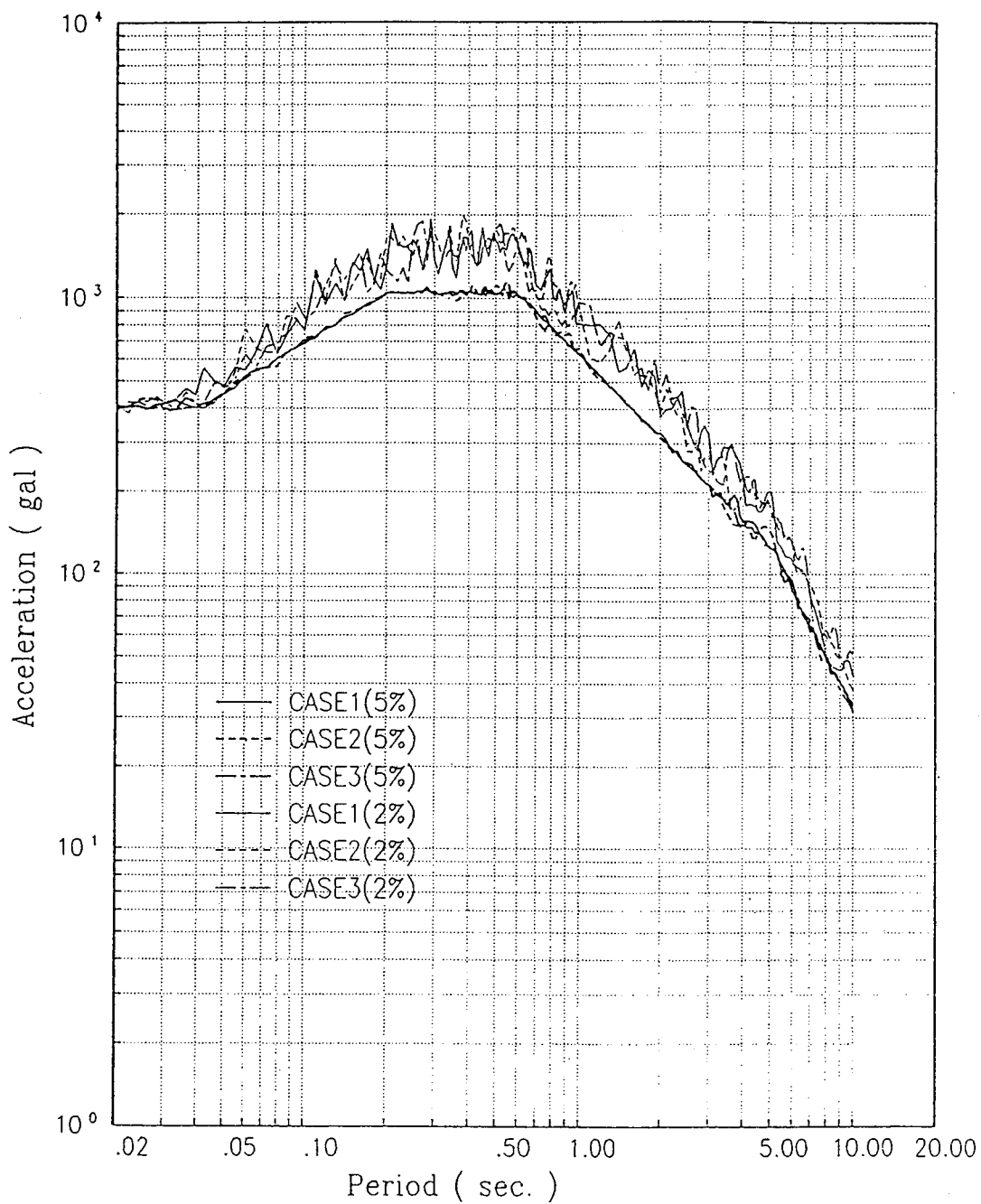


図 7.2.2-4 加速度応答スペクトル(太線:h=5%、細線:h=2%)

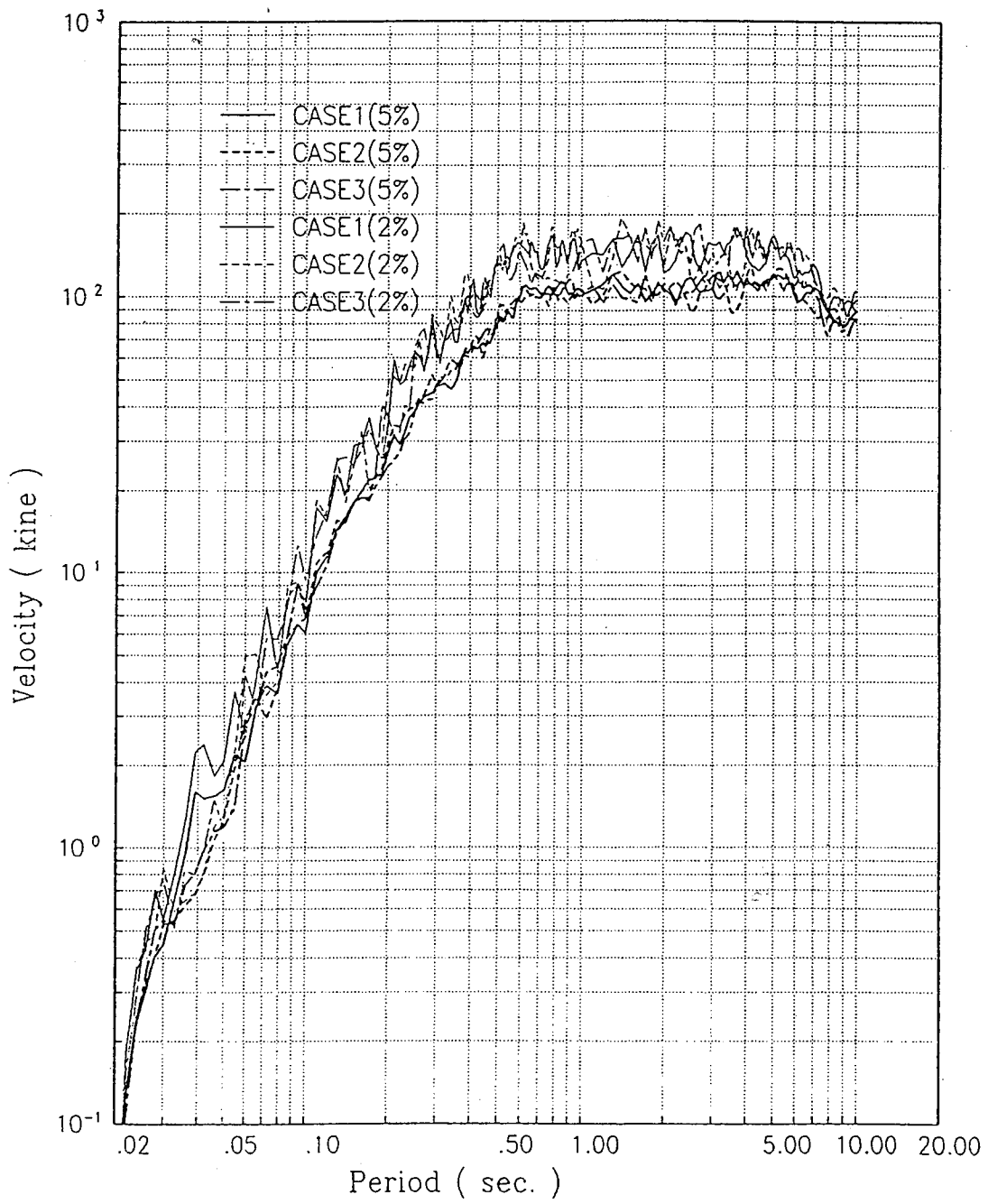


図 7.2.2-5 速度応答スペクトル(太線:h=5%、細線:h=2%)

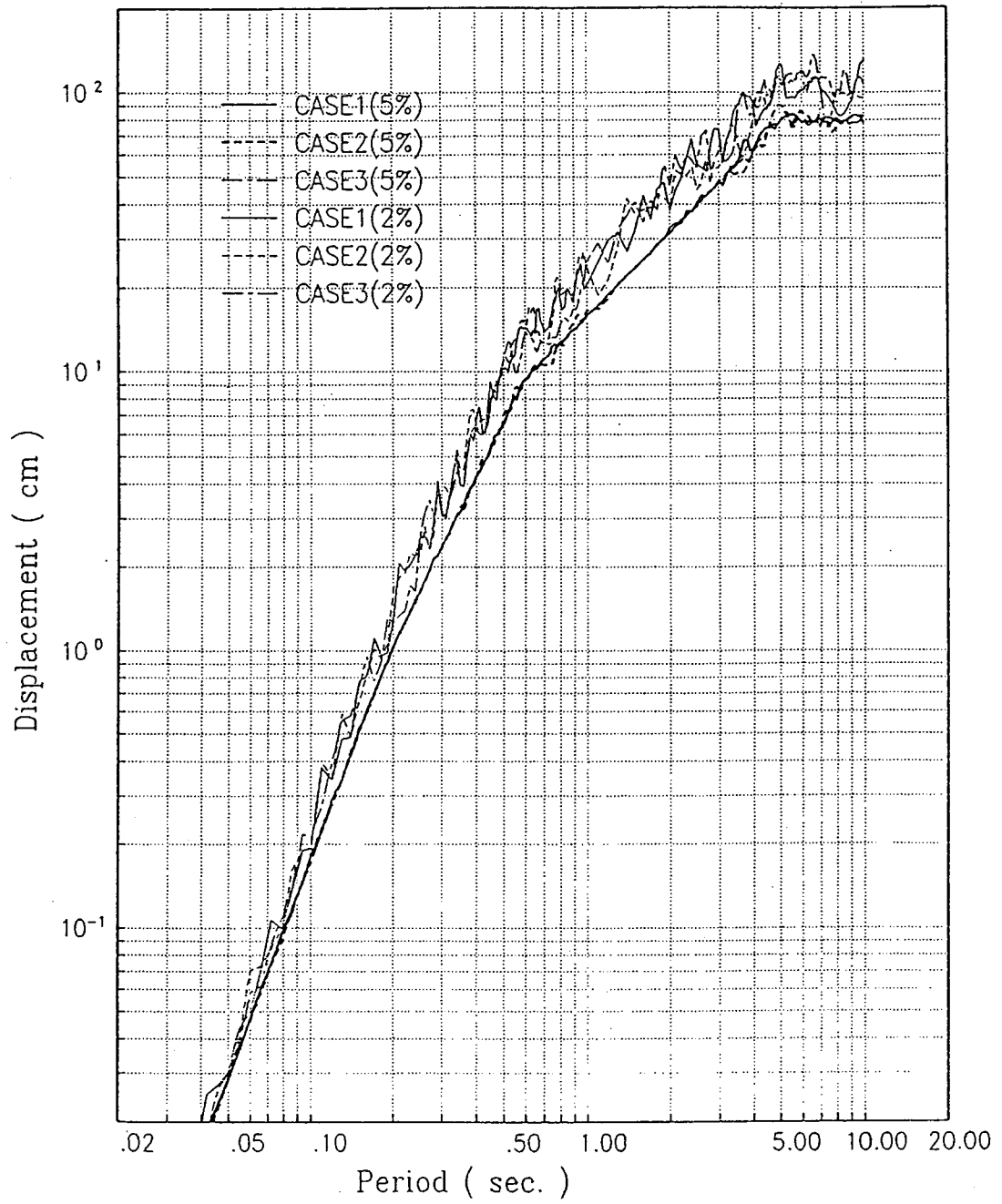


図 7.2.2-6 変位応答スペクトル(太線:h=5%、細線:h=2%)

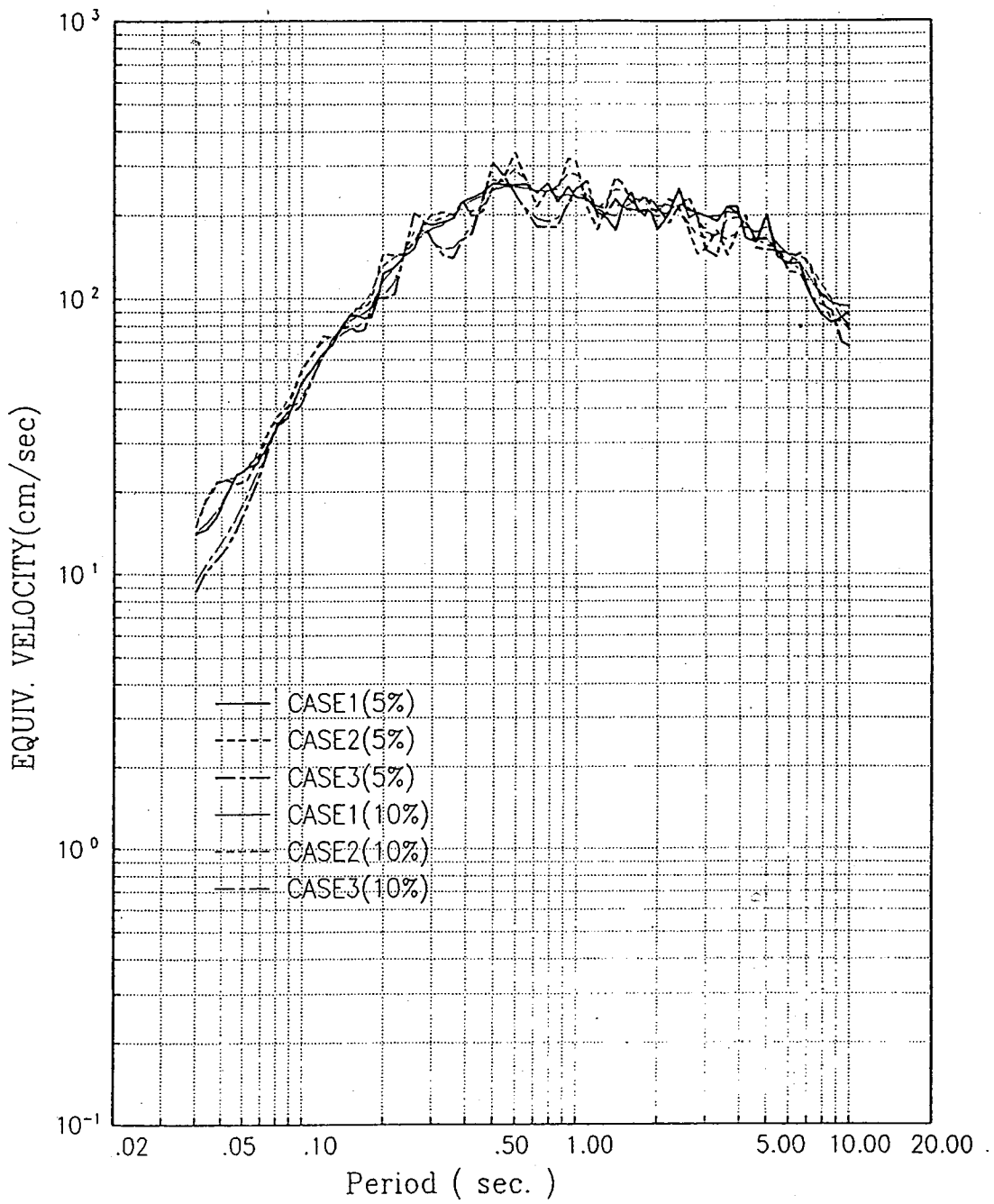
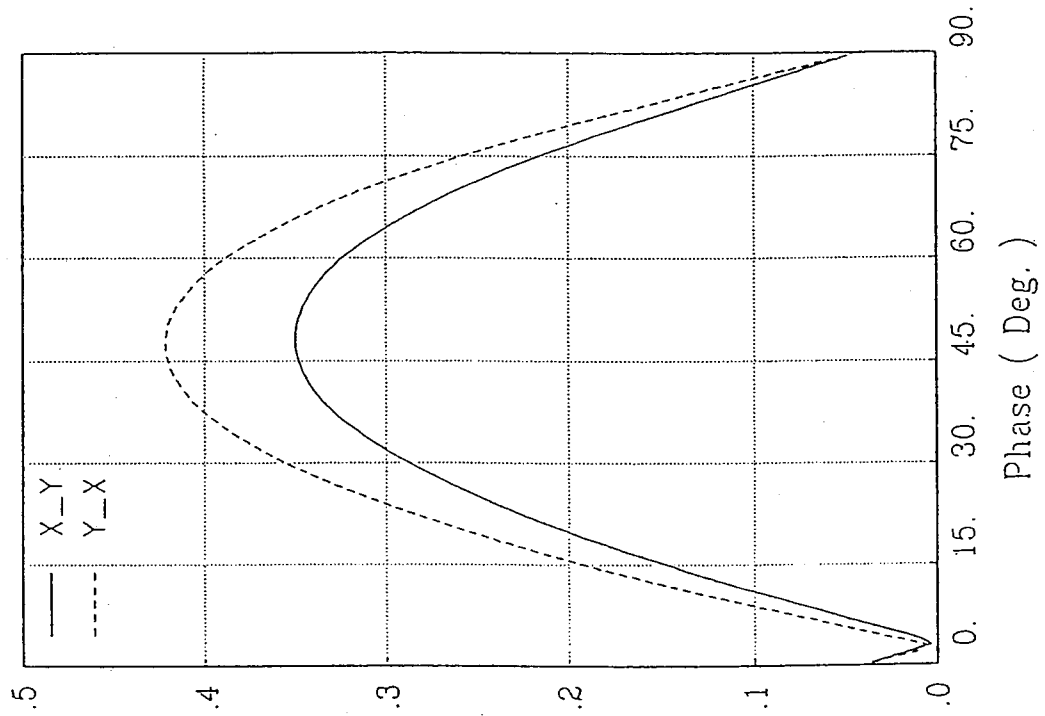
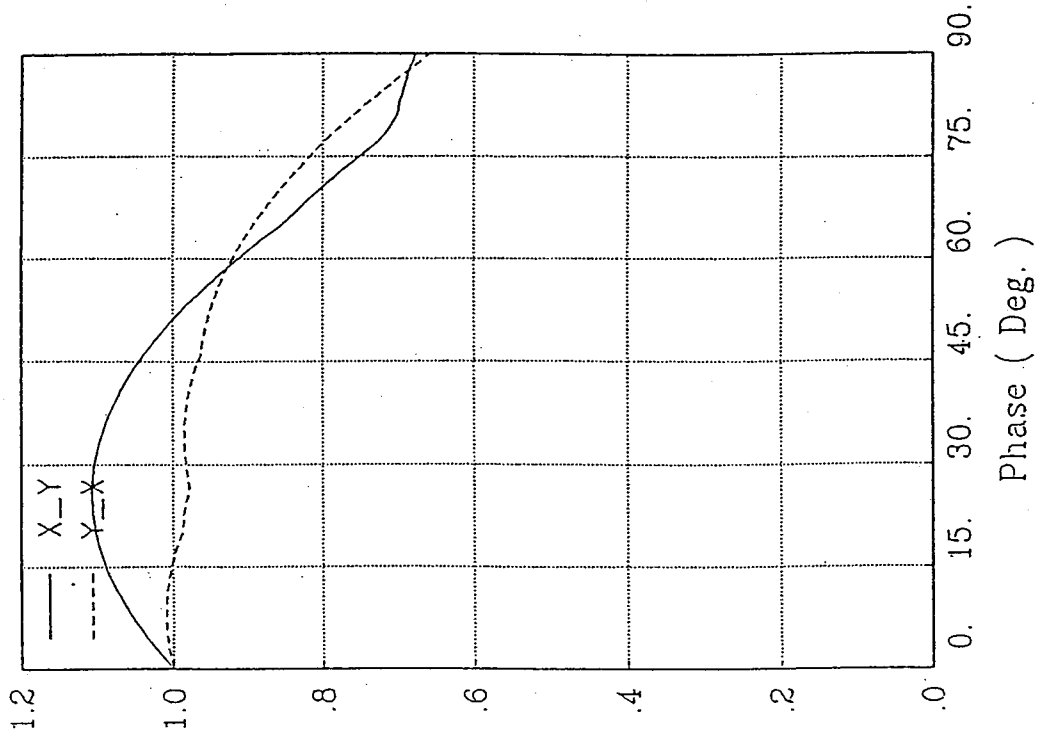


図 7.2.2-7 エネルギースペクトル(太線:h=5%、細線:h=10%)



相関係数



最大加速度比

図 7.2.2-8 CASE 1 波と CASE 2 波の相関図 (一方は 2 / 3 倍)

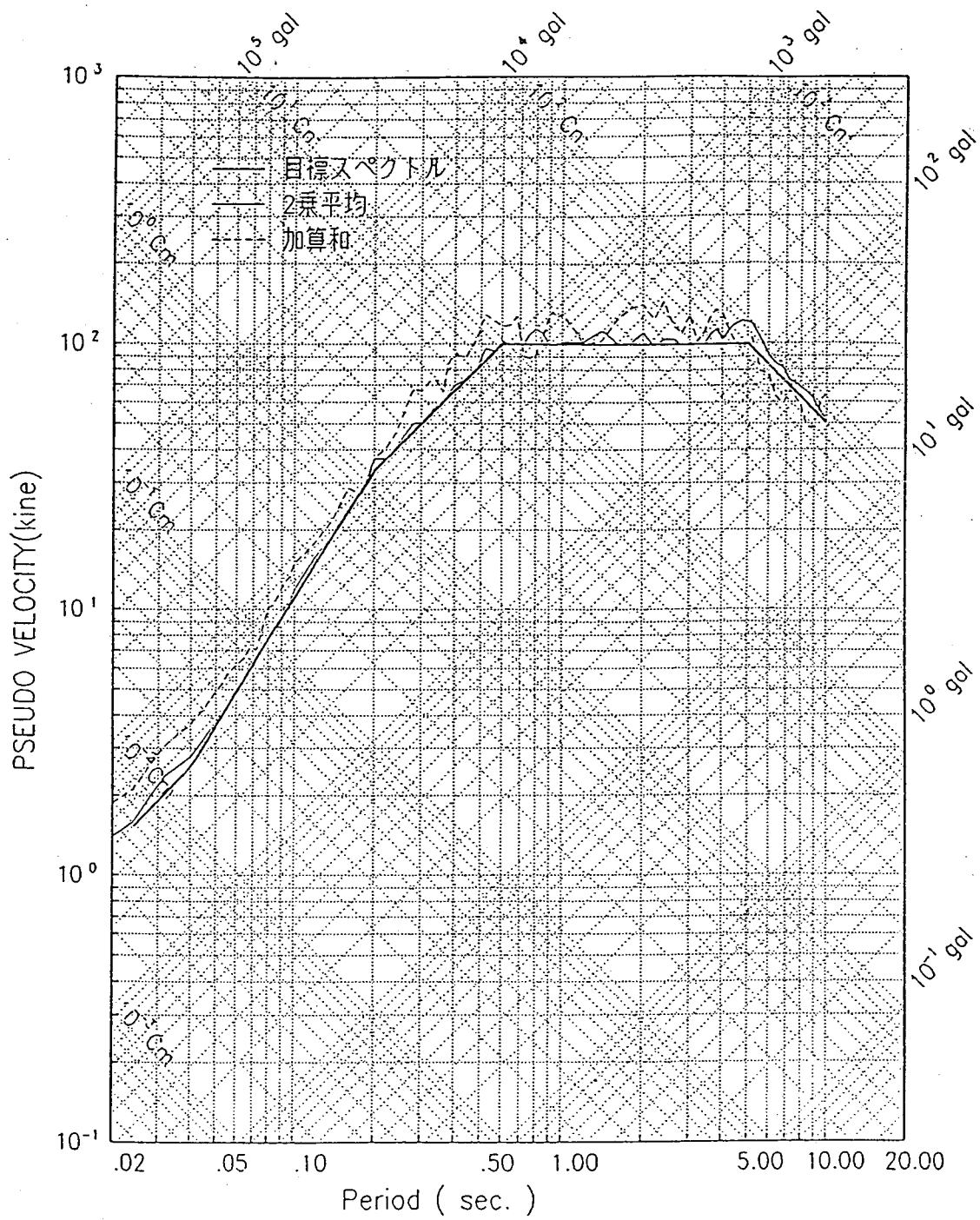


図 7.2.2-9 CASE 1 波と CASE 2 波による 2 次元応答スペクトル
擬似速度応答 $h=5\%$ (一方は $2/3$ 倍)

最大値を2/3に基準化して、7.2.4節で示される相関および、最大加速度比を計算したものである。同面より、両波には、ほぼ相関がないことがわかる。また図7.2.2-9には、参考のため、2方向入力を考慮した場合の応答を以下の2式(式(7.2.2-2)はベクトルの最大値、式(7.2.2-3)は応答の加算和)で評価した結果を示す。

$$S_{pv2}(\omega) = \frac{1}{\omega} \sqrt{R_{Ax}(\omega, h)(t)^2 + R_{Ay}(\omega, h)(t)^2} \Big|_{\max} \quad (7.2.2-2)$$

$$S_{pv2}(\omega) = \frac{1}{\omega} |R_{Ax}(\omega, h)(t) + R_{Ay}(\omega, h)(t)|_{\max} \quad (7.2.2-3)$$

$R_{Ax}(\omega, h)(t)$: X方向の減衰固有角振動数 ω の応答加速度
 $R_{Ay}(\omega, h)(t)$: Xと直交するY方向の応答加速度

ベクトルの最大値は、ほぼ一方向の最大値と変わらない。また両者の加算和でも1.3倍以内には納まっている。

7.2.3 地震応答解析と入力地震動

(1) 基準地震動と入力地震動

本節では、New RC構造物の地震応答解析に用いる入力地震動のスペクトルを提案しているが、図7.2.3-1(a)に示すように、このスペクトルは工学的基盤(せん断波速度が400m/s程度の堅固な地盤)の露頭で規定されたものである。一般に地震動は上昇波(E)と下降波(F)の和で表されるが、自由表面では上昇波(E_1)と振幅・位相の等しい反射波($F_1 = E_1$)が発生するので $E_1 + F_1 = 2 \cdot E_1$ として表すことができる。本節で提案する基準地震動は、具体的にはこの $2 \cdot E_1$ として与えられたものである。したがって、建設地点が工学的基盤と見なすことができない場合や、地盤と建物を一体の質点系ないしFEMでモデル化して地震応答解析する場合には、不変と考えられる下方からの上昇波 E_1 に基づいて、解析条件にあった入力地震動を計算し直す必要がある。ここでは、入力地震動とは意味を区別して用いることにする。

以下に代表的解析モデルについて、入力地震動の求め方を述べる。

a) 基礎固定モデル

本モデルでは、建物に対して地盤が十分に剛であると見なして、基礎を固定として取り扱う。図7.2.3-1(a)に示すように基礎の床付け位置が工学的基盤上にある場合は、基準地震動($2 \cdot E_1$)をそのまま入力地震動として用いる。図7.2.3-1(b)に示すように基礎の床付け位置が工学的基盤上の表層地盤上にある場合は、入力動として不変と考えられる上昇波成分(E_1)を用いて、表層の自由表面での応答を求めて、これを基礎への入力地震動として用いる。この計算には、“SHAKE”に代表される一次元波動論が用いられることが多い。

b) S-Rモデル

本モデルでは、基礎床付レベル以下の地盤を杭等を含めて地盤バネとして評価し、これを基礎底面に取り付けて地震応答解析を行うが、基礎固定モデルとの差異が地盤バネを剛とするかどうかという点だけであり、入力地震動の取扱いは上述の基礎固定モデルと同一である。

c) 地盤・建物一体解析モデル

本モデルでは、基礎、杭、地盤等を質点系ないしFEMによってモデル化し、建物と一体化して地震応答解析を行う。この場合は、地盤モデルの底面の境界条件を固定とするか、深さ方向への地盤の半無限性を考慮して粘性境界を用いるかによって入力地震動の取扱いが異なる。

底面を固定とする場合は、表層の地盤があることにより入力位置の応答は基準地震動とは異なるものになるので、図7.2.3-2に示すように E_1 を入力して、一次元波動論等によりモデル底面位置の応答を上昇波と下降波の和($E_2 + F_2$)を求め、これを入力地震動として用いる。

底面粘性境界を用いる場合は、基準地震動($2 \cdot E_1$)をそのまま入力地震動として用いる。なお、モデル底面が工学的基盤上でない場合は、一次元波動論等によりモデル底面位置の自由表面とした応答($2 \cdot E_1'$)を求め、これを入力地震動として用いる。

(2) 地盤バネの減衰の評価について

地盤バネの減衰定数については、建物や地盤条件に関係なく一定の値が用いられることがあるが、本来、地盤バネに用いる減衰定数は地盤条件と建物の固有周期を考慮して定めるべきものである。以下に、固有周期の長い建物の地震応答計算を念願において、留意事項を簡単に述べる。

地盤バネの減衰には、地盤の材料減衰によるものと、基礎からの波動の逸散によって生ずる逸散減衰によるものがある。材料減衰は一般に振動数に依存せず、減衰定数一定と考えられている。一方、逸散減衰は材料減衰を期待しない純粋の弾性理論によって求められるものであり、典型的には減衰定数が振動数比例、すなわち減衰係数一定となる。ところで、粘弾性理論によって材料減衰と逸散減衰を同時に考慮した複素地盤バネ $K(\omega)$ は、次式で近似できることが知られている。

$$K(\omega) = (1 + 2ih) [K_e(\omega) + i\omega C_e(\omega)] \quad (7.2.3-1)$$

ここに、

h : 地盤の材料減衰定数
 $K_e(\omega)$: 弾性理論による地盤バネ
 $C_e(\omega)$: 弾性理論による減衰係数(逸散減衰)
 ω : 円振動数, i : 虚数単位

式(7.2.3-1)を地盤剛性に相当する実数部と減衰に相当する虚数部に分けると、次式のように書き直せる。

$$K(\omega) = [K_e(\omega) - 2h\omega C_e(\omega)]$$

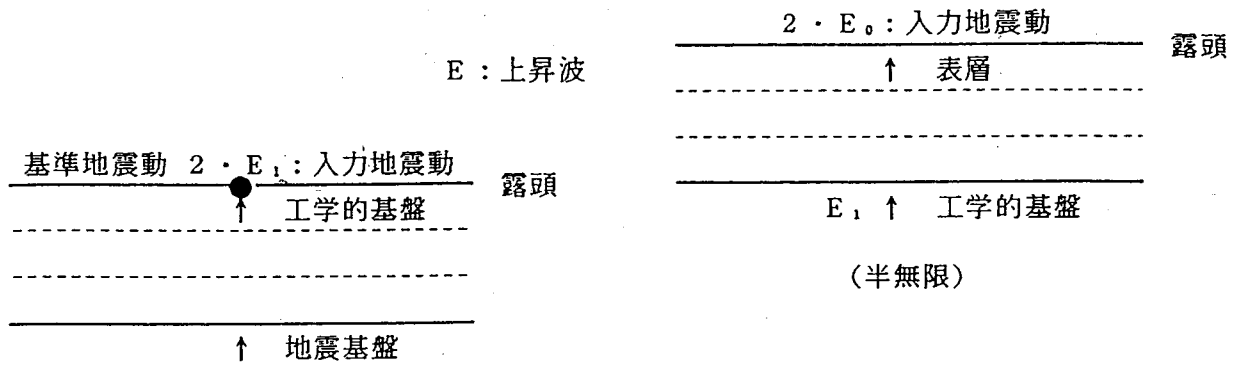


図 7.2.3-1

基盤固定モデルおよび S-R モデルにおける入力地震動と基準地震動

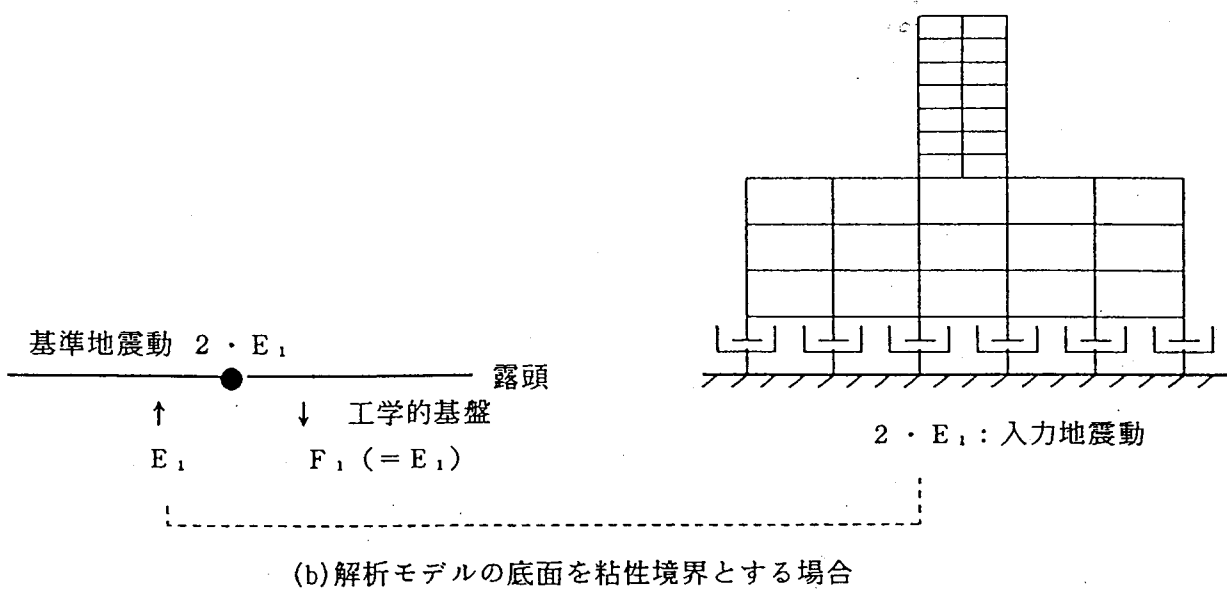
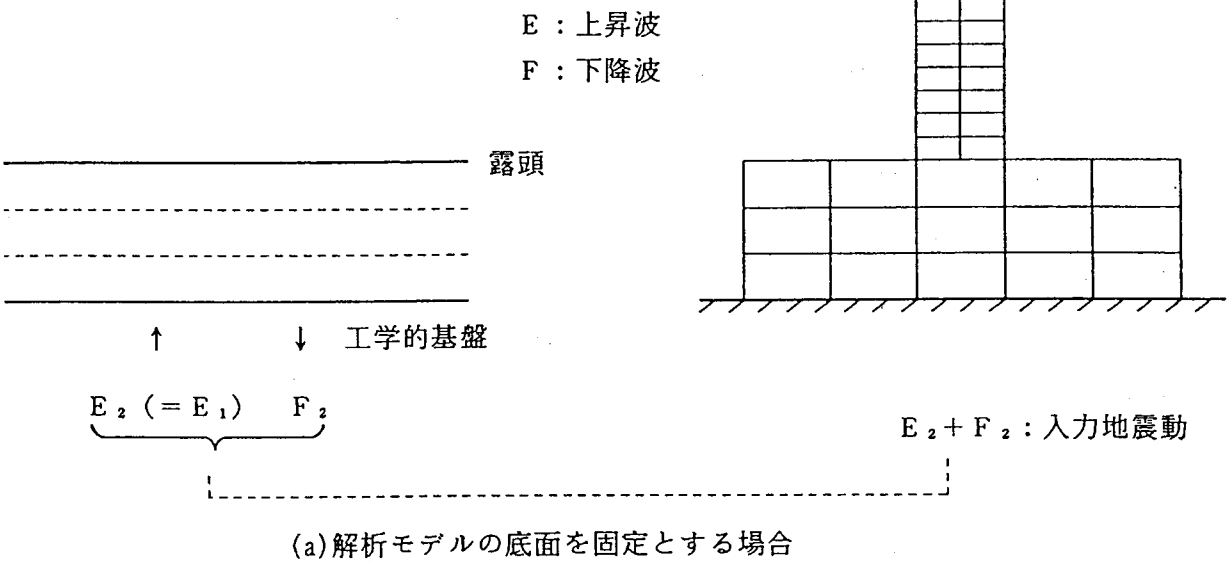


図 7.2.3-2

地盤・建物一体解析モデルにおける入力地震動と基準地震動

$+i [2hKe(\omega) + \omega Ce(\omega)]$ (7.2.3-2)

基本的な事柄として、地盤バネの減衰には振動数に依存する逸散減衰項があるので、地盤バネの減衰定数を定めるときには、地盤・建物連成の固有振動数を考慮しなければならない。式(7.2.3-2)において $Ke(\omega)$ と $Ce(\omega)$ を一定値と考えれば、短周期領域では振動数に比例して増大する逸散減衰の占める割合が大きい、長周期領域では逸散減衰の占める割合が小さく材料減衰が地盤バネの減衰の主要な成分となる。また、地盤に明瞭な成層性がある場合は、表層の固有周期により長周期側では逸散減衰が小さくなることが知られている。以上のような事柄を考慮すれば、長周期の建物の地震応答計算を行う場合には、地盤バネの減衰定数としては、地盤そのものの材料減衰として期待できる範囲に止めておく方が、耐震設計上安全である。地盤バネとして逸散減衰を期待する場合は、理論解析等に基づいて適切に減衰定数を定めることが望ましい。

7.2.4 2方向地震動とそれによる応答

(1) 2方向地震動記録の特性

水平地震動の特性は方向に対してランダムに変動するように見える。図7.2.4-1は耐震設計などでよく使われるいくつかの地動加速度の水平成分の軌跡を示したものである。上から1978年THO30-1FL地震動、1940年のエルセントロ地震動および1952年のタフト地震動の軌跡を表す。このように軌跡は円形、楕円形あるいは正方形状となり、特定の地震動には特定の方向性がみられなくはないが、おしなべてランダムに変動し、直角の2方向成分には特に強い相関はない。

図7.2.4-2は水平地動加速度の最大値(MAX)と標準偏差(RMS)が座標を回転させることによってどのように変化するかを示したもので、値はいずれも平均値によって標準化されている^{7,12)}。上から順に1940年のエルセントロ地震動、1952年のタフト地震動、1962年の仙台501地震動および1968年の八戸地震動の場合を表す。最大値はやや不規則に、平均値の約0.8~1.2倍までの間を変動する。

(2) 地震動の特性の方向による変化

地震動の特性の方向による変化を少し理論的に考察してみよう。 x, y をお互いに直角な水平2方向の地動加速度とし、 x は最大値を持つ方向、 y は最小値を持つ方向に対応するものとする。 x の方向より反時計まわりに θ だけ回転した軸の方向の加速度を x' 、その直角方向の加速度を y' とすると、 x', y' は x, y を用いて次のように表される。

$$\begin{aligned} x' &= x \cos \theta + y \sin \theta \\ y' &= x \sin \theta + y \cos \theta \end{aligned} \quad (7.2.4-1)$$

いま、 x と y の間には相関がないものとする。すなわち、

$$\overline{xy} = 0 \quad (7.2.4-2)$$

ここで上つきのバーは時間平均を表す。式(7.2.4-1)より、

$$\begin{aligned} \overline{x'y'} &= (\overline{x \cos \theta + y \sin \theta})(\overline{-x \sin \theta + y \cos \theta}) \\ &= \frac{\overline{y^2 - x^2}}{2} \sin 2\theta + \overline{xy} \cos 2\theta \end{aligned} \quad (7.2.4-3)$$

となるので、式(7.2.4-3)式を使えば、

$$\overline{x'y'} = \frac{\overline{y^2 - x^2}}{2} \sin 2\theta \quad (7.2.4-4)$$

である。いま、

$$\sqrt{\overline{y^2}} = c \sqrt{\overline{x^2}} \quad (0 \leq c \leq 1) \quad (7.2.4-5)$$

とすると、式(7.2.4-4)式は、

$$\overline{x'y'} = \frac{c^2 - 1}{2} \overline{x^2} \sin 2\theta \quad (7.2.4-6)$$

と書きかえられ、 $c=1$ でない限り、

$$\overline{x'y'} \neq 0 \quad (7.2.4-7)$$

である。つまり、任意の直角2方向の加速度は互いに無相関とはならない。

式(7.2.4-1)、式(7.2.4-2)式より、 x', y' の2乗平均値は、

$$\begin{aligned} \overline{x'^2} &= \overline{x^2 \cos^2 \theta + y^2 \sin^2 \theta} \\ \overline{y'^2} &= \overline{x^2 \sin^2 \theta + y^2 \cos^2 \theta} \end{aligned} \quad (7.2.4-8)$$

となることがわかる。あるいは(7.2.4-5)式を使って(7.2.4-8)式を変形し、

$$\left. \begin{aligned} \overline{x'^2} &= \overline{x^2 (\cos^2 \theta + c^2 \sin^2 \theta)} \\ &= \overline{x^2} \left(\frac{1+c^2}{2} + \frac{1-c^2}{2} \cos 2\theta \right) \\ \overline{y'^2} &= \overline{x^2 (\sin^2 \theta + c^2 \cos^2 \theta)} \\ &= \overline{x^2} \left(\frac{1+c^2}{2} - \frac{1-c^2}{2} \cos 2\theta \right) \end{aligned} \right\} \quad (7.2.4-9)$$

と書いてもよい。

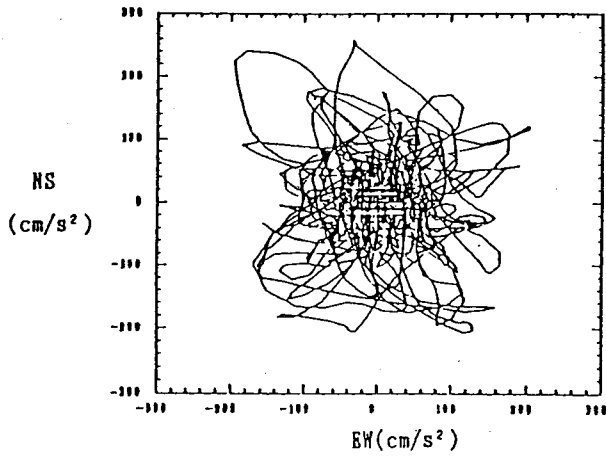
x', y' の相関係数 $\rho_{x'y'}$ は、式(7.2.4-6)、(7.2.4-9)より、

$$\begin{aligned} \rho_{x'y'} &= \frac{\overline{x'y'}}{\sqrt{\overline{x'^2} \overline{y'^2}}} \\ &= \frac{c^2 - 1}{2} \frac{\sin 2\theta}{\sqrt{\left(\frac{1+c^2}{2}\right)^2 - \left(\frac{1-c^2}{2}\right)^2 \cos^2 2\theta}} \end{aligned} \quad (7.2.4-10)$$

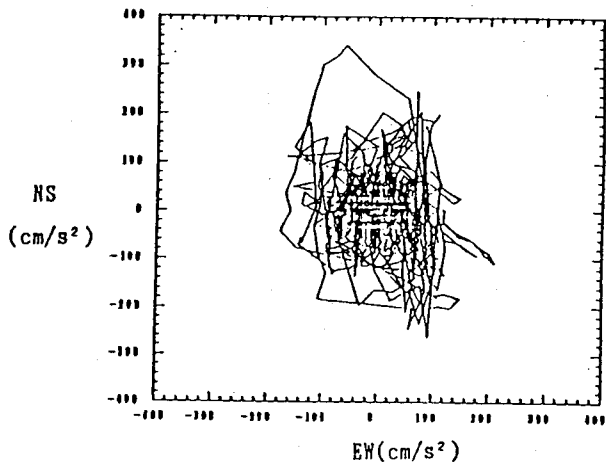
となる。図7.2.4-3に式(7.2.4-10)で表される

$|\rho_{x'y'}|$ と θ の関係を c をパラメータにして示した。

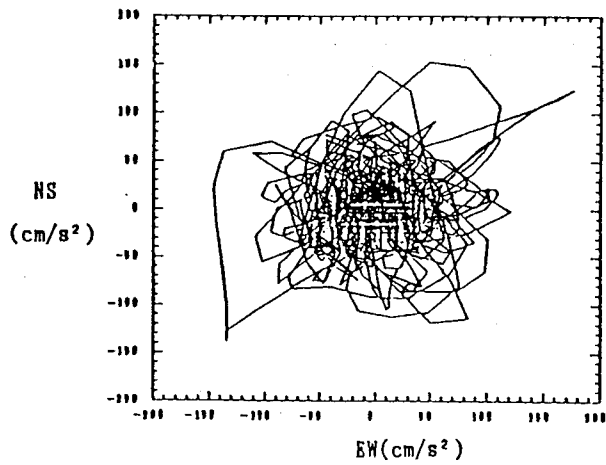
$|\rho_{x'y'}|$ は $\theta = \pi/4$ のとき最大値 $(1-c^2)/(1+c^2)$ をもつ。前述のように実際の地震動では $c=0.8/1.2=2/3$ 程度であるから、 $|\rho_{x'y'}| \leq 0.385$ となる。このように通常 x' と y' の間の相関はそれほど大きくはない。



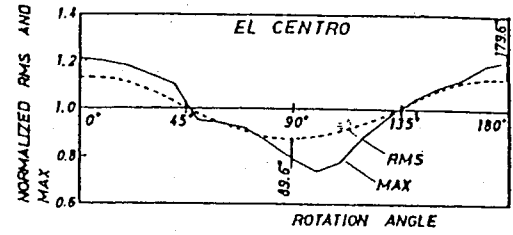
TH030-1FL
(1978)



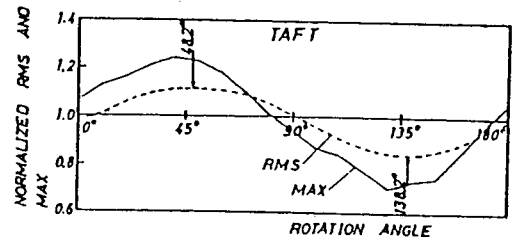
El Centro
(1940)



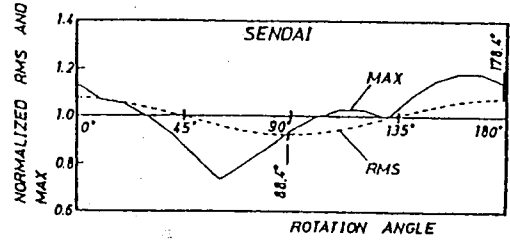
Taft
(1952)



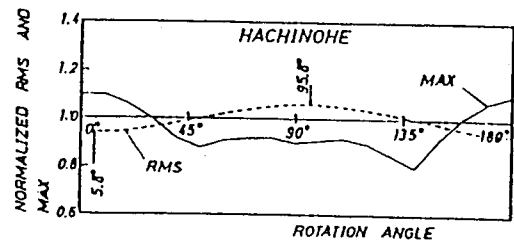
Variation of RMS and Max. Acc. Due to Rotation of Coordinates for El Centro



Variation of RMS and Max. Acc. Due to Rotation of Coordinates for Taft



Variation of RMS and Max. Acc. Due to Rotation of Coordinates for Sendai



Variation of RMS and Max. Acc. due to Rotation of Coordinates for Hachinohe

図 7.2.4-1 水平加速度の軌跡

図 7.2.4-2 座標の回転による特性の変化

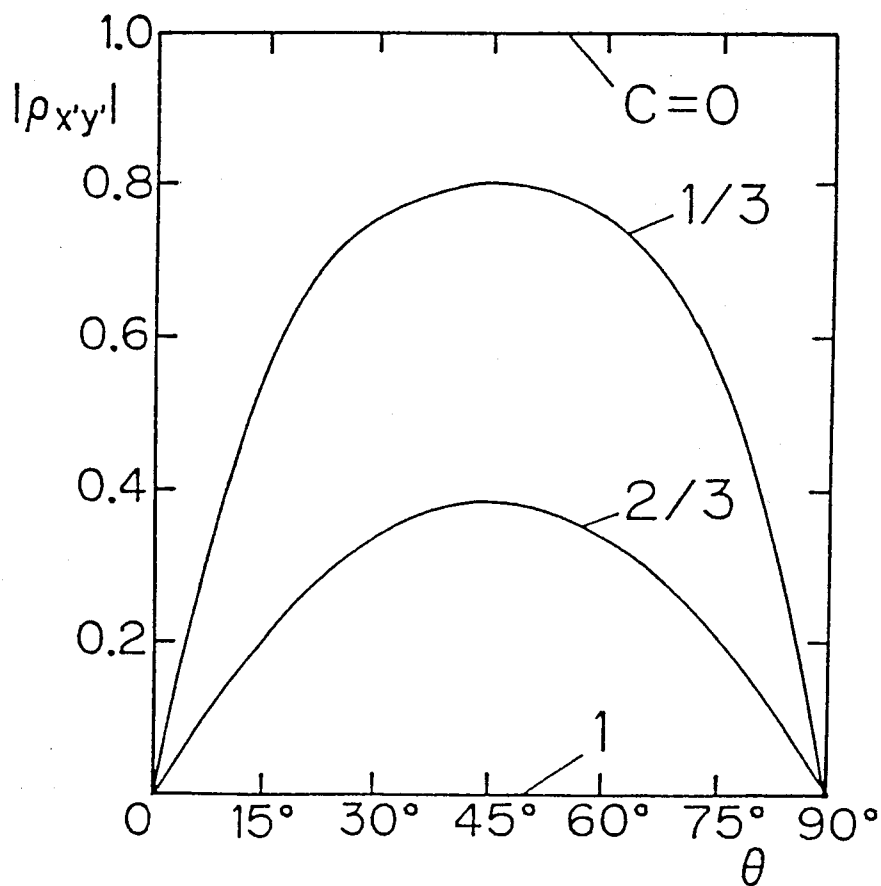


図 7.2.4-3 2 方向入力間の相関係数

模擬地震動を作成して実際に式(7.2.4-10)がどの程度の確からしさで成り立つかを調べてみた。まずNewRC地震動のスペクトル特性を持つ模擬地震動を7波形(No.1~No.7)作成した。ここで位相は全て互いに独立な乱数とした。つまりどの2つの波形の間にも事実上相関はないものとした。そのうちの任意の1波形をx、他の6波形をそれぞれ2/3倍したものをyとみなし、式(7.2.4-1)にしたがってx'、y'を求め、x'とy'の相関係数 $\rho_{x',y'}$ を計算した。結果の1例として波形No.2をxとみなした場合の $|\rho_{x',y'}|$ と θ の関係を図7.2.4-4に6本の線で示した。図中の太い実線は、図7.2.4-3の $c=2/3$ の線と同じものである。6本の線はいずれも太い線の近傍にあり、式(7.2.4-10)がおおむね妥当であることを知ることができる。図7.2.4-5はNo.6波形をxとみなした場合の同様の例である。同じことがこの場合にもいえる。

$|x'|$ の最大値 $|x'|_m$ は式(7.2.4-1)より

$$|x'|_m \approx \sqrt{|x|_m^2 \cos^2 \theta + |y|_m^2 \sin^2 \theta} \quad (7.2.4-11)$$

と書けるが、式(7.2.4-5)が成り立てば、

$$|y|_m = c |x|_m \quad (7.2.4-12)$$

とおけるので、

$$\frac{|x'|_m}{|x|_m} \approx \sqrt{\frac{1+c^2}{2} + \frac{1-c^2}{2} \cos 2\theta} \quad (7.2.4-13)$$

とすることができる。図7.2.4-6に式(7.2.4-13)が表される。

$|x'|_m/|x|_m$ と θ の関係をCをパラメータにして示した。

例えば、 $c=2/3$ 、 $\theta=\pi/4$ のときは、

$$\frac{|x'|_m}{|x|_m} \approx \sqrt{\frac{1+c^2}{2}} = \sqrt{\frac{13}{18}} = 0.850 \quad (7.2.4-14)$$

である。 $|y'|_m$ について同様に展開すれば、

$$\frac{|y'|_m}{|x|_m} \approx \sqrt{\frac{1+c^2}{2} - \frac{1-c^2}{2} \cos^2 \theta} \quad (7.2.4-15)$$

となるので、 $|x'|_m = |y'|_m$ となるような角度は式(7.2.4-13)、

(7.2.4-15)より $\cos 2\theta = 0$ 、すなわち $\theta = \pi/4$ である。

式(7.2.4-14)の値は、このときの $|y'|_m/|x|_m$ でもある。

実際に(7.2.4-13)式がどの程度正しく成り立つかを同様に

模擬地震動を用いて調べてみた。前述の7つの模擬地震動において、No.2波形をxとみなした場合の $|x'|_m/|x|_m$ と θ の関係を図7.2.4-7に6本の線で示した。追加されている太い実線は図7.2.4-6の $c=2/3$ の線と同じものである。6本の線はこの場合も太い線の近傍にあり、平均的に式(7.2.4-13)が成り立っていることを認めることができる。図7.2.4-8はNo.6波形をxとみなした場合の同様の例である。同じことがこの場合にもいえる。

(3) 2方向地震動による2方向の応答

建築物には通常互いに直交する2つの主軸があるので、設計したい方の主軸の方向にxを入力として与え、他方にyを与えるようにして、両主軸の方向の設計を行えばよい。多くの場合はこれで十分であるが、主軸と $\pi/4$ だけ傾いた方向の検討も行いたい場合には、式(7.2.4-1)で $\theta = \pi/4$ とし、

$$x' = \frac{1}{\sqrt{2}}(x+y) \quad (7.2.4-16)$$

$$y' = \frac{1}{\sqrt{2}}(-x+y)$$

という2方向入力を両主軸に与えて応答を求めればよい。前述のように式(7.2.4-16)で与えられる x' 、 y' は同程度の最大加速度をもち、その値は近似的に式(7.2.4-14)で与えられる。このとき、 $|\rho_{x',y'}|$ は0.385である。このような入力による応答と両主軸の方向に $(1/\sqrt{2})x$ を与えて求められる応答(このとき $|\rho_{x',y'}|$ は1である)の間の関係は複雑で、いずれがより安全側の評価になるかは定かでない。 $1/\sqrt{2}=0.707$ は0.850より小さいが、2方向入力による応答R(例えば柱の軸力)は各方向の入力による応答の単純和となり、 $|R|$ の最大値は、

$$|R|_m = \frac{1}{\sqrt{2}} 2 |R_x|_m = \sqrt{2} |R_x|_m = 1.41 |R_x|_m \quad (7.2.4-17)$$

となる。一方、式(7.2.4-16)による応答は、両方向の応答の間の相関を無視すれば、

$$\begin{aligned} |R|_m &\approx \sqrt{|R_x|_m^2 + |R_y|_m^2} = \sqrt{|R_x|_m^2 + |R_y|_m^2} \\ &= \sqrt{1+c^2} |R_x|_m = 1.20 |R_x|_m \end{aligned} \quad (7.2.4-18)$$

となり、上式の値より小さめになるからである。

なお、(7.2.4-1)式より、

$$\begin{aligned} x'^2 + y'^2 &= (x \cos \theta + y \sin \theta)^2 + (-x \sin \theta + y \cos \theta)^2 \\ &= x^2 + y^2 \end{aligned}$$

(7.2.4-19)

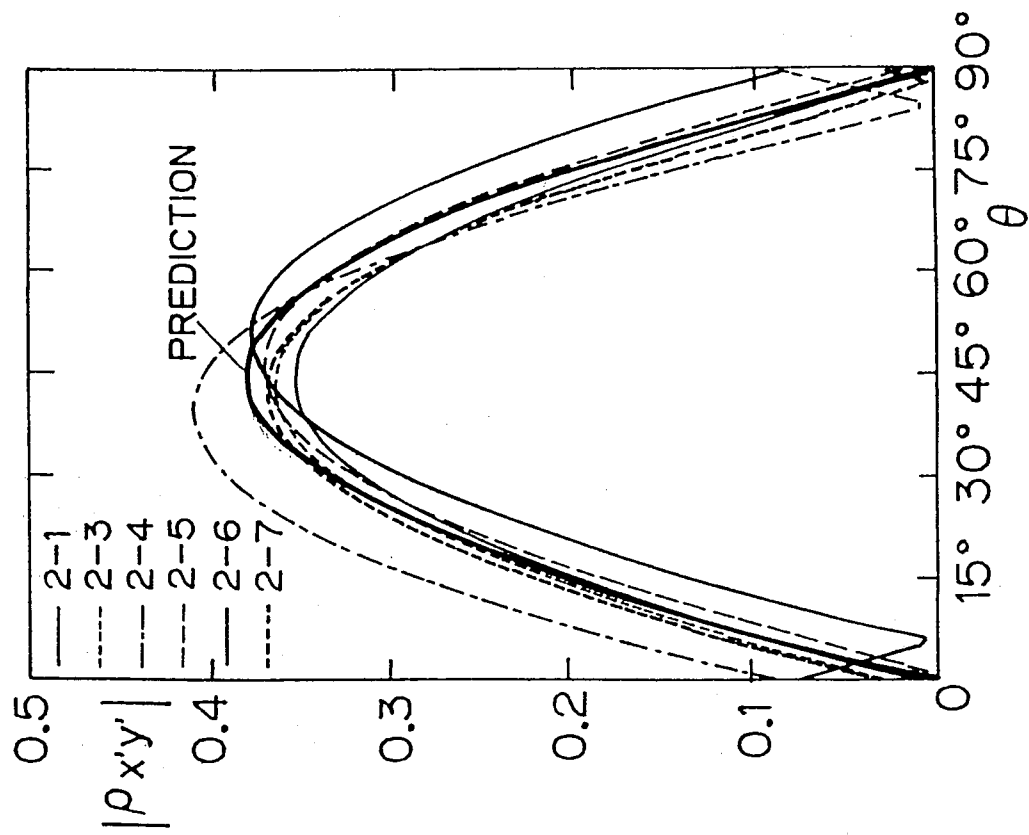


図 7.2.4.4 2 方向入力間の相関係数
(NO.2 波形を x とした場合)

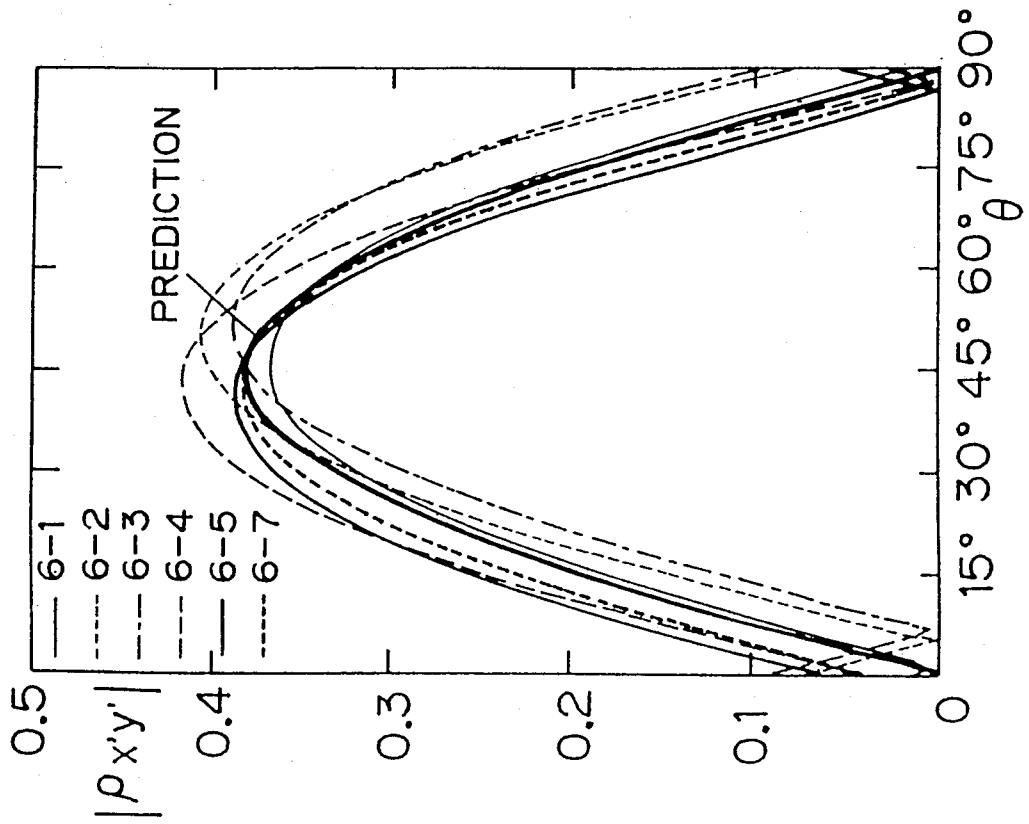


図 7.2.4.5 2 方向入力間の相関係数
(NO.6 波形を x とした場合)

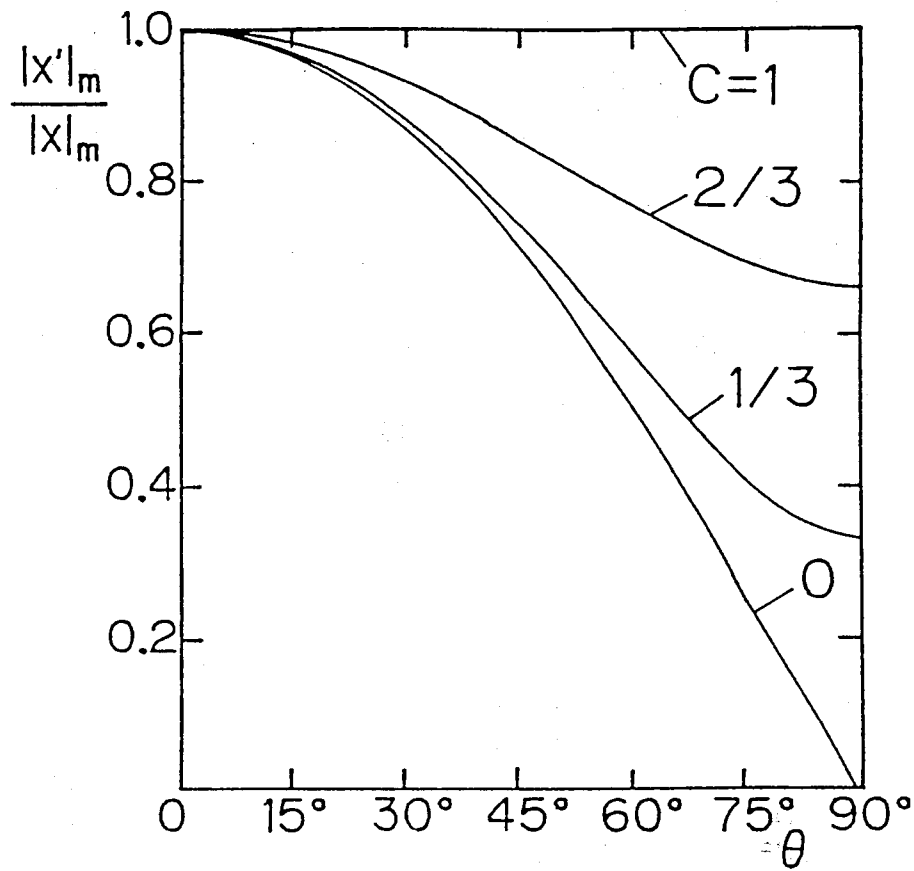


图 7.2.4-6 最大加速度比

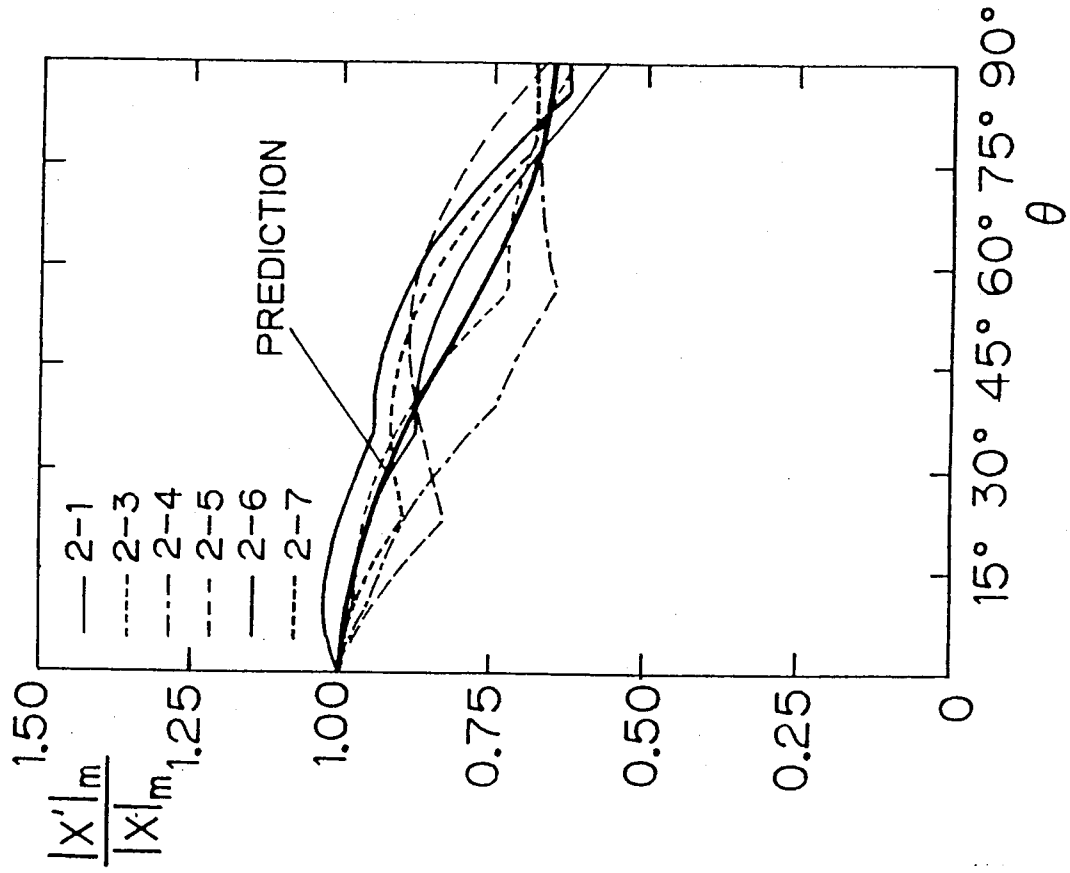


図 7.2.4-7 最大加速度比
(NO.2 波形を x とした場合)

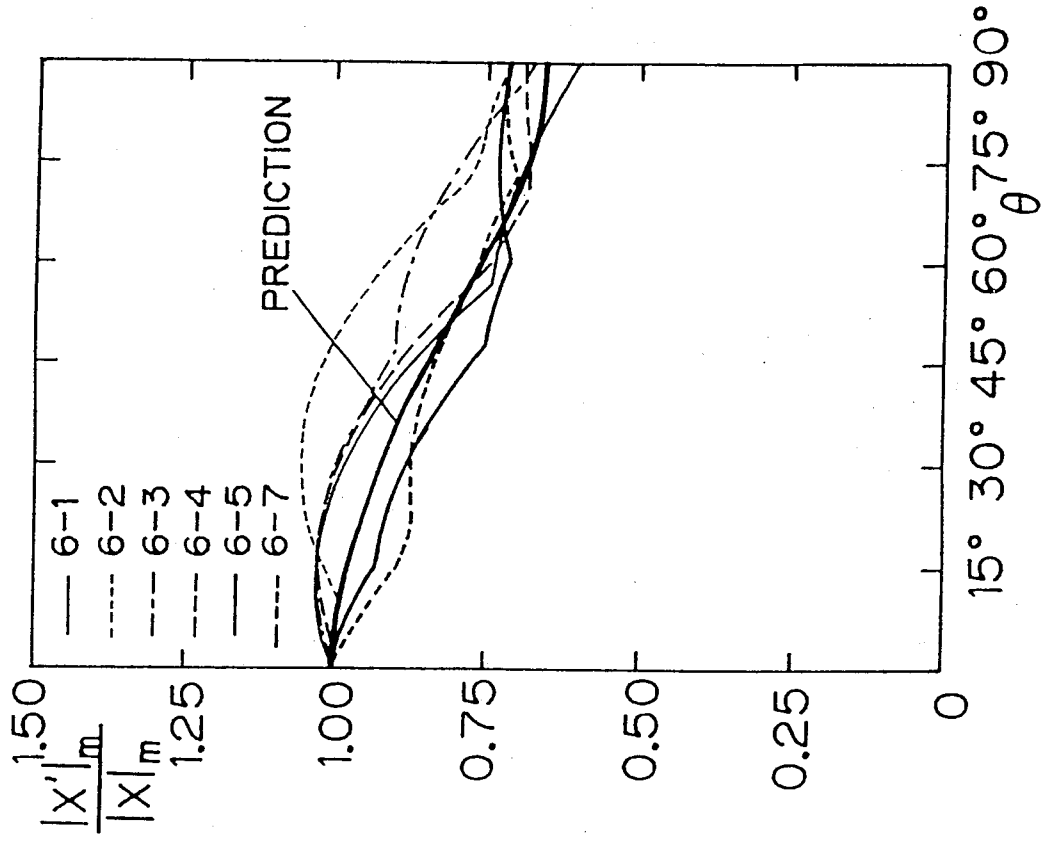


図 7.2.4-8 最大加速度比
(NO.6 波形を x とした場合)

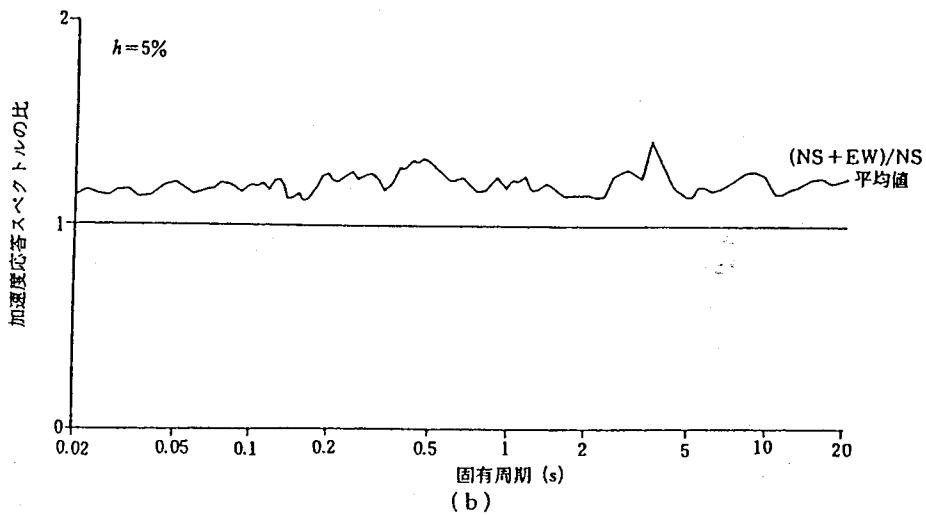
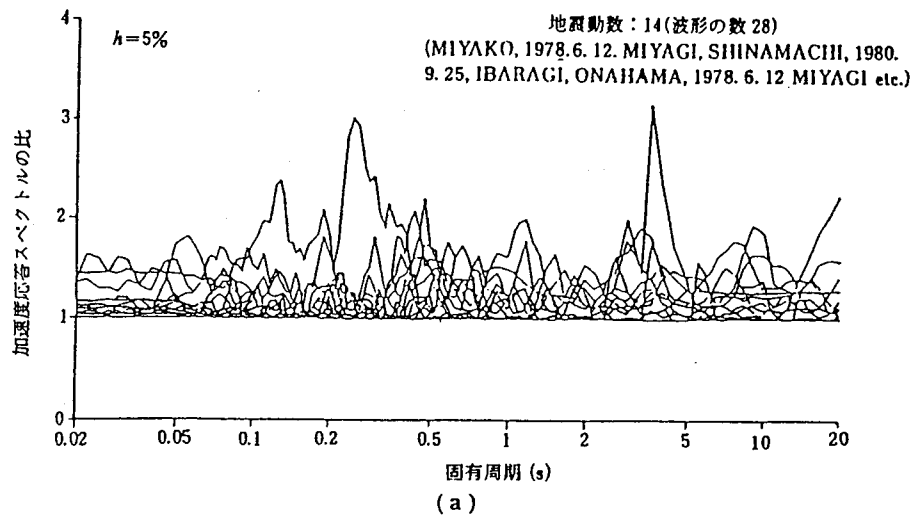


図 7.2.4-9 2 方向同時入力による応答の増大率

であるから、各方向の入力の2乗和は θ によらず一定となり、両方向入力による応答の間の相関が無視できれば、どの方向の応答も、

$$\begin{aligned} |R|_m &= |R_x + R_y|_m \\ &\approx \sqrt{|R_x|_m^2 + |R_y|_m^2} = \sqrt{1+c^2} |R_x|_m \end{aligned} \quad (7.2.4-20)$$

によって近似的に評価できる。

以上の考察では、建築物の特性は線形であること、またねじれ振動が無視できるようなものであることを前提としていることに注意されたい。

参考までに水平2方向の固有周期が等しい線形の1質点系に、水平2方向の地震動を作用させた場合の最大加速度応答をスペクトル比の形で表したものを図7.2.4-9に示す^{7.13)}。ここでスペクトル比とは、NS方向入力の最大応答値(通常の応答スペクトル)に対する2方向入力による最大応答値の比のことである。これは1より小さくなることはない。上の図は14個の地震動(28波形)によるスペクトル比を重ね書きしたものであり、下の図はその平均である。2方向入力による応答スペクトル1方向入力によるその平均1.2倍程度となっている。応答と入力は同じものではないが、これは、7.2.4節の(1)で述べた1.2倍という数字と大体対応していると考えてもよい。

実際の構造物を対象とする場合には、前述したように事情はもっと複雑である。1方向入力による応答と2方向入力による応答の関係は、構造物の周期、平面形状、高さ、平面的および立面的な剛性分布や強度分布などに依存するし、梁や柱という部材の種類、またその部材の位置によって異なるものとなる。1方向入力だけで代表できる場合もあれば、2方向入力を考慮して何らかの補正をしなければならない場合もある。正確を期すためにはそういうことをきめ細かく吟味すべきである。

(4) 2方向模擬地震動の作成

水平2方向地震動の同時入力による応答を求めたい場合には、2方向模擬地震動を次のような考えに従って作成すればよい。

設計用地震動はその地点で考慮すべき水平地震動の任意の方向の最大値とみなされるものであるから、NewRC地震動も前述の(平均値)×1.2の地震動と考えるのが適当である。したがって、直角方向にはその2/3倍の地震動が暗にあるものとする。両者の間には確率的な相関はないとしてよい。そこで、直角方向の模擬地震動が必要な場合には、スペクトルの値を比例的に2/3倍し、1方向地震動とは独立の乱数を位相として用い、同様の手順に従ってそれを作成すればよい。実地震動記録の位相を1方向地震動の位相に用い

た場合には、その直角方向の位相を多方向のそれに用いる。1方向地震動を1/1.2倍したものと、それと同じスペクトル値をもち位相を前述のように設定した地震動を作成し、その2つを両方向の模擬地震動と考えてもよい。このような入力による応答は前の場合の応答と同じではないが、近似的には同等のものになると期待してよい。

7.2.5 上下地震動特性とその設計用入力地震動への取扱例

(1) 上下動特性に関する既往文献調査

上下動特性は一般に水平成分との関連から検討されることが多い^{7.14), 7.15)}。ここでは(a)表層地盤の上下動特性、(b)最大値とスペクトル値の上下動と水平動との関係から既往文献を分類した。以下に概要(観測記録の種類、分析尺度、代表的な指摘事項等)を列記する。

(a) 表層地盤の上下動特性

- 1) 石田(1978)はSV波入射による2層地盤モデル解析を行った。地盤が軟弱なほど、SV波の入射角が大きくなるほど水平動に対する上下動の値は大きくなる。
- 2) 佐藤(1982)は多層地盤のSV波の伝播に関する解析を行った。入射角によっては上下動の伝播特性が水平動のそれより大きくなる。
- 3) 興野ら(1989)は鉛直アレー地震観測で得られた記録をもとに、地表と地中の上下動のスペクトル比、波動伝播特性の検討を行った。上下動の増幅特性はP波の鉛直入射仮定で説明できる。
- 4) 藤堂ら(1989)はインベリアルバレー地震(1979)における本震の上下動を余震記録をもとに合成した。合成結果と本記録との対応度は断層近くの記録を除けば比較的よい。
- 5) 植竹ら(1990)は福島県いわき、富岡での鉛直アレー観測記録をもとに上下動の増幅特性について検討した。上下動の初期部分と主要動部分以降のフーリエスペクトル比は0.4~0.5、地震基盤($V_s \approx 2 \sim 3 \text{ km/s}$)以浅の卓越周期は同じで、P波の重複反射理論で概ね説明できる。上下動と水平動との卓越周期の比はP波速度とS波速度との比に反比例する。
- 6) 小林ら(1990)は東京都江東区の洪積地盤内での5種の地震記録をもとに、地震動の上下動成分と水平成分との振幅特性について検討を行った。地震基盤以浅の上下成分と水平成分との振幅比はP波、SV波の重複反射現象で概ね説明できる。
- 7) 武村ら(1990)は断層面上の不均質すべりを考慮した地震動評価法により、日本海中部地震(1983)における不老不死、秋田、酒田での上下動シュミレーション解析を行った。周期0.02~5秒の範囲で観測記録との一致度は良好である。
- 8) 渡壁ら(1990)は仙台地域における高密度強震観測記録をもとに統計的手法により震源・伝播特性と地盤特性の分離を

- 行った。水平動と上下動の震源・伝播特性の地震による相対的な変化は類似の傾向を示す。
- (b) 最大値とスペクトルの上下動と水平動との関係
- 1) Newmark N. M. ら(1973)は米国における14種の強震動記録をもとに超過確率を考慮した設計用応答倍率スペクトル(水平動、上下動)を提案した。上下動の応答倍率は $3H_z$ 以下で水平動より小さく、その比は約0.67である。
 - 2) 森岡ら(1974, 1976)は東京湾北部地震(1894)、浦賀水道地震(1922)、関東地震(1923)での東京本郷におけるユースリング円盤式強震計による上下動記録の数値化と解析を行った。浦賀水道の地震では上下動の最大加速度は水平動の約75%である。上下動の応答スペクトルは水平動のスペクトルと概して相似的で、0.2~0.3秒、0.4~0.45秒、1~1.5秒で卓越する。
 - 3) 石田ら(1978)は松代群発地震の観測記録をもとに、水平動(最大値の2乗和平方根)に対する上下動の最大加速度比について数量化理論I類により分析を行った。最大加速度比は0.1~0.3である。
 - 4) 久保(1978)はサンフェルナンド地震(1971)の記録をもとに主軸分析を行った。初動部分では上下動は水平動より大きく、主要部分では水平動が大きくなる。
 - 5) Trifnac M. D. (1979)はMが3~7.7の186種の観測記録をもとに、加速度フーリエスペクトルに対して統計解析を行った。0.1~10秒の周期範囲で上下動のスペクトル値は水平動のスペクトル値より小さく、両者の比は0.5~1.0である。0.1秒以下の周期範囲で上下動の値は水平動の値と同じかまたは大きい。
 - 6) Trifnac M. D. ら(1979)は5)と同一の記録をもとに、擬似応答スペクトルについて水平動に対する上下動の比について回帰分析を行った。水平動に対する上下動の応答スペクトル比は約0.45~0.70である。
 - 7) 田中ら(1979)は1953~1972年間に東京周辺で発生した地震のうち、8地震について東京大手町での気象庁1倍強震計記録の上下成分の数値とスペクトル解析を行った。距離の遠近や震源深さによりスペクトルの形は一定しない。加速度スペクトルでは1~2秒、4~5秒に、変位スペクトルでは5秒前後にピークがみられ、水平動成分と比較すると上下動の卓越周期は異なる。
 - 8) 北川ら(1979)は1967~1973年間の気象庁1倍強震計で得られた最大変位振幅値をもとに、上下動と水平動(2成分の2乗平方根)との比の頻度分布を求めた。東京の場合最頻値は0.43付近にあり、マグニチュードが大きくなるとその値は増大する傾向にある。気象庁全観測点の90%以上での最頻値は0.25~0.65、このうち0.3~0.55が最も多く、地盤特性の影響が大きい。
 - 9) 渡部ら(1981, 1982)は硬質地盤における22種の観測記録をもとに上下動と水平動の回帰分析を行った。震源付近での上下動と水平動の加速度値はほぼ同じである。距離が増すと水平動に対する上下動の最大加速度はほぼ0.4~0.6である。
 - 10) 太田ら(1984, 1982)は151種の岩盤アレー観測記録をもとに、P-S部分、S波到達以降の部分に分け、水平動と上下動との最大値の関係を検討した。上下動のP-S部とS波到達以降の部分との比は1以上となり、その傾向は応答スペクトルでも同様である。S波到達以降の部分について水平動に対する上下動の最大加速度比は概ね1以下で、P-S部についてその比は1以上の場合もある。
 - 11) 川島ら(1986)は119種の上下動記録をもとに、各種地盤種別毎に水平動と上下動の応答スペクトルについて回帰分析を行った。水平動に対する上下動の最大値および応答スペクトル比はマグニチュードおよび震央距離に無関係で、その値は約0.33である。
 - 12) 田中ら(1986)はStrong Motion Earthquake Records in Japanに記載されている記録をもとに上下動と水平動との比の頻度分布を求めた。最頻値は0.3付近である。10gal以上の場合、最頻値の平均値は 0.42 ± 0.29 、20gal以上の場合 0.5 ± 0.39 である。
 - 13) 清水ら(1988)は宮城県での高密度アレー地震観測記録をもとに、水平動と上下動との振幅比の回帰分析、速度応答スペクトル比を求めた。水平動と上下動との最大振幅比は地表で0.5を下回り、地中で0.5を上回る。水平動と上下動との速度応答スペクトル比は0.7秒以上の周期でマグニチュードにより変動し、0.1~5秒の周期範囲で0.2~0.8程度である。
 - 14) 横田ら(1988)は越中島、芝浦での地震観測記録をもとに上下動スペクトルの回帰分析を行った。一般に震源を茨城南西部とする地震動は他の地域での地震動に比べて大きい。0.05秒~0.5秒の周期で震源を東京湾北部とする地震動は他地域での地震動に比べて大きい。また上下動スペクトルは水平動スペクトルの0.3~0.5である。
 - 15) 市川ら(1989)は仙台高密度強震観測記録をもとに、上下動と水平動とのフーリエスペクトル比を求めた。地盤条件によって上下動が大きい場合と小さい場合がある。
 - 16) 藤井ら(1989)は累積パワーの5~85%を継続時間とした場合の上下動と水平動との比較を行った。上下動の累積パワーは水平動と比較して、初期部分で大きく、主要部分で小さい。パワーの上下動と水平動との比は初期部分で2~3、主要部分で0.4~0.6程度である。継続時間は上下動の方がやや長い。
 - 17) 土屋ら(1986, 1990)は震源に近い観測点で得られた日米

での観測記録をもとに、最大加速度の水平動（2成分の平均値）に対する上下動の比について回帰分析を行い、ロムブリュータ地震（1989）での観測記録から得られた値との比較検討を行った。水平動と上下動の最大加速度との比は震央距離が近い場合には1、遠くなるにつれてその比は減少する。

- 18) 渡部ら（1990）は米国における61種の観測記録をもとに、最大加速度応答スペクトルの上下動と水平動との関係について検討した。上下動と水平動の主要動に対する最大値（2成分の平均値）との比は平均的に0.53である。加速度応答スペクトルの中心周期での水平動に対する上下動の比は平均的に0.68である。
- 19) 高崎ら（1990）は仙台高密度強震観測記録をもとに、S波主要動部分での最大加速度の上下動と水平動との比は地盤の硬軟に関わらず約0.5である。S波速度500m/s以上を有する地層での上下動と水平動の加速度応答スペクトル値はほぼ等しいが、100m/sを有する地表層での上下動のスペクトルは水平動に比べて短周期側に移行する。
- 20) 大川ら（1990）は仙台市郡山での鉛直アレー記録をもとに最大加速度と減衰5%の加速度、速度応答スペクトルの上下動と水平動との比について検討を行った。最大加速度の上下動と水平動との比は0.3~0.7で、地層深部でその値は大きい。
- 21) 矢花ら（1990）は1980年~1987年のM \geq 6の地震について岩盤上で得られた観測記録をもとに、上下動と水平動との振幅比について検討した。最大加速度比について震央距離の依存性は小さく、横ずれ断層時の振幅比は0.76、縦ずれ断層時の振幅比は0.68である。速度応答スペクトル比について0.1秒以下の周期で大きくなる。フーリエスペクトル比についても同様の傾向を示すものの、特に縦ずれ断層時にその傾向は顕著で、0.25秒以下の周期領域でその値は1.5以上となる。

(2) 設計用入力地震動における上下動の取扱い例

上下特性は、(1) 既往文献調査結果からも分かるように一般に水平動成分との関連から検討されることが多い。また水平動に比べて解析例の数も少なく、使用した地震動記録の種類も異なること等を併せて考えると、上下動特性に関して解析すべき点が数多く残されている。これまでの指摘された事項を概観すると、

- 1) 上下動は水平動と比較して、最大加速度値は1/3~2/3であり、震央距離が小さい場合その比は大きくなる。
- 2) 上下動のスペクトル特性は水平動のスペクトルと比較して相対的に短周期側に移行し、その形状は類似している。また上下動と水平動のスペクトル比は短周期側で大きく、長周期側で小さい。その値の範囲は0.5~1.0とな

っている。

立面的、平面的に不整形な建築物、長スパンを有する建築物等を対象に動的設計を行う場合、3次元地震動として上下動成分が重要となる。これらの状況のもと水平動との関係から上下動の模擬地震動作成手法の検討が行われているが、さらに強地震動記録の蓄積を推進するとともに、上下動特性のより詳細な解明が必要である。以下に設計用入力地震動での上下動の模擬地震動作成上の取扱い例を述べる^{7.14), 7.15)}。

上下動の地震動における設計用応答スペクトル（減衰定数5%）は地震活動度係数、工学的基盤（ $V_s=400\text{m/s}$, $N\geq 50$ ）における上下動基準応答スペクトルおよび上下動地盤増幅特性の積として表される。ここで上下動基準応答スペクトルは水平動基準応答スペクトルに上下動成分と水平動成分との比率（上下動成分係数）を乗じることによって求められる。この上下動成分係数は、上下・水平動の応答スペクトル比により評価されている。これまでに提案されているスペクトル比として0.02秒<周期(T)<0.2秒の範囲で0.6~0.8程度、0.2秒<T<10秒の範囲で0.5程度となっている。

一方、工学的基盤以浅の上下動地盤特性は地盤種別毎の動特性の違いによらず短周期領域で共通して増幅し、ピーク値のバラツキも比較的少ないことから、地盤の種類によらず単一の増幅特性として表されている。これまでに提案されている増幅特性として、0.02秒<T<0.2秒の範囲で1.2~1.5、0.5秒<周期Tの範囲で1.0となっている。

7. 3. 設計用外力分布作成のための検討

7.3.1 地盤・建物の相互作用の地震力分布形に及ぼす影響

40階ダブルチューブ構造設計建物を対象として、地盤-建物の相互作用効果による設計用外力分布形への影響を考察した。手法としては地震動特性ならびにスウェーローッキングモデルの振動系を全て確率量で表し、ランダム振動理論に基づいて、地震時の応答を応答最大値の平均と、平均値まわりの変動（変動係数で表現）によって評価した。解析モデルの相互作用モデル諸定数を表7.3.1-1に示す。スウェイ比2%、ロッキング比50%の組み合わせのモデルは、地盤のせん断波速度がほぼ $V_s=100\text{m/s}$ で杭なし・基盤・地盤を想定している。

図7.3.1-1に相互作用による減衰の増加を考慮したモデルについて、ロッキング比の違いによる応答量を比較した。応答層せん断力係数そのものはロッキングの増加とともに著しい減少を示している（a図）。1階のベースシア係数で0.23→0.16→0.085）。しかしながら層せん断力係数を1階のベースシア係数で規準化すると（b図）分布形にはほとんど差が生じていない。

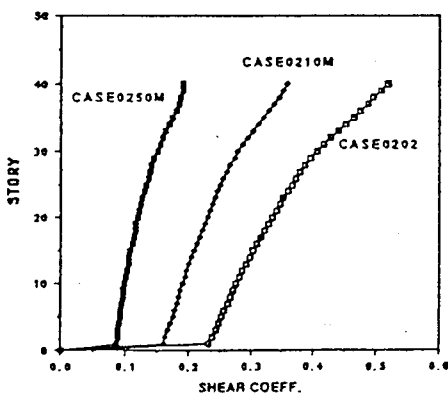
図7.3.1-2には相互作用による減衰の増加を考慮したモデ

表 7.3.1-1

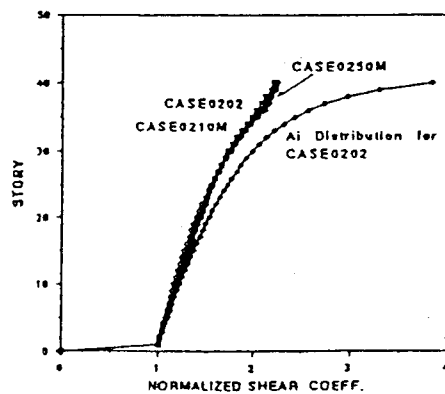
解析モデルのスウェイ及びロックンクばね定数、平均と変動係数

モデル*	$\bar{\gamma}_S$ (%)	$\bar{\gamma}_R$ (%)	$\bar{\gamma}_e$ (%)	スウェイばね の平均 \bar{k}_S (t/cm)	ロックンクばね の平均 $\bar{k}_R \times 10^{10}$ (t · cm/rad)	スウェイばねの 変動係数 $\tilde{\sigma}_{KS}$	ロックンクばねの 変動係数 $\tilde{\sigma}_{KR}$
CASE0202	2	2	96	5227.2	99.072	0.2	0.2
CASE1002 CASE1002M	10	2	88	958.3	90.816	0.2	0.2
CASE1002D						0.4	0.4
CASE0210 CASE0210M	2	10	88	4791.6	18.163	0.2	0.2
CASE2010D						0.4	0.4
CASE0250 CASE0250M	2	50	48	2613.6	1.981	0.2	0.2

- * モデル記号 ; CASEのあとの 4 桁の数は左側 2 桁はスウェイ比を、右側 2 桁はロックンク比を示す。
- * 末尾に D がついたモデルは、スウェイ、ロックンクばねの変動係数を 0.4 にしたもの。
- * 末尾に M がついたモデルは 1 次減衰定数 \bar{h} が 3 % でなく、相互作用による減衰効果を加味したモデル。CASE1002M、CASE0210M は $\bar{h} = 6\%$ 、CASE0250M は $\bar{h} = 15\%$ とした。



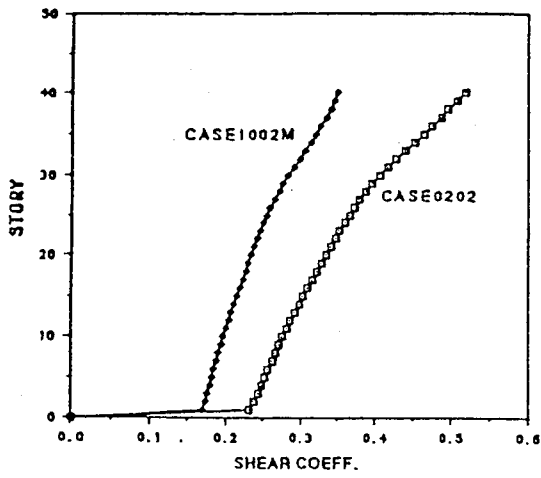
(a) 応答層せん断力係数



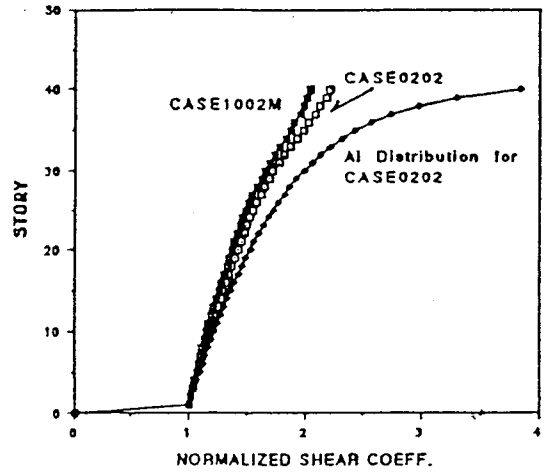
(b) 基準化した応答層せん断力係数と A_i 分布の比較

図 7.3.1-1

相互作用による減衰の増加を考慮したモデルにおけるロックンク比の違いによる応答量の変化



(a) 応答層せん断力係数



(b) 基準化した応答層せん断力係数
と A_1 分布の比較

図 7.3.1-2 相互作用による減衰の増加を考慮したモデルにおける
スウェイ比の違いによる応答量の変化

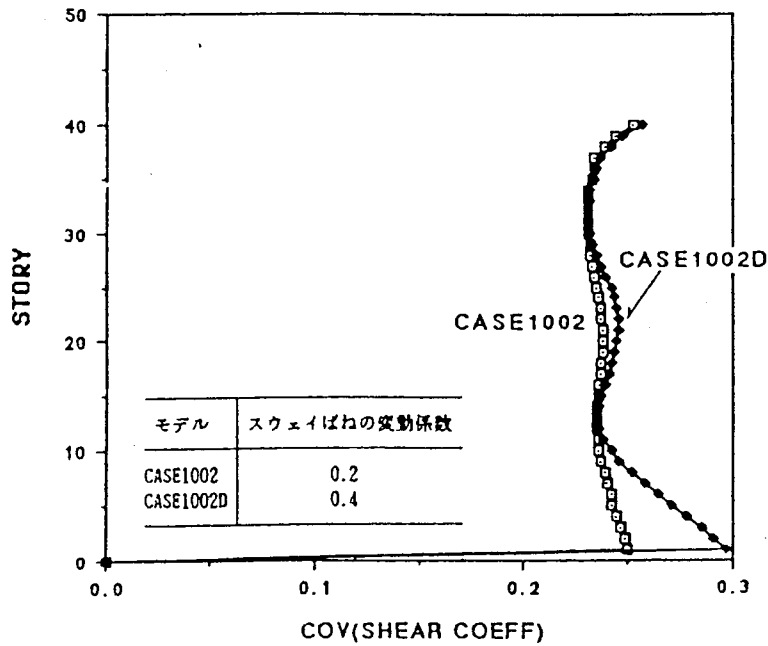


図 7.3.1-3 層せん断力係数の変動係数
- スウェイばね定数の変動係数の影響 -

ルについて、スウェイ比の違いによる応答量を比較した。1階のベースシア係数は、CASE0202の0.23からCASE1002Mでは0.17に減少する。規準化後の層せん断力係数分布（b図）によれば、CASE0202に比べてスウェイ比の大きなCASE1002Mでは頂部の規準化層せん断力係数が2.22から2.05へと8%ほど減少している。このことは、上述のようにロッキングの違いによって応答層せん断力係数の分布がほとんど変化しないのと比べると、対照的である。しかしながらスウェイ比 r_s が高々10%程度であれば、層せん断力係数の分布形にその影響を考慮しなければならぬほど有意な差ではない。むしろ規準化前のベースシア係数の値そのものに顕著な差を認めるべきであろう。

地盤自体の物性はもとより、現実の現象を単純にスウェイ、ロッキングばねによる相互作用モデルとして表現することの不確実さもあって、スウェイ、ロッキングばねを評価する際かなりの変動を考慮すべきであろう。本解析標準モデルでは、スウェイ、ロッキングばねの変動係数はいずれも0.2としたが、これを0.4とした場合についても試算し、これによって応答量の変動係数がどのように変化するかを考察した。図7.3.1-3はスウェイばね定数の変動係数の影響をみたものであるが、スウェイばね定数の変動係数が大きいと、特に下層の層せん断力係数の変動係数が増加するという傾向を示している。ロッキングの卓越したモデル（CASE210）についても、ロッキングばね定数の変動係数の影響を調べたが、この場合は、スウェイばね定数のような顕著な影響はみられなかった。

以上をまとめると、

- 1) ロッキング、スウェイによって層せん断力係数の分布形は大きく変化しない。
- 2) 層せん断力係数の分布形は、 A_i 分布ほどトップヘビーとはならない（ただし減衰は剛性比例型）。
- 3) しかしながら、減衰一定型では頂部の層せん断力係数が増すこと、全階を通じて層せん断力係数の変動係数がかなり大きいこと、さらに層せん断力係数の変動係数が中層～下層階に比べて頂部ではやや増加していることもあり、必ずしも頂部の層せん断力係数を低減すべきではないと考えられる。
- 4) 層せん断力係数の変動係数は、下層階ではスウェイばね定数の変動係数が増加すると増加する傾向にある。このことは、スウェイばね定数の評価によって層せん断力係数は下層階で変動しやすいことを示している。

以上は40階、高さ200mの試設計建物を対象としたケーススタディから導かれたものであるが、NewRC設計ガイドラインの適用下限高さ45m程度の、比較的高さの低い、かつそれほど固有周期の長くない建築物にあって、かつ、ロッキング、スウェイがかなり見込まれる場合、相互作用の影響は相対的に

大きくなるのが一般的なもので、相互作用効果を考慮した振動モデルに対する予備応答解析やSRSS法に基づいて、適切な分布形を定める必要がある。

7.3.2 地盤・建物の相互作用を考慮した設計事例

地盤-建物の相互作用を考慮した高層建物の設計用外力分布について検討する資料を得るため、実際に建設された建物を対象に、設計時の地震応答解析によって得られた層せん断力係数の分布について調査した。調査した範囲で得られた事柄を要約すると、以下の通りである。

設計用層せん断力係数の高さ方向の分布形は A_i 分布を用いることが多い。基礎固定モデルおよび地盤-建物連成モデルによる地震応答解析により得られた規準化応答層せん断力係数の分布に対して、 A_i 分布による規準化設計用層せん断力係数の分布は、建物上部でかなり上回る場合がある。建物上層階では応答層せん断力係数の分布が変動することが多く、設計用層せん断力係数の分布との対応が悪い場合がある。基礎固定モデルと地盤-建物連成モデルの応答層せん断力係数の分布においては、下部構造のモデル化と応答層せん断力係数の分布との相関は明らかではなかった。むしろ建物の振動特性や入力地震動の特性などの影響が大きいと考えられる。

7.4. おわりに

7.1 「はじめに」で述べた2つの課題、検討用入力地震動の作成と設計用外力分布の検討に関する研究の内容をそれぞれ7.2節と7.3節に要約した。

7.2.1 では、検討用入力地震動として提案した地震動（NewRC地震動）のレベルがどの程度のものに対応するかをまとめた。この地震動のスペクトルレベルは再現期間400年程度のものに相当し、建物の供用期間を100年とすると、これを上回る強さの地震動が襲来する確率は20%程度とすることを述べた。

7.2.2 では、NewRC地震動のスペクトルに見合った地震動波形がどのようなものであるかを解説した。模擬地震動波形の作成方法を概説し、具体的に作成されたいくつかの波形を例示してその特性を考察した。

7.2.3 では、地震動応答解析に用いられる振動モデルとそこに入力として与えられる地震動との関連について解説した。NewRC地震動は露頭した工学的基盤における地震動として定義されたものであり、振動モデルによってはこれをそのままの形で用いることができず、相応の修正を施す必要があることを典型的ないくつかの例について具体的に説明した。

7.2.4 では、水平2方向の地震動とそれによる建築物の応答の特性を概説した。応答解析に2方向地震動が必要な場合には、NewRC地震動を1方向の地震動とし、そのスペクトルレベルを2/3倍し、それとは独立の位相を用いて作成

されたものを他方向の地震動とすればよいことを述べた。

7.2.5 では、上下方向地震動の特性を解説した。多くの文献を調査して、上下地震動の強さとスペクトル特性が水平地震動のそれとどのように違うかを述べた。既往の設計用の上下地震動についても触れた。

7.3.1 では、試設計建物を対象として、地盤・建物の相互作用が建物の外力分布に与える影響を要約した。スウェー・ロッキングを考慮しても層せん断力係数の分布形はあまり変化せず、またいわゆるA_i分布ほどトップヘビーとならないことを述べた。

7.3.2 では、既往の8件の高層建物の設計例を比較した。相互作用を考慮した場合と外力分布には系統的な差がみられないこと、建物上部の外力分布はA_i分布よりも小さめになることが多いことを述べた。

参考文献

- 7.1) 北川良和、西出俊夫、“断層モデルによる強震地動予測手法に関する研究”、第8回地震工学シンポジウム、1990
- 7.2) 小林啓美、翠川三郎、“半実験式に基づく震源域近傍での地震動スペクトルの推定”、第18回自然災害科学総合シンポジウム、1981.
- 7.3) 石田勝彦、“強地震動スペクトル特性の評価に関する考察”第7回日本地震工学シンポジウム、1986
- 7.4) 嶋悦三他、“東京の基盤構造、その2”、東京大学地震研究所彙報、1976.
- 7.5) 高層建築物構造評定委員会、“高層建築物の動的解析地震動について”、ビルディングレター、1986. 6.
- 7.6) 尾崎昌凡、北川良和、服部定育、“地震動の地域特性に関する研究(その1)”、日本建築学会論文報告集、第266号、1978.
- 7.7) 松村和雄、牧野稔、“極値分布に基づく地震動の再現期待値の変動係数について”、日本建築学会論文報告集、第328号、1983.
- 7.8) 壇一男、神田順、“上下限值を有する極値分布を用いた地震危険度解析”、日本建築学会論文報告集第363号、1986.
- 7.9) Cornell, C. A. "Engineering seismic risk analysis", BSSA Vol. 58, 1968
- 7.10) Trifunac, M. D. : Zero Base line correction of strong-motion Accelerogram, Bull. Seism. Soc. Amer., Vol. 61, 1971.
- 7.11) 秋山宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1987.
- 7.12) 松島豊 「水平地震動の特性の方向による変動」日本建築学会論文報告集、第226号、昭和49年12月.
- 7.13) 「地震荷重—その現状と将来の展望」日本建築学会、1987.
- 7.14) 設計用入力地震動研究委員会成果報告書、建築研究所・日本建築センター共同研究、1990.
- 7.15) 動的設計用入力地震動の設定に関する検討、日本建築防災協会、1992.