

# Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答

## (第 4 報)

小 堀 鐸 二・南 井 良 一 郎  
井 上 豊・鎌 田 輝 男

### EARTHQUAKE RESPONSE OF THE STRUCTURE CONSIDERING THE EFFECT OF GROUND COMPLIANCE (4 TH REPORT)

By *Takuji* KOBORI, *Ryoichiro* MINAI, *Yutaka* INOUE  
and *Teruo* KAMADA

#### Synopsis

In this study, the dynamical characteristics of the ground is simulated to a transfer function, expressed by a rational function, which approximates the dynamical ground compliance of a rectangular foundation on an elastic half-space. An above-ground structure is idealized as a one-degree-of-freedom system, the restoring characteristics of which are supposed to be a bilinear hysteretic type. As the adjacent soil-ground to the foundation may behave inelastically during strong earthquake, the elasto-plastic boundary layer is placed between the above-ground structure and the elastic ground. A set of band-limited white noise which has a finite duration time is used as the earthquake excitation. An effect of ground-structure interaction on the average of the maximum relative displacement responses for the excitation ensemble is discussed.

#### 1. ま え が き

激震時における建築構造物の耐震安全性を適確に把握して、合理的な耐震設計法を確立するためには、その動的挙動を広範なパラメータ領域に亘つて詳細に検討する地震応答解析の重要なことは、既に多くの研究者によって指摘され、近年の電子計算機の発達によつて多方面からの試みがなされて来ている。これらの地震応答解析においては、構造物の動力学特性を具体的に表現出来る動力学モデルを設定し、耐震設計理念との関連において地震外乱を一群として想定し、構造物の耐震安全性を評価するのに妥当な尺度を応答量として、これら 3 者の有機的関連を考慮しながら構造物の応答特性を考察するのであるが、包括的な傾向として地震外乱群と構造物系の強度関係および振動数関係は、この地震応答特性を決定づける重要な要素であることが明らかに示されている。すなわち、構造物系の強度との関連において地震外乱群の強度が増大すると、構造物系の振動特性は弾性系から弾塑性系へと移行し、応答性状の急激な変化が現われるし、また、構造物が超高層ないし高層のものから中層あるいは低層となるにしたがつて、その基本固有振動数は一般的に想定される地震外乱群の卓越振動数域との関係において、極く低い領域から可成り高い領域まで移動することになり、構造物の応答特性に基本固有振動および低次の固有振動が支配的な影響を有することを考慮すると、振動数領域の関係において応答特性は大きく左右される。

建築構造物の動力学特性の重要な指標の一つとなる基本固有振動数は、このようにその高さが増すにしたがつて小さくなる一般的な傾向があり、高層、超高層建築物の場合はその鉛直力が大きくなることから堅固な地盤に支持されるが、一般的に云つて基礎地盤の動力学特性の影響は受け難く、基礎固定の振動系と考えて差支えない場合が多い。しかし、中低層構造物の場合は、それ自体設計法の如何に拘らず比較的剛なも

のとなり、基礎地盤の動力学特性の影響を大きく受けて、地盤一構造物としての連成動力学系として評価しなければ妥当な応答特性を把握し得なくなる。

このような観点から著者らは構造物の基礎地盤の動力学特性を理論的に評価し、これを用いて上部構造との連成系の地震応答解析を行なって来た。すなわち、半無限弾性地盤上の矩形剛基礎の harmonic な加振による基礎下の地盤の変位を加振振動数の関数として compliance の形で求め<sup>1),2)</sup>、この基礎周辺地盤の sway に関する力-変位伝達特性を非定常応答解析が可能に有る関数形の伝達関数として simulate し<sup>3)</sup>、このように抽象化された弾性基礎地盤と質点系で表わした弾性ないし弾塑性上部構造と接続して地盤一構造物の連成系動力学モデルとして設定した。この時、激震時に当然予想される弾性基礎地盤と構造物基礎の接触面における地盤の強い非線形性を表わすために、弾塑性復元力を有する境界層を想定して弾性基礎地盤の境界条件として構造物系との接続を行なった。このようにして弾性基礎地盤一境界層一上部構造からなる連成動力学系の地震応答解析を行ない、その応答性状について一連の研究<sup>4)~9)</sup>を発表して来ている。また、基礎地盤の動力学特性として rocking に関する compliance も考慮に含めた場合についても考察している<sup>10),11)</sup>。この論文はこれら一連の地盤一構造物連成系の地震応答性状に関する研究の一部であり、主として基礎地盤を含む下部構造系と上部構造系、それぞれが独立とした場合の基本固有振動数比パラメータ  $\lambda$  による応答特性の変動と、確率統計的に規定され有限個の member function からなる地震外乱群による応答の集団の分布性状に着目した。

## 2. 地震外乱群の想定

構造物系の地震応答解析においては、構造物内において過去に記録された、地盤を含めた構造物系の応答と考えられる強震計の記録波形を地震外乱の波形関数として選ぶ場合が多い。あるいは構造物周辺の地盤を含めて地盤系の伝達特性を一自由度系のそれとして、white noise を filter して振動数特性を持たせ、これを応答解析用の地震外乱として想定する研究も行なわれている。本論文では構造物周辺の基礎地盤の特性を動力学系に含めて考えるものであり、これらのような予め与えられた特性を持つ地震外乱を想定するのは適当でなく、しかも、このような条件のもとで強震記録を数多く入手することは勿論、未だ少数例も得られない現状では、地震外乱群の予め規定された振動数特性を考慮外におくために、過去の研究で採用した確率統計的に表現される band limited white noise を用いる。

すなわち、過去の強震記録波形に見られる比較的顕著な振動数領域の上下限を幾分広げる意味で、white noise generator の出力を公称上下限振動数比 50 : 1 の band pass filter を通して band limited white noise を得、通常の強震継続時間と同程度の継続時間として上限振動数に対応する周期の 30 倍、下限振動数に対しては 0.6 波分の長さを切り出し、波形関数として 12 の member function を採用した。各波形関数の

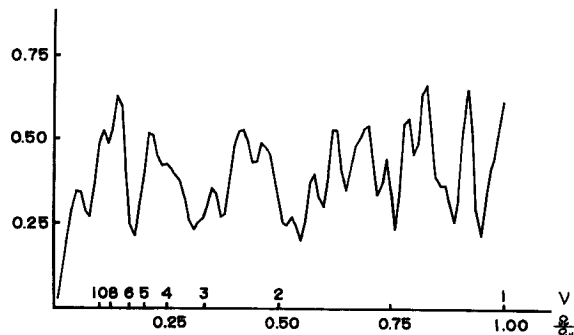


Fig. 1 Average Fourier power spectrum of acceleration excitation.

振巾の自乗平均値を等しくしてそれぞれの intensity を揃えた。

こうして得られた地震外乱群の平均 power spectrum を Fig. 1 に示す。図は自乗平均値を1として Fourier spectrum の平均値を示したもので、横軸の  $\Omega_u$  が上限円振動数である。 $\nu$  は  $\Omega_u/\Omega$  にあたるもので、後述の上部構造の基本固有円振動数  $\Omega$  の地震外乱上限円振動数に対する比を示すパラメータであり、地震外乱を固定すると系の周期に関するパラメータに対応する。図から明らかなように12の member function による平均では未だ振動数に関する power の変動が非常に大きく、 $\nu$  の値で見ると2~2.5では高く、3では低い値となり、4~5で再び高く、5.5~6で急激に低く、7~10で高い値を有すると云う変動の様相を示している。後述の応答値との関連を調べる意味で、小区間の振動数域毎の power の1/2乗、すなわち振巾についての個々の member function の特性の分布性状を、平均値  $E$  と標準偏差  $\sqrt{V}$  の比で示すと Table 1 のとおりである。

Table 1 Variation of power spectral density distribution of each excitation pattern.

$\Omega/\Omega_u$	$\nu$	$E/\sqrt{V}$
0 ~0.1	~ 10	3.30
0.1~0.2	10 ~ 5	3.69
0.2~0.3	5 ~10/3	2.80
0.3~0.4	10/3~ 5/2	5.05
0.4~0.5	5/2~ 2	4.70
0 ~0.5	~ 2	8.66

また各 member function の絶対最大振巾については、平均値 2.93、標準偏差 0.295、その比 9.92、最大値 3.67、最小値 2.57 であった。すなわち、各 member function の特性のうち最大振巾の分布は比較的狭い領域内に留まるが、小区間の振動数域における power の変動は可成り大であり、sharp な filter 特性を示す系に対してはその応答量の変動も大きくなることが予想される。

一方、入力の特長特性を最も単純な系の出力の形で表現するもの<sup>12),13)</sup>として、12の外乱による平均速度応答スペクトルを示したものが Fig. 2 である。縦軸は任意スケールとして有次元の地震外乱最大加速度振巾  $A$  と前述の  $\Omega_u$  を用いて示し、横軸に前述の  $\nu$ 、すなわち、 $\Omega_u$  に対する1自由度系の固有円振動数比について示している。この図では系の伝達特性によつて smoothing がなされるために Fig. 1 に比較し

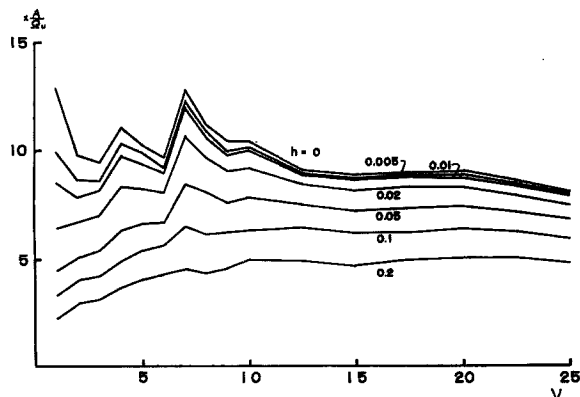


Fig. 2 Average pseudo-velocity response spectra of acceleration excitation.

て平滑化され、減衰比  $h$  の増加とともに巾広い振動数域をおおうために一層滑らかとなっている。しかし、Fig. 1 で指摘されたように、 $\nu=2\sim3$  でやや小さく、4 でやや大になり、6 で小さく、7 附近で急激な peak を持ち、8~12 で幾分変動はあるものの長周期側では比較的平坦になっている。また、Table 2 には各 member function による速度応答スペクトルの平均値の標準偏差に対する比を示したもので、傾向としては減衰比が増す程、あるいは周期が短い程大きい値を示し、応答値の分布が狭域に留まることを示している。しかし、特に短周期領域では  $\nu$  による変動が  $h$  による変動より大であり、このような外乱を受ける系の応答は 0~20% 程度の減衰比の範囲では減衰比よりも外乱の power の卓越した振動数の影響を受け易いようである。

Table 2 Ratio of average response to its standard deviation.

$\nu$	$h=0$	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2
1	3.07	3.98	4.43	5.04	7.07	10.81	13.96
2	2.23	2.58	2.92	3.58	5.57	6.23	6.41
3	5.71	5.42	5.43	5.56	5.24	8.00	8.84
4	2.55	2.74	2.83	3.14	4.27	6.57	10.45
5	3.44	3.67	3.98	4.55	5.82	6.83	8.22
6	2.97	3.02	3.02	3.32	4.14	5.66	6.97
7	2.69	2.70	2.72	2.85	3.15	3.71	4.69
8	2.19	2.19	2.21	2.36	2.53	2.88	3.77
9	2.26	2.30	2.31	2.39	2.65	2.63	3.42
10	2.11	2.11	2.10	2.11	2.20	2.48	3.07
12.5	2.58	2.57	2.54	2.51	2.49	2.57	2.63
15	2.45	2.45	2.44	2.45	2.46	2.48	2.83
17.5	2.17	2.15	2.16	2.23	2.38	2.66	2.93
20	2.03	2.04	2.04	2.10	2.26	2.54	3.12
22.5	2.21	2.23	2.23	2.32	2.51	2.78	3.46
25	2.42	2.44	2.43	2.51	2.67	2.91	3.17

### 3. 構造物系モデルと動力学パラメータ

Fig. 3 に示されるような構造物系モデルを扱う。弾性基礎地盤の特性は、ポアソン比  $1/4$  の半無限弾性地盤上の矩形剛基礎の加振方向半巾  $b$  に対する加振直角方向半巾  $c$  の辺長比が  $c/b=2$  の場合の sway に関する Dynamical Ground Compliance の値<sup>2)</sup>から simulate された<sup>3)</sup>前論文に用いたもの<sup>4)~9)</sup>と共通である。境界層および上部構造の復元力特性は Fig. 4 に示される bilinear hysteretic type とし、特に強震時に非線形化し易いと考えられる境界層については極めて大きい剛性と、極めて小さい弾性限変位を与えるものとする。

運動座標系に関するラプラス変換系無次元基礎方程式は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned}
 m_i s^2 u_i + g_i(u_i - u_{i-1}) - g_{i+1}(u_{i+1} - u_i) &= -m_i f + \sigma_i \\
 i &= 1, 2, \dots, n, \quad u_n = u_{n+1} \\
 m_0 s^2 u_0 + g_0(u_0 - u_g) - g_1(u_1 - u_0) &= -m_0 f + \sigma_0 \\
 \kappa_g \kappa_H(qs)u_g - g_0(u_0 - u_g) &= \sigma_g
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 $s$  は無次元基礎方程式の独立変数  $\tau$  に関するラプラス変換複素パラメータであり、 $\sigma_i, \sigma_0, \sigma_g$  は初期条件演算子による非齊次項である。なお、非定常応答解析においては初期条件はすべて零、すなわち、静止状態から地震外乱を受けるものとする。有次元基礎方程式、無次元基礎方程式およびラプラス変換系無

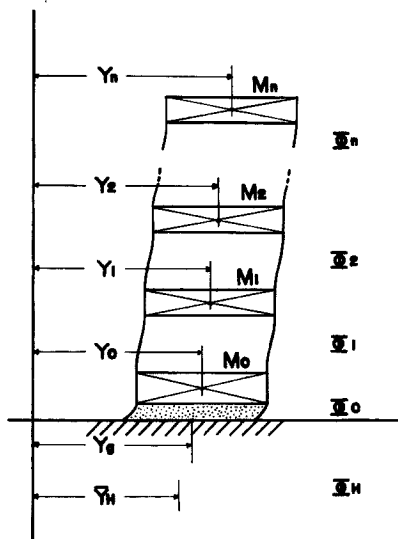


Fig. 3 Model of ground-structure system.

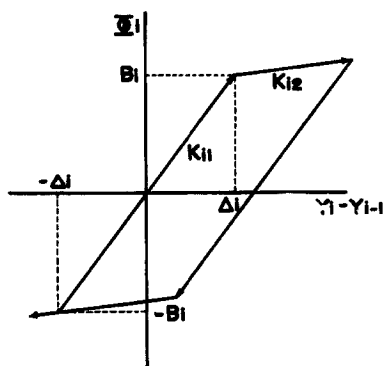


Fig. 4 Bilinear restoring force characteristics.

次元基礎方程式の独立変数，従属変数の間には次の関係がある。

$$\tau = \sqrt{\frac{K}{M}} T, \quad u_i = U_i - F_H \subset \eta_i = \frac{Y_i - Y_H}{\Delta}, \quad U_i \subset \frac{Y_i}{\Delta} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$i = g, 0, 1, 2, \dots, n$$

$$F_H \subset \frac{Y_H}{\Delta}, \quad f = s^2 F_H \subset \alpha \cdot \alpha(\tau), \quad \alpha = \frac{AM}{K\Delta} = \frac{AM}{B}, \quad \alpha(\tau) = \frac{d^2}{dT^2} \left( \frac{Y_H}{A} \right)_{T = \sqrt{M/K} \tau} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに， $T$ ：時間， $Y_i, Y_0, Y_g$ ：上部構造  $i$  番目質点，下部質量，弾性基礎地盤の静止座標に関する変位， $Y_H$ ：地震外乱の静止座標に関する変位， $A$ ：地震外乱の最大加速度振幅， $M, K, \Delta, B = K\Delta$ ：質量，剛性，変位，強度の規準量である。また，非線形復元力特性は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} g_i(u_i - u_{i-1}) \subset \kappa_i \phi_i(\eta_i - \eta_{i-1}; r_i, \delta_i) &= \frac{1}{B} \Phi_i(Y_i - Y_{i-1}, K_{i1}, K_{i2}, \Delta_i) \\ i = 1, 2, \dots, n \\ g_0(u_0 - u_g) \subset \kappa_0 \phi_0(\eta_0 - \eta_g; r_0, \delta_0) &= \frac{1}{B} \Phi_0(Y_0 - Y_g; K_{01}, K_{02}, \Delta_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{K_{i1}}{K} = \kappa_i, \quad \frac{K_{i2}}{K_{i1}} = r_i, \quad \frac{d_i}{\bar{d}} = \delta_i, \quad \frac{K_{i1}d_i}{K\bar{d}} = \frac{B_i}{B} = \beta_i = \kappa_i\delta_i \\ i=0, 1, 2, \dots, n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 $\Phi_i, \Phi_0$  : 上部構造，境界層の復元力特性， $K_{i1}, K_{i2}, K_{01}, K_{02}$  :  $\Phi_i, \Phi_0$  の初期剛性，第2分枝剛性， $d_i, d_0$  :  $\Phi_i, \Phi_0$  の弾性限変位， $B_i, B_0$  :  $\Phi_i, \Phi_0$  の弾性限強度である。また，質量に関しては次のように表わされる。

$$\frac{M_i}{M} = m_i, \quad i=0, 1, 2, \dots, n \quad \dots\dots\dots(6)$$

次に，弾性基礎地盤に関するある意味での等価質量比，等価剛性比は次のように表わされる。

$$\frac{M_0}{\rho b^3} = m_g, \quad \frac{\mu b}{K} = \kappa_g \quad \dots\dots\dots(7)$$

また，弾性基礎地盤の伝達関数は前論文<sup>4)-9)</sup>と同じ次式で表わす。

$$\kappa_H(qs) = \frac{c}{b} \frac{(qs)^2 + c_1(qs) + c_0}{d_1(qs) + d_0} = \kappa_H(s') \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここで

$$s' = j\omega', \quad \omega' = q\omega, \quad \tau' = \frac{\tau}{q} \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega' &= b\sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \Omega = b\sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \sqrt{\frac{K}{M}} \omega \\ \tau' &= \frac{1}{b}\sqrt{\frac{\mu}{\rho}} T = \frac{1}{b}\sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \sqrt{\frac{M}{K}} \tau \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

の関係があり， $\Omega$  : 円振動数， $b, c$  : 矩形剛基礎の地動方向，地動直角方向の半巾， $\rho, \mu$  : 弾性基礎地盤の密度，せん断弾性係数， $q$  : 弾性基礎地盤の無次元せん断波伝播速度の逆数に関するパラメータであり，また，(8)式の係数  $c_i, d_i, i=0,1$  は弾性基礎地盤のポアソン比  $1/4$ ，矩形剛基礎の辺長比  $c/b=2$  として次の値を用いる。

$$c_0=3.249, \quad c_1=3.093, \quad d_0=1.057, \quad d_1=0.1573 \quad \dots\dots\dots(11)$$

さて，弾性基礎地盤の伝達特性として(8)および(11)式の形が与えられると，この弾性基礎地盤上に下部質量  $M_0$  が載っている時の，すなわち，境界層の剛性は無限に大きいとして，弾性域における下部構造のみの無次元基本固有円振動数  ${}_1\omega'_g$  は  $m_g$  のみの関数として

$$-m_g(\omega')^2 + \kappa_H(\omega') = 0 \quad \dots\dots\dots(12)$$

の1組の複素根の虚数部として得られ，Table 3 に示すとおりである。

**Table 3** Nondimensional fundamental natural frequency of ground-foundation system.

$m_g$	${}_1\omega'_g$
1.6	1.1066
3.2	1.0101
4.8	0.9113
6.4	0.8317
8.0	0.7682
16.0	0.5800
32.0	0.4240

弾性基礎地盤と下部質量からなる下部構造と質点系上部構造を接続して連成動力系を構成する際に、下部構造と上部構造の連成度を表わすパラメータとして現実の地盤—構造物系について定量化が容易と考えられる量  $\lambda$  を、下部構造のみの基本固有円振動数  ${}_1\omega_g$  に対する基礎固定とした時の上部構造の基本固有円振動数  ${}_1\omega_s$  の比として導入する。

$$\lambda = \frac{{}_1\omega_s}{{}_1\omega_g} = \frac{\omega'_s}{\omega'_g} \dots\dots\dots(13)$$

(13) 式の  $\lambda$  と Table 3 の  ${}_1\omega'_g$  および (9) および (10) 式より

$$q = \lambda \frac{\omega'_g}{\omega'_s} = b \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \sqrt{\frac{K}{M}} \dots\dots\dots(14)$$

として  $q$  が定められるが、この場合、(6)、(7)、(13) および (14) 式の  $m_0, m_g, \kappa_g, \lambda, q$  は互に独立には定め得ず

$$m_0 = m_g q^2 \kappa_g = m_g \lambda^2 \kappa_g \left(\frac{\omega'_g}{\omega'_s}\right)^2 \dots\dots\dots(15)$$

の関係で表わされる。したがって、有次元量として定量化の容易なパラメータの組み合わせとして幾つかの場合が考えられるが、ここでは上部構造との関連において下部質量比  $m_0$ 、下部質量に対する弾性基礎地盤の質量比  $m_g$ 、上部構造の対下部構造基本固有振動数比  $\lambda$  を独立なパラメータに選ぶ。したがって、弾性基礎地盤の等価剛性比  $\kappa_g$  あるいは弾性基礎地盤の無次元せん断波速度  $1/q$  などは従属して定まるパラメータとなり、 $m_0, m_g, \lambda$  の変化に応じて異なる値を採ることになる。

さて、(1) 式で表わされる連成系の固有値方程式は

$$D_c(s) = \det. [w(s)] = \det. \begin{pmatrix} \kappa_g \kappa_H(qs) + \kappa_0 & -\kappa_0 & 0 \\ -\kappa_0 & m_0 s^2 + \kappa_0 + \kappa_1 & -\kappa_1 \\ 0 & -\kappa_1 & -\kappa_n \\ 0 & 0 & -\kappa_n & m_n s^2 + \kappa_n \end{pmatrix} = 0 \dots\dots\dots(16)$$

で表わされ、(16) 式の解として得られる固有値の重複度を 1 とすると、絶対値の小さい順に並べた共軛複素固有値ベクトル  $\{{}_s\}$ ,  $\nu=1, 2, \dots, n, n+1, n+2$  が得られ、それぞれに対応する 2 種の複素固有ベクトル  $\{{}_\nu\varphi\}(m \times 1)$ ,  $\{{}_\nu\psi\}(1 \times m)$  は次式で定義される<sup>5)</sup>。

$$[w(s)]\{{}_\nu\varphi\} = \{0\}, \{{}_\nu\psi\}[w(s)] = \{0\} \dots\dots\dots(17)$$

すなわち、複素固有ベクトル  $\{{}_\nu\varphi\}$ ,  $\{{}_\nu\psi\}$  は次のように定めることができる。

$$\{{}_\nu\varphi\} = \{[{}^{(1)}D_i]{}_\nu\}, \{{}_\nu\psi\} = \{[{}^{(1)}D_j]{}_\nu\} \dots\dots\dots(18)$$

ここに  $[{}^{(1)}D_j]{}_\nu$  は  $[w^i_j]$  における要素  $w^i_j$  の cofactor を示す。したがって、正規一般化直交複素固有ベクトル  $\{{}^\nu\varphi\}$ ,  $\{{}^\nu\psi\}$  は

$$\{{}^\nu\varphi\} = \frac{\{[{}^{(1)}D_i]{}_\nu\}}{[\{[{}^{(1)}D_j]{}_\nu\}, \{[{}^{(1)}D_i]{}_\nu\}]^{1/2}}, \{{}^\nu\psi\} = \frac{\{[{}^{(1)}D_j]{}_\nu\}}{[\{[{}^{(1)}D_j]{}_\nu\}, \{[{}^{(1)}D_i]{}_\nu\}]^{1/2}} \dots\dots\dots(19)$$

によつて定められる。ここに  $[{}^{(1)}D_i]{}_\nu \neq 0$  とする。

さて、連成系の複素固有値  ${}_s$  に対応する  $\nu$  次の固有振動に対応する等価粘性減衰比  ${}_\nu h_{eq}$  は

$${}_\nu h_{eq} = -\frac{R({}_s)}{|{}_s|} \dots\dots\dots(20)$$

で示され、弾性基礎地盤からの波動逸散現象によるエネルギー減衰の等価的な粘性減衰比表示を与える。また、基礎固定の上部構造の無次元固有値方程式  $\det. [w_s(s)] = 0$  の解から得られる絶対値の小さい順に並べた固有値ベクトル  $\{{}_s\}$ ,  $\nu=1, 2, \dots, n$  は純虚数として得られ

$$\frac{I({}_s)}{I({}_1s_2)} = \frac{{}_1\omega}{{}_1\omega_s} \dots\dots\dots(21)$$

は基礎固定の上部構造に下部構造が連成したことによる連成系の基本固有指動数の減少比、すなわち、基礎固定の上部構造の基本固有周期に対する連成系の基本固有周期の伸び率の逆数を示す。ここに、 $R(\cdot)$ ,  $I(\cdot)$

は ( ) の実数部, 虚数部を示す。

ここで, 前論文<sup>7)~9)</sup>に引き続き本論文においても, 地盤連成の効果を出るだけ明瞭な形で把握するために, 最も単純な上部構造系として1質点系を選び各規準量として上部構造における有次元量を採る。すなわち

$$m_1 = \kappa_1 = 1$$

また, 下部構造については

$$m_0 = 0.2, \quad \kappa_0 = 40$$

とし, 弾性基礎地盤に関するパラメータ値は

$$m_g = 1.6 \text{ および } 32.0, \quad \lambda = 0.2, 0.4, \dots, 1.6$$

の範囲を考慮する。

一方, 弾塑性特性に関するパラメータ値は

$$\beta_1 = \beta_0 = 1, \text{ すなわち } \delta_1 = 1, \delta_0 = 0.025$$

$$r_1 = 0.1, \quad r_0 = 0.05$$

として固定するものとする。

このようなパラメータ値を与えられた動力学モデルの弾性領域における動力学特性の他の指標, すなわち (7) 式の弾性基礎地盤の等価剛性比  $\kappa_g$ , (14) 式の逆数の弾性基礎地盤の無次元せん断波速度  $1/q$ , (20) 式

**Table 4** Values of nondimensional parameters  $\kappa_g$  and  $1/q$  and equivalent damping ratio  ${}_1h_{eq}$  and elongation factor  ${}_1\omega_s/{}_1\omega$  of period for fundamental natural mode.

$\lambda$	$m_g = 1.6$		32.0	
	$\frac{\kappa_g}{1/q}$	$\frac{{}_1\omega_s/{}_1\omega}{{}_1h_{eq}}$	$\frac{\kappa_g}{1/q}$	$\frac{{}_1\omega_s/{}_1\omega}{{}_1h_{eq}}$
0.2	2.55	1.04	0.869	1.10
	4.53	0.00510	11.80	0.00505
0.4	0.638	1.13	0.217	1.36
	2.26	0.0331	5.90	0.0233
0.6	0.284	1.27	0.0966	1.72
	1.508	0.0832	3.94	0.0404
0.8	0.1595	1.46	0.0543	2.12
	1.130	0.1384	2.95	0.0512
1.0	0.1021	1.70	0.0348	2.56
	0.904	0.1840	2.36	0.0575
1.2	0.0709	1.97	0.0241	3.00
	0.754	0.217	1.967	0.0615
1.4	0.0521	2.25	0.01774	3.46
	0.645	0.239	1.686	0.0640
1.6	0.0399	2.54	0.01358	3.92
	0.565	0.254	1.476	0.0657



の等価粘性減衰比  ${}_1h_{eq}$ , (21) 式の逆数の基本固有周期の伸び率  ${}_1\omega_s/{}_1\omega$  は Table 4 に示される。

表から明らかなように、 $m_g=1.6$  の場合に比較して32.0の方が地盤連成の効果が大きく、基本固有周期の伸び率は大きくなるが、弾性基礎地盤からの波動逸散減衰の効果は  $m_g=1.6$  の方が顕著である。また、 $\lambda$  に関してはその値の大きい方が連成度の大きなことは当然であるが、減衰性の現われ方は  $m_g=1.6$  の場合は  $\lambda$  に関する増大の傾向が明らかであるが、32.0の場合は減衰比は小さく、その増加率も  $\lambda$  が1以上では僅かとなる。

#### 4. 外乱に関するパラメータと応答量の定義

3. の(1)式に示される基礎方程式の非斉次項  $f$  は(3)式で示されるように無次元地震加速度外乱  $\alpha \cdot \alpha(\tau)$  を表わし、 $\alpha$  は無次元地震外乱の最大加速度振巾を与えるもので、地震外乱強度パラメータとして規定される。 $\alpha$  とベース・シャー係数  $s$  との関係は、本論文で扱っているように上部構造を1質点系とすると

$$\alpha = \frac{AM}{B} = \frac{A}{sg} = \frac{A/g}{s} \dots\dots\dots(22)$$

で与えられ、地震外乱の最大加速度振巾を震度の形  $A/g$  で規定すると、 $\alpha$  は震度のベース・シャー係数に対する比を示す。本論文では地盤-構造物の連成系の地震応答が、弾性応答から弾塑性応答に亘る広い領域における応答性状を考察すべく、 $\alpha$  の値を

$$\alpha = 0.4, 0.8, \dots, 2.0$$

の範囲で解析を行なう。

$\alpha(\tau)$  は2. で規定したように band limited white noise から有限継続時間を切り出して採用した各 member function の波形関数を示す。これらの各 member function は振巾の自乗平均値を等しくして、確率統計的な意味での intensity を一定にしてあるために、各波形関数の絶対最大値はそれぞれ異なり、前述のように自乗平均値を1とすると12の member function の絶対最大値は3.67~2.57の間に分布している。更に、前論文<sup>4)~7)</sup>で用いた同じ確率統計的特性を持つ random 性の地震外乱波形については、自乗平均値を1とすると絶対最大値は2.30であり、12のいずれの member function よりも最大振巾は小さい。ここでは、前論文<sup>4)~7)</sup>との比較接続を容易にするために  $\alpha$  は古い波形関数の最大振巾で定義するものとする。

つぎに、地震外乱と構造物系の振動数関係を示す無次元パラメータとして、次式で  $\nu$  を定義する。

$$\nu = \frac{\Omega_u}{{}_1\Omega_s} = \frac{\omega_u}{{}_1\omega_s} = \frac{\omega'_u}{{}_1\omega'_s} \dots\dots\dots(23)$$

すなわち、基礎固定の上部構造の基本固有円振動数に対する band limited white noise の上限円振動数の比で示されるパラメータである。連成系の基本固有円振動数は本論文が対象としたパラメータ領域内で最小  ${}_1\Omega_s/3.92$  となり、 ${}_1\Omega_u$  が band limited white noise の上下限円振動数域内にあるためには

$$1 < \nu < 50/3.92 \approx 12.8$$

である必要があり、ここでは

$$\nu = 2, 5, 10$$

の場合を対象として応答解析を行なう。

地震外乱として古くから用いて来た1つの波形関数のみでは、その波形関数が確率統計的に平坦なスペクトル特性を持つようは規定されているとは云え、現実には幾つかの鋭い peak を有するスペクトル特性である<sup>4)~7)</sup>ために、連成系の地震応答性状が強くその影響を受けて普遍的な応答特性の抽出が容易でない。したがって、本論文では既に述べて来たように同じ確率統計的な規定によって、新たに12の member function を作成し、主としてこの12の新しい地震外乱についての応答解析を行なった。

連成動力学系の各部応答量として、ここでは上部構造、境界層、弾性基礎地盤の各相対変位の絶対最大値のみを考察の対象とした。すなわち

$$\left. \begin{array}{l} \text{上部構造} \quad \tau_{r1} = \frac{|Y_1 - Y_0|_{\max}}{\bar{d}} \\ \text{境界層} \quad \tau_{r0} = \frac{|Y_0 - Y_g|_{\max}}{\bar{d}} \\ \text{弾性基礎地盤} \quad \tau_{rg} = \frac{|Y_g - Y_H|_{\max}}{\bar{d}} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

で示される無次元相対変位の絶対最大値についてであり、本論文では  $\bar{d}$  として上部構造復元力の弾性限変位を採用している。上部構造については靱性率そのものを示し、境界層については靱性率の1/40を示している。(24)式で定義された地盤—構造物系の各部応答量を、各種パラメータ値の組合せに対して地震外乱の12の member function についての非定常応答解析から求め、その ensemble 平均、標準偏差、平均値の標準偏差に対する比、ensemble における正規化最大値および最小値を求めた。これらの諸量は次式に示され、ここに  $\langle \rangle$  は12の member function についての平均を表わす。

$$\left. \begin{array}{l} E\tau_{ri} = \langle \tau_{ri} \rangle \\ \sqrt{V\tau_{ri}} = \{ \langle (\tau_{ri} - E\tau_{ri})^2 \rangle \}^{1/2} \\ E\tau_{ri} / \sqrt{V\tau_{ri}} = \langle \tau_{ri} / \sqrt{V\tau_{ri}} \rangle \\ a = \max \frac{\tau_{ri} - E\tau_{ri}}{\sqrt{V\tau_{ri}}} = \max \frac{\tau_{ri}}{\sqrt{V\tau_{ri}}} - \frac{E\tau_{ri}}{\sqrt{V\tau_{ri}}} \\ b = -\min \frac{\tau_{ri} - E\tau_{ri}}{\sqrt{V\tau_{ri}}} = -\min \frac{\tau_{ri}}{\sqrt{V\tau_{ri}}} + \frac{E\tau_{ri}}{\sqrt{V\tau_{ri}}} \\ i = g, 0, 1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

$E\tau_{ri}$  は各種パラメータに関する応答量の平均的な変動の傾向を、 $\sqrt{V\tau_{ri}}$  はその応答量の拡がりの中を、 $E\tau_{ri} / \sqrt{V\tau_{ri}}$  は正規化された分布性状を、 $a$  および  $b$  は分布性状とともに正規化された応答量の拡がりの中を示す指標と考えられる。

5. 地盤—構造物系の弾性域における応答特性

前節までに述べて来たような地盤—構造物の連成系の非定常地震応答解析の結果について、ぼう大な量の応答値を整理して得られる非常に複雑な応答特性のうち、まず弾性域における応答性状について考察する。

Figs. 5a~c, 6a~c は、(24) および (25) 式に定義された連成系各部の無次元相対変位の絶対最大値を上部構造の仮定の弾性限変位に対する比で表わし、12の異なる地震外乱に対する平均として  $E\tilde{\tau}_{r1}$ ,  $E\tilde{\tau}_{r0}$ ,  $E\tilde{\tau}_{rg}$  で示している。 $\alpha$  の値を1として縦軸のスケールを示したが、弾性域のみに限定して復元力特性の第2分枝剛性比は、上部構造、境界層ともに1の場合であり、降伏や履歴を生じない場合の応答性状である。

Figs. 5a, 6a に示される上部構造応答  $E\tilde{\tau}_{r1}$  は、 $m_g = 1.6, 32.0$  および  $\nu = 2.5$  のいずれの場合も  $\lambda$  に関する明瞭な減少関数である。この理由として次の諸点が指摘出来よう。(1)  $\lambda$  の増大によつて弾性基礎地盤が軟らかくなり連成系の基本固有周期が長くなる。また、応答靱性率スペクトルは応答加速度スペクトルあるいは応答せん断力スペクトルに同等なものであり、無減衰1自由度系が white noise 入力を受ける時の定常状態における応答せん断力スペクトルは振動数の  $1/2$  乗に比例すること<sup>12), 13)</sup> から類推出来るように、加速度—加速度あるいは加速度—力の伝達特性として作用する filter 効果が振動数の減少とともに高まることよるものと考えられる。この基本固有周期の伸び率は、 $\lambda = 1.6$  とすると  $m_g = 1.6$  の場合は 2.54 に達し、32.0 の場合には 3.92 となる。非定常性を無視するものとして靱性率応答が系の基本固有振動数の  $1/2$  乗に比例するとすれば、同程度の粘性減衰比を有する場合は  $\lambda = 0$  の場合に比較して  $\lambda = 1.6$  の系の応答量は  $m_g = 1.6$  の系で約 63%、32.0 の系で約 50.5% になると考えられる。(2) また、 $\lambda$  の増加に伴つて連成系の基本固有周期が伸びることによって、基本固有周期に対する外乱継続時間が相対的に短くなり、非定常性の増大によつて応答量が未だ小さい領域にある場合が考えられる。 $\nu = 5$  の場合、 $m_g = 32.0$ ,  $\lambda = 1.6$  の系

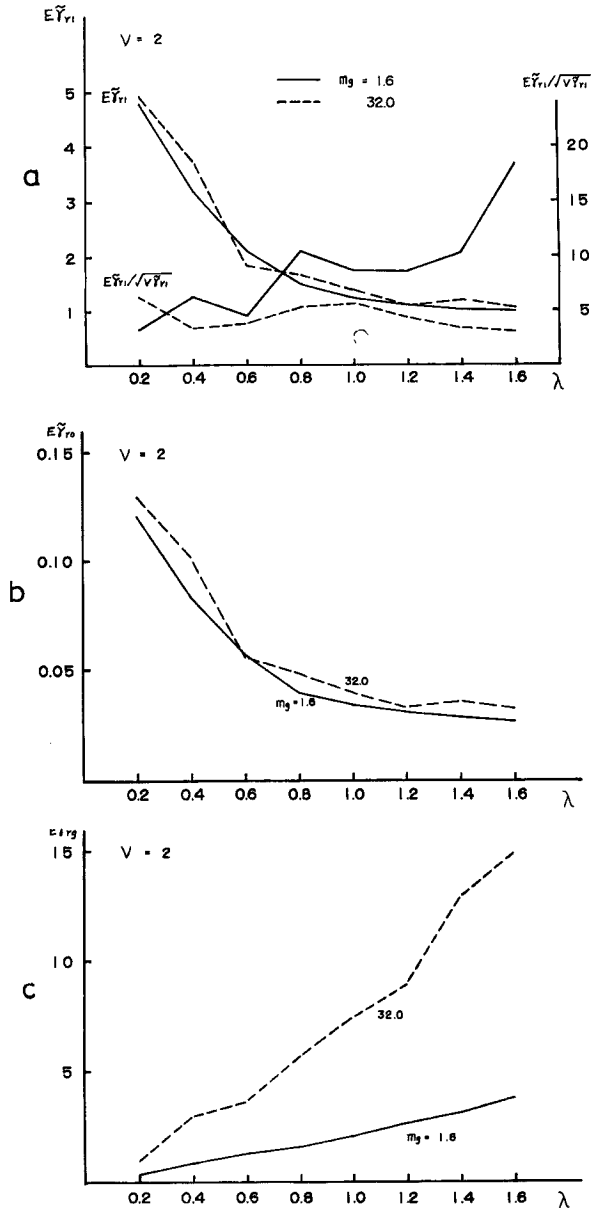


Fig. 5 Average elastic response diagrams of maximum relative displacement;  $\nu=2$ .

を考えると、非定常性を表わす envelope 関数  $\sqrt{1-\exp(-2_1 h_{eq1} \omega \tau_d)} = 0.846$  であり、定常状態に入っている場合に比較して約15%程度応答量が小さく評価されることになる。しかし  $m_g=1.6$ ,  $\lambda=1.6$  の場合あるいは  $\nu=2$ ,  $m_g=1.6$  あるいは  $32.0$   $\lambda=1.6$  の系についてはこの影響は殆んど無視出来る。非定常性を問題とするならば、むしろ減衰性の非常に小さい  $\lambda=0.2$  の場合に応答量が  $\nu=2$  の場合で約22~24%,  $\nu=5$  の場合で約45%程度小さく評価されていることに注目すべきであろう。(3) あるいは Table 4 に示され

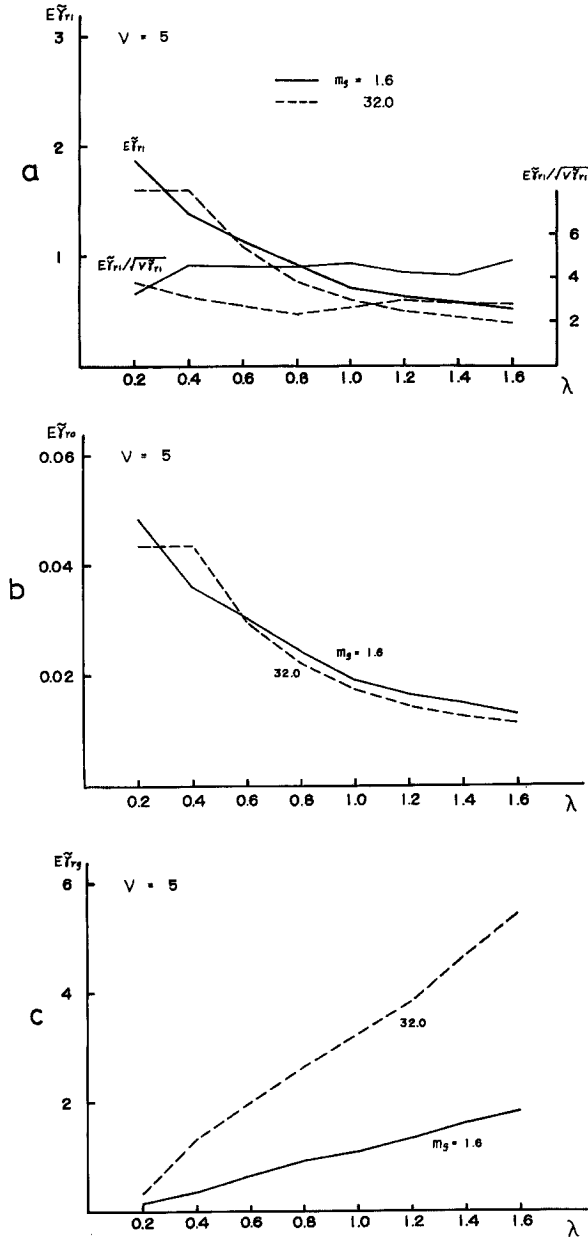


Fig. 6 Average elastic response diagrams of maximum relative displacement;  $\nu=5$ .

るように、 $\lambda$  の増大によつて弾性基礎地盤における波動逸散に伴う等価減衰比が増加する傾向を有しており、この減衰効果による応答量制御の結果として、 $\lambda$  に関する減少関数として現われたとも考えられる。ただし、 $m_g$  の値によつてこの効果には可成り大きい差が生じ、 $m_g=1.6$  の場合は0.5%から25.4%へと増加しているが、32.0の場合は0.5%から6.6%程度への増加に留まっております、その応答制御効果は  $m_g=1.6$  の

場合に比較して小さいものであろう。

つぎに、パラメータ  $m_g$  の値によって上部構造の応答性状が如何に影響を受けるかについて見ると、一般的傾向として両者の応答量の絶対値は大体において等しいと考えられ、 $\lambda$  を等しく採つた場合には  $m_g$  は上部構造の応答に対して大きな影響を示す決定的なパラメータではないようである。この理由としては、 $\lambda$  の小さい領域では Table 4 から判るように連成系の動力学特性を示す指標として応答量制御効果の大きい  ${}_1\omega_s/{}_1\omega$  および  ${}_1h_{eq}$  の値には大差なく、また、 $\lambda$  の大きい領域では filter 効果および相対的な地震外乱継続時間の影響と減衰性の効果が相殺して、ほぼ同程度の応答量を与えていると考えられる。しかしながら、応答図を詳細に検討すると、地震外乱の power の振動数に関する激しい変動によつて、連成系の基本固有振動数との関係で、 $m_g=32.0$  の方が応答量に凹凸の生じかける傾向がある。これは連成系の有する filter 効果、非定常性、減衰性のいずれもが、応答に対する地震外乱の power スペクトルの局所的な影響を受け易くしており、2. でも述べたように非常にバラツキの多い入力 ensemble であることから、応答量がその変動を表していると考えられる。すなわち、 $m_g=32.0$  の場合、Fig. 5 a の  $\lambda=0.6$  での dip は  $\nu=3\sim 3.5$  での地震外乱の power の低い所と一致し、同じく  $\lambda=1.2$  でも  $\nu=6$  の power スペクトルの谷に、 $\lambda=1.4$  では  $\nu=7$  の power スペクトルの peak に一致している。 $m_g=1.6$  の場合は  $\lambda=0.8\sim 1.0$  が  $\nu=3\sim 3.5$  に対応するが、 ${}_1h_{eq}$  が14~18%と大きく、応答量の変動を可成り平滑化している。Fig. 6 a についても  $m_g=32.0$  の場合、 $\lambda=0.2$  が  $\nu=6$  の power の低い所に、 $\lambda=0.4$  が  $\nu=7$  の power スペクトルの peak に一致して滑らかさを欠いた変動を示し、 $m_g=1.6$  についても  $\lambda=0.6\sim 0.8$  が  $\nu=7$  の peak によつてやや高い値を示していることが判る。

このように入力としての地震外乱の power スペクトルの局所的な影響の現われ易さの尺度として、Figs. 5 a, 6 a に  $E\tilde{\gamma}_{r1}/\sqrt{V\tilde{\gamma}_{r1}}$  として ensemble における応答量のバラツキの状況を示している。減衰性の大きいあるいは振動数に関して比較的平坦な巾広い振動数域を覆つた伝達特性を有する系では、この値は高い値を示し、局所的な power スペクトルの影響を強く受ける系では、入力 power スペクトルが局所的には乱れている前提に立って、この値は低い値となる。図から判断されるところでは、 $m_g=1.6$  の場合が大体において高い値を示し、特に  $\nu=2$  の場合、減衰性が増すと急激に大きい値を示している。また、この値の変動の状況を Table 2 の1自由度系の場合と比較して見ると、Fig. 5 a で  $m_g=1.6$  の場合、 $\lambda=0.8$  で高い値を示しているのが、Table 2 の  $h=0.1, \nu=3$  に、 $m_g=32.0$  の場合、 $\lambda=0.8\sim 1.0$  が  $h=0.05, \nu=5$  にそれぞれ対応していることが判る。

次に境界層の応答性状  $E\tilde{\gamma}_{r0}$  については、Figs. 5 b, 6 b に示すように  $E\tilde{\gamma}_{r1}$  との類似性が強く、 $\lambda$  の小さい領域では  $E\tilde{\gamma}_{r1}$  の1/40倍強が  $E\tilde{\gamma}_{r0}$  に相当する。これは下部質量の静止座標からの動き、すなわち、基礎方程式(1)式における慣性項  $m_0s^2(u_0 + F_H)$  が非常に小さく、殆んど上部構造と境界層の復元力のみのみつり合いが保たれている状態、dynamic absorber に近い状態にあるのではないかと思われる。 $\lambda$  の値が大きくなって来るとこの状態は消えて、両者の比は40よりも小さくなり、下部質量の慣性項の影響も含めた当然予想されるような連成系の応答性状を示すようになって来る。

弾性基礎地盤の応答は Figs. 5 c, 6 c に  $E\tilde{\gamma}_{rg}$  として示されるが、 $\lambda$  に関する明瞭な増加関数で、Table 4 から判るように、弾性基礎地盤の等価剛性比  $\kappa_g$  は  $\lambda^2$  に反比例して軟くなって行き、したがって、境界層復元力とつり合うために変位応答は  $\lambda$  について当然増加して行く。弾性基礎地盤の剛性は(8)式で示されるように振動数の関数であるが、(8)式において  $s=0$  とすると

$$\kappa_H(0) = \frac{c}{b} \cdot \frac{c_0}{d_0} = 6.15 \dots\dots\dots(26)$$

として弾性基礎地盤の静的剛性が得られる。(1)式の第3式に対応するものとして  $\kappa_g \kappa_H(0) E\tilde{\gamma}_{rg} / \kappa_0 E\tilde{\gamma}_{r0}$ 、すなわち、弾性基礎地盤の応答量を静的剛性のみで評価した場合を実際の応答量に対する比として求めると Table 5 に示すようになる。 $m_g=1.6$  の場合は  $\lambda$  が増大するとこの比の値は小さくなり、 $\lambda=1.6$  で

**Table 5** Ratio of statical stiffness to simulated dynamical stiffness of elastic ground.

$\lambda$	$m_g=1.6$		32.0	
	$\nu=2$	5	2	5
0.2	1.00	0.99	0.96	1.01
0.4	0.97	0.96	0.98	1.01
0.6	0.95	0.91	0.97	1.00
0.8	0.95	0.88	0.98	0.99
1.0	0.94	0.87	1.01	0.99
1.2	0.93	0.86	1.01	0.98
1.4	0.88	0.85	0.98	1.00
1.6	0.88	0.84	0.97	1.00

は12~16%減少する。一方、 $m_g=32.0$  では若干の変動はあるが、定性的な傾向としては一定で、殆んど1に近いと見て良い。この結果は  $m_g=32.0$  については、この範囲では弾性基礎地盤の動力学特性としては静的剛性で比較的精度良く表現出来るが、 $m_g=1.6$  の場合は  $\lambda$  の増加とともに弾性基礎地盤の等価剛性が静的剛性よりも増していることを示している。更には、 $\nu$  の値が増大することによって一層この傾向は明らかとなって示される。このことは下部構造のみの伝達特性が  $m_g=1.6$  の場合は  $32.0$  の場合に比較して高振動数側に peak を有し、且つ、減衰性の大きい振動数に関して平坦な関数として表わされ<sup>9)</sup>、 $\lambda$  および  $\nu$  の増加によって地震外乱の振動数域が弾性基礎地盤に対して相対的に高い側に移動し、したがって、基本固有振動数よりも高い振動数域の地震外乱の影響が相対的に増加して、等価剛性として高められたものと考えられる。一方、 $m_g=32.0$  の場合は下部構造のみの伝達特性として比較的低振動数で sharp な filter 特性を有するために、高振動域の地震外乱の影響が少なく弾性基礎地盤の応答量は殆んど静的剛性での評価との差を生じないものと云えよう。

以上の弾性域における応答特性を要約すると、弾性基礎地盤ないしは境界層を含む下部構造と連成系を構成するとき、パラメータ  $\lambda$  の値が増大するとともに連成系の基本固有周期が長くなつて系のフィルター作用が増大し、また、弾性基礎地盤における波動逸散減衰の効果も増大して上部構造および境界層の靱性率応答を抑制する。一方、弾性基礎地盤の等価剛性は  $\lambda^2$  に反比例し、その応答量は  $\lambda$  に関して増大する傾向が顕著である。一般に  $\lambda$  の増大に伴う鋭いフィルター特性によって、連成系各部の応答量はその基本固有振動数と一致する振動数附近における地震外乱の power スペクトルの局所的な影響をけ易く、特に  $m_g=32.0$  の場合にこの影響が大きく現われる。また、振動数の関数として導入された弾性基礎地盤の動力学特性は、地震外乱の振動数域が下部構造のみの基本固有振動数より高い側に移るにしたがって、その静的剛性による評価と比較して、連成系各部の応答量をわずかながら抑制する効果として現われ、特に  $m_g=1.6$  の場合にその傾向が明らかである。

## 6. 地盤一構造物系の弾塑性域における応答特性

3. で設定したように、上部構造および境界層の弾塑性復元力特性として bilinear hysteretic type を賦与した場合の応答特性について述べる。上部構造の無次元弾性限度  $\beta_1=1$  として地震外乱の強度パラメータ  $\alpha$  を 0.4~2.0 の範囲に限定する。 $\alpha$  と  $\beta_1$  の関係は (22) 式に示される上部構造のベースシャー係数と地震外乱最大加速度振巾の関係から、妥当なパラメータの耐震解析領域を想定出来るが、境界層の無次元弾性限度  $\beta_0$  の値については適切な資料の得られない現在の段階では、まず基本的な応答特性を得る目的で、これを上部構造と同一の値として1とする。

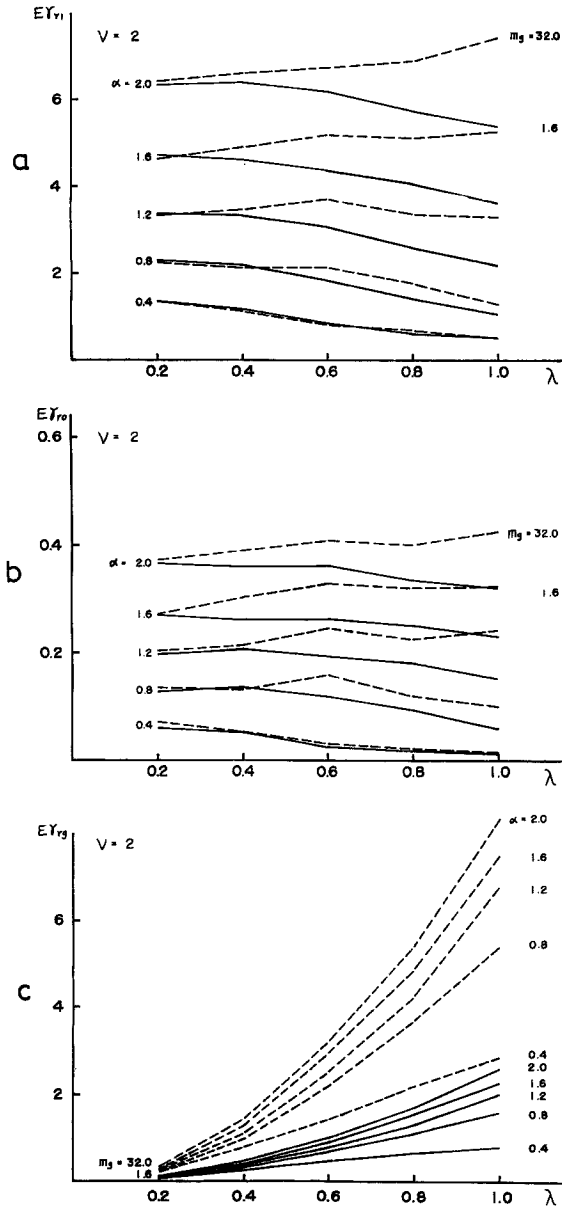


Fig. 7 Average response diagrams of maximum relative displacement;  $\nu=2$ .

基本応答図を Figs. 7~9 の a~c に示す。連成系の応答はすべて  $m_g=1.6$  および 32.0 に共通に、 $\nu=2$  については  $\alpha=0.4$  の場合の  $\lambda=1.0$  の系のみが 12 の地震外乱による応答がすべて弾性域に留まっているが、他は弾塑性応答を含み、 $\nu=5$  については  $\alpha=0.4$  の場合の  $\lambda=0.4\sim 1.0$  および  $\alpha=0.8$  の場合の  $\lambda=1.0$  の系、 $\nu=10$  については  $\alpha=0.4$  の場合全部、 $\alpha=0.8$  の場合の  $\lambda=0.6\sim 1.0$  および  $\alpha=1.2$  の場合の  $\lambda=1.0$  の系が弾性域内である。Fig. 10 には前節で示した弾性域における応答量に対する弾塑性域における

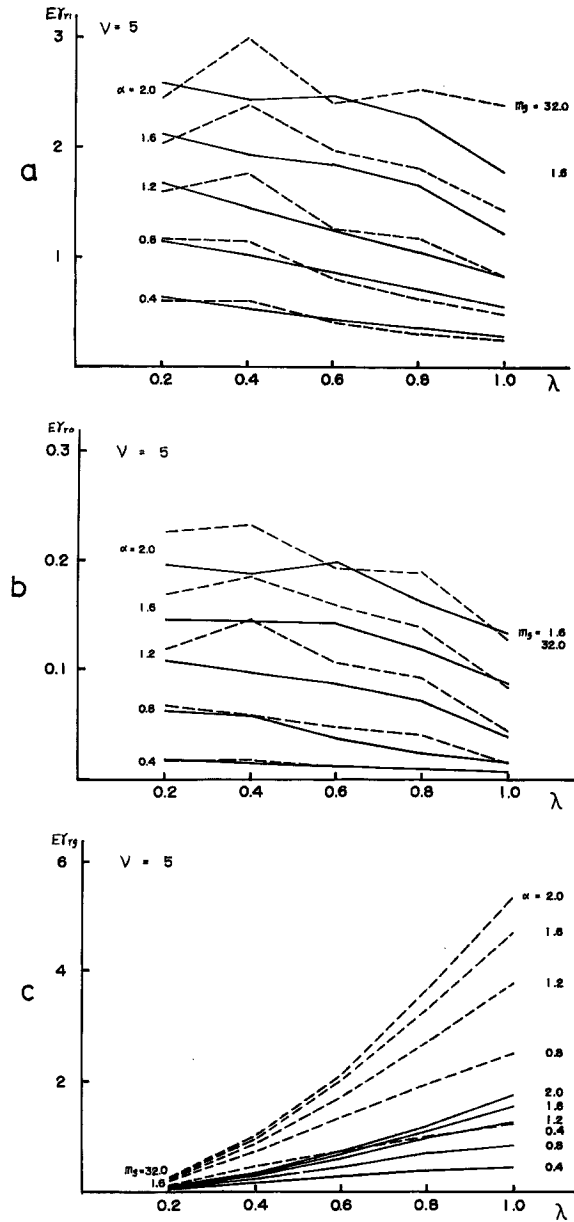


Fig. 8 Average response diagrams of maximum relative displacement;  $\nu=5$ .

応答量の比を12の地震外乱ごとに求めて、これを平均したものの1例を上部構造について示したものである。Fig. 11はFig. 10と同じく上部構造の弾塑性応答の比率の平均靱性率との関係で示したものである。Fig. 12は上部構造についてFig. 11に示したものと同じく、境界層について同様の表現を行なったものである。

上部構造の平均靱性率応答  $E\gamma_{r1}$  は、一般的に云つて  $\lambda$  に関して減少する傾向は弾性領域における応答性



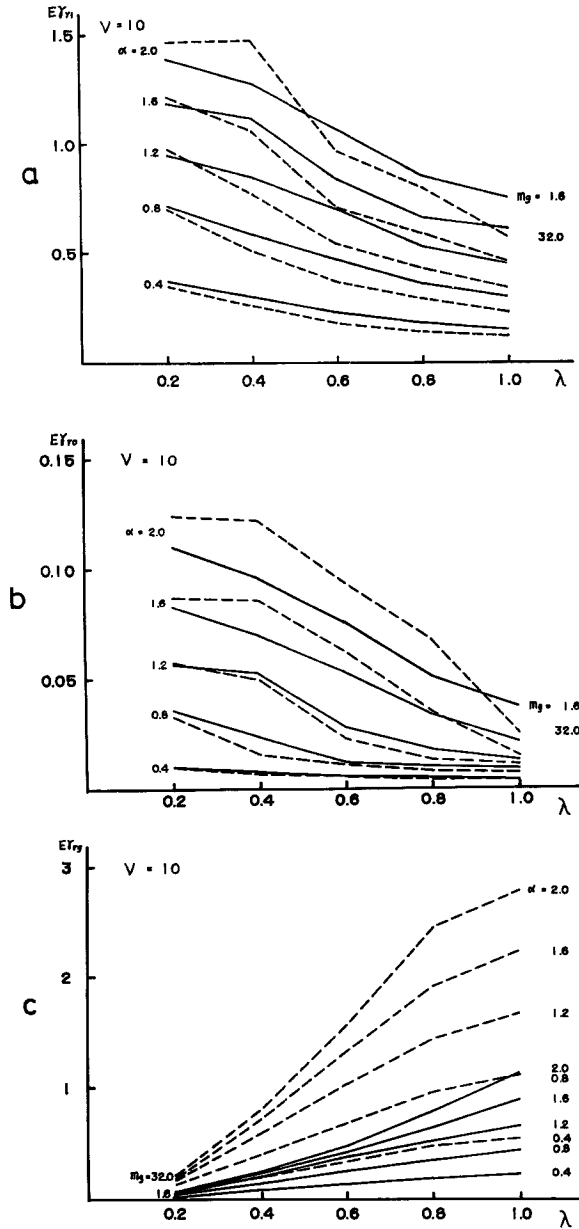


Fig. 9 Average response diagrams of maximum relative displacement;  $\nu=10$ .

状と共通する特性であるが、地震外乱強度パラメータ $\alpha$ が大きい時、すなわち塑性挙動が非常に大きくなって来ると必ずしも $\lambda$ に関して減少せず、弾性応答の場合が滑らかな減少関数として示されたのに比較して変動が激しくなって来る。bilinear形の復元力特性を有する構造物系の弾塑性応答特性は、靱性率応答のように変位系統の応答量の最大値に注目すると、地震外乱の波形関数のうちの特定の1波ないしは数波の要素によつてそれが決定され易く、極端に鋭いfilter特性を持つと考えることが出来、 $\lambda$ の変動に伴なって移動す

る連成系の固有振動数と地震外乱の中に含まれる要素波（この要素波の振動数は一般的に云つて波形関数の power スペクトルの peak 附近である場合が多い。）との関係は、当然大きい変動領域を有するものと考えられ、図に示されるように変動の大きい応答性状を示している。

$\alpha$  に関する応答値の増加率は **Figs. 7a~9a** に示されるように、 $\lambda$  の小さい領域では比較的安定であるのに対し、 $\lambda$  が大となるとその増加率は塑性挙動が卓越している領域で急激に大となり、応答量の不安定な増大を示している。この傾向は弾性応答量に対する弾塑性応答量の比でその塑性挙動の増巾率を示した **Figs. 11, 12** から明瞭にうかがうことが出来る。すなわち、 $m_g=1.6$  および  $32.0$  に共通に、 $\lambda=0.2, 0.4$  の場合は  $\alpha$  の値にかかわらず比の値は 1 以下であり、履歴特性によるエネルギー減衰が効果的に作用して、塑性流れを含む系の応答量が同一の地震外乱強度パラメータ  $\alpha$  に対する弾性応答の最大値を 10~20% 程度下まわっていることを示している。一方、 $\lambda=0.6\sim 1.0$  の領域では、応答が弾性限界変位を少し超えた程度の地震外乱強度に対しては比の値は 1 近傍を示しているが、更に  $\alpha$  が増大すると塑性挙動による応答の増巾率は飛躍的に増大し、 $m_g=32.0$  の場合に特に著しく、2~3 にまで達する。この相異なつた 2 つの傾向は  $0.4 < \lambda < 0.6$  に両者を分ける critical point が存在しているようであり、しかも  $m_g=1.6$  の場合は  $32.0$  の場合よりも  $\lambda$  のやや大きい側にあるようである。図示されていないが  $\nu=5, 10$  の場合についてもほぼ同様な傾向が現われ、両者を分ける  $\lambda$  の値はわずかづつ小さい側に、そして  $m_g=32.0$  の場合の方がより小

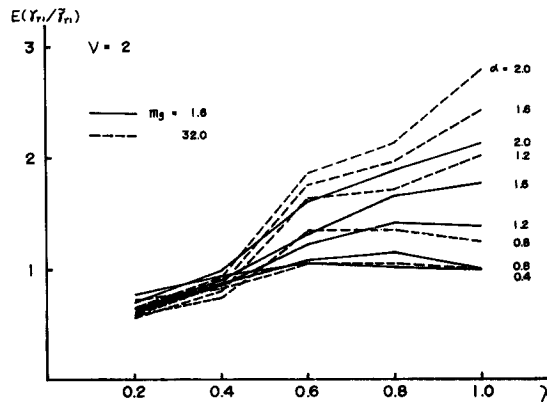


Fig. 10 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response.

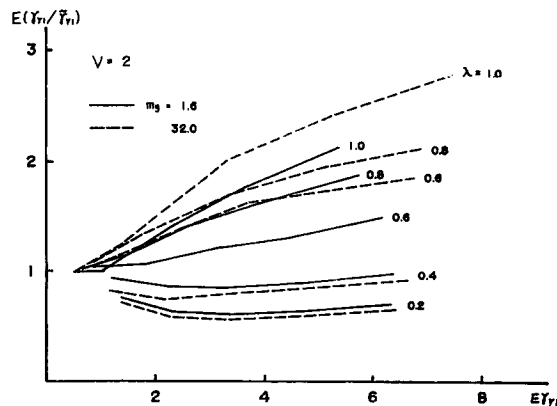


Fig. 11 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response.

い側にあるようである。すなわち、 $\nu=5$  の場合  $m_g=1.6$  では  $\lambda=0.4$  よりやや大きい側に、32.0 では逆に  $\lambda=0.4$  よりやや小さい側に、更に  $\nu=10$  の場合  $m_g=1.6$  で  $\lambda=0.4$  よりやや小さい側に、32.0 で 0.2 と 0.4 の中間附近にその critical point があるように思われる。このような傾向が地震外乱の power スペクトル等に帰すべきものとする、地震外乱の振動数パラメータ  $\nu$  の変動に対して前述のような鈍い変動に留まるとは考えられず、したがって、主として系の動力学特性の空間的分布性状によるもの、例えば応答に卓越する基本固有振動モードであるか、もっと単純には質量分布を中介にした等価的な剛性分布によるものと思われる。すなわち、剛性分布について見ると、 $\alpha$  の大きい領域で塑性化し易い境界層の剛性として復元力の第2分枝勾配とし、弾性基礎地盤の剛性を静的剛性で評価すると、 $\nu=2$  の場合の剛性ベクトルは、 $m_g=1.6$  の場合 {1, 2, 2.5}, 32.0 の場合 {1, 2, 1.5} 程度を境として、これより弾性地盤剛性が低下すると、地震外乱によつて系に伝達されたエネルギーが上部構造に流れ易く、且つ、そこで消費され易くなるものと考えられる。 $\nu$  あるいは  $m_g$  の値についてこの critical な境界がわずかながら移動するのは、系の基本固有振動数と地震外乱の power 卓越振動数との関係や、弾性基礎地盤における波動逸散減衰効果の差異によるものであろう。なお Fig. 11 の  $\lambda=0.2, 0.4$  からうかがうことが出来るように、 $\alpha$  を更に増大させて塑性挙動の比率を一層増すならば、上部構造の等価的な剛性が低下して来て、上部構造へのエネルギー集中が生じ、応答量の不安定的な増大をもたらすと考えられる。

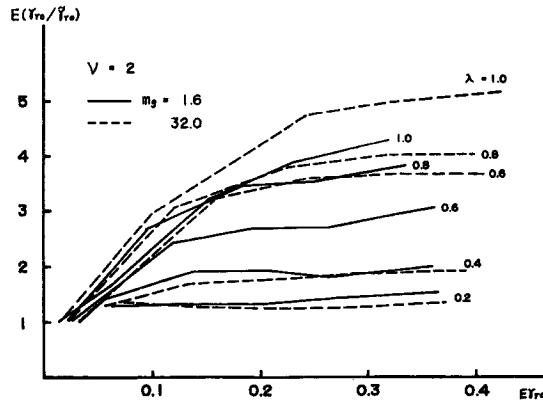


Fig. 12 Average ratio of elasto-plastic response to elastic response.

境界層の応答特性は Figs. 7b~9b あるいは Fig. 12 に示されるように、その復元力特性の初期剛性および第2分枝剛性が非常に高いことにより、塑性域での履歴によるエネルギー消費が上部構造に比較して効果が薄く、降伏による剛性の低下で応答量が増大する傾向が顕著であるが、上部構造の場合と同様に  $\lambda$  に関して存在すると思われる critical point を境にして、 $\lambda$  の小さい領域では  $\alpha$  に関する応答量の漸増、 $\lambda$  の大きい領域では急増すると云う異種の特徴を指摘出来る。また、一般的な傾向としてパラメータ  $m_g$  および  $\nu$  に関する応答性状の変動については、定性的には弾性領域における場合と同様に、上部構造に認められるものと類似している。

一方、弾性地盤の応答性状は Figs. 7c~9c に示すが、この応答量の基礎式からも判断されるように、境界層の復元力応答量を弾性基礎地盤の等価剛性で除した値と関連が大で、パラメータ  $\lambda$  に関しては当然予想されるように  $\lambda$  の増加に伴う等価剛性の低下によって、前述の弾性領域における場合と同様に応答量の増加が顕著であるが、 $\alpha$  の増大によつて境界層復元力の降伏が発生すると当然応答量は抑制され、 $\partial^2 E\gamma_{r,g} / \partial \alpha^2 < 0$  となる傾向を示している。そして、この抑制効果は境界層の応答性状の  $\lambda$  に関する変動からも予想されるように、 $\lambda$  の値の小さい領域で著しい。

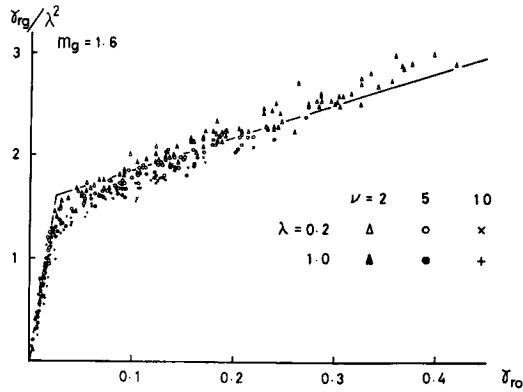


Fig. 13 Comparison of dynamical stiffness of elastic ground with static stiffness.

Fig. 13 は、今まで述べて来たような ensemble 平均としての応答量でなく個々の地震外乱による境界層および弾性基礎地盤の応答量の対応を、図中に示すパラメータ値について plot したもので、弾塑性応答である境界層の  $\gamma_{r0}$  と弾性応答である弾性基礎地盤の  $\gamma_{rg}$  の関係は、Table 5 に示した弾性基礎地盤の等価剛性の評価に相当する。すなわち、弾性基礎地盤の剛性が定数で表わされるならば、両者の関係は境界層復元力関数に相似な折線で示されるはずである。図中に実線で示した折線が、(26)式を用いた弾性基礎地盤の静的剛性によつて評価した時の両者の関係である。図から明らかなようにパラメータ値の同一の場合でも応答値は同一直線上にはなく、地震外乱のそれぞれの member function によって生じる応答量は、地震外乱中の要素波の振動数に関する特性の違いによつて、弾性基礎地盤の等価剛性が異って来ることを示している。また、これらの plot の平均的な傾向および Table 5 から明らかなように、弾性領域内および塑性挙動の比較的小さい範囲内では  $\lambda, \nu$  の値の増加に関して  $\gamma_{rg}$  が減少し、等価的に弾性基礎地盤の剛性が静的剛性より高まっていることを示している。 $\lambda, \nu$  の値の増加は弾性基礎地盤に対しては地震外乱の振動数領域を高い側に移すことにあたり、高振動数の地震外乱に対して弾性基礎地盤の compliance が低下していることが指摘出来る。この傾向は同一の  $\lambda$  値に対して  $\nu=2, 5$  および 10 となるにつれて、明瞭に現われており、また、同一の  $\nu$  値に対して  $\lambda=0.2$  および 1.0 に対する現われ方は、 $\nu=5$  および 10 では比較的顕著であるが、 $\nu=2$  の場合は相対的に地震外乱の振動数域が低い側にあるために、dynamic な効果が現われ難くなっている。一方、塑性挙動が卓越して来る範囲になると関係は逆転して、弾性基礎地盤の応答は静的剛性

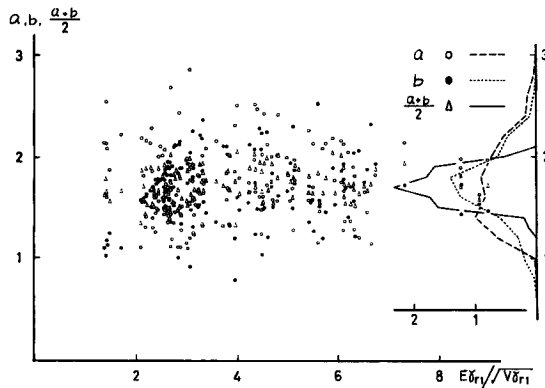


Fig. 14 Distribution of maxima and minima of normalized response.

を用いて評価した場合よりも大になって来る。これは主として、境界層の履歴特性によるエネルギー消費によって境界層の応答が抑制され、逆に等価剛性が高まるために、弾性基礎地盤の応答が相対的に高まっていると考えられる。

さて、これまでは主として応答量の ensemble 平均について述べて来たが、この応答量の ensemble における分布性状を調べる目的で、(25)式に定義した分布性状に関するいくつかの指標について、上部構造の応答に関して、パラメータ値  $m_g=1.6$  および  $32.0$ 、 $\lambda=0.2\sim 1.0$ 、 $\nu=2, 5, 10$ 、 $\alpha=0.4\sim 2.0$  について、それぞれ 12 の応答値からなる 150 の集団について plot したものが Fig. 14 である。横軸の  $Er_{r1}/\sqrt{Vr_{r1}}$  の値はパラメータ値によって変動する量であるが、この変動量に対して、正規化された最大値、最小値あるいは最大値から最小値までの巾を表わす  $a, b, (a+b)/2$  は全く無関係でランダムに変動する量であることが確かめられた。また、これらの指標の確率密度分布は、図の右側に示すように比較的狭帯域の分布関数で示され、その平均値は 1.7~1.8 程度であることが判る。

## 7. 結 び

地盤-構造物連成系の動力学モデルとして、地盤を振動数の関数として表わされる等価剛性、等価減衰を持つ弾性基礎地盤として設定し、質点系上部構造と接続して、ランダム性の地震外乱に対して非定常弾塑性地震応答解析を、地震外乱と動力学系の広範なパラメータ領域で実施し、連成系の地震応答性状を各部の相対変位応答の絶対最大値について考察した結果、以下のいくつかの応答特性を指摘することが出来る。

1) 上部構造に地盤を含む下部構造が連成することにより、構造物系の基本固有振動数が減少し、弾性基礎地盤が軟らかいほど、連成効果が大きくなり、連成系のフィルター特性が増して上部構造の靱性率応答は抑制される。

2) 構造物の支持地盤における波動逸散現象によるエネルギー減衰は、連成系応答量を制御し、弾性基礎地盤が軟らかいほど、連成系応答に及ぼすその効果は大である。

3) 上部構造の弾塑性域における靱性率応答は、その非常に鋭いフィルター特性により地震外乱の power スペクトルの影響を受け易く、また、下部構造系の等価な剛性分布との関係で、応答性状が急変する領域が存在する。

4) 一般に弾性基礎地盤は高振動数の地震外乱に対して compliance が低くなるが、構造物との接触面で塑性降伏が生じると必ずしも compliance は低下しない。

終りに、本論文の作成に当り多大の御協力をいただいた京都大学大学院生大谷圭一氏に感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) Thomson, W. T., and T. Kobori: Dynamical Compliance of Rectangular Foundations on an Elastic Half-space, Journal of Applied Mechanics, Vol. 30, Series E, No. 4, 1963, pp. 579~584.
- 2) 小堀鐸二・南井良一郎・鈴木 有・日下部 馨: 長方形基礎の Dynamical Ground Compliance (その1) 一半無限弾性地盤の場合一, 京都大学防災研究所年報, 第10号 A, 昭42. 3, pp. 283~314.
- 3) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊: 矩形基礎の Ground Compliance とその Simulation について, 京都大学防災研究所年報, 第7号, 昭39. 3, pp. 179~194.
- 4) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答, 京都大学防災研究所年報, 第7号, 昭39. 3, pp. 179~194.
- 5) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答(第2報), 京都大学防災研究所年報, 第8号, 昭40. 3, pp. 193~218.
- 6) Kobori, T., R. Minai, Y. Inoue, and T. Kamada: Earthquake Response of a Structure with a

- Rectangular Foundation, Proc. of the 16th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1966, pp. 307~315.
- 7) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊・鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答 (第3報), 京都大学防災研究所年報, 第10号A, 昭42. 3, pp. 261~281.
  - 8) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊・鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の振動特性, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭43. 5, pp. 125~128.
  - 9) Kobori, T., R. Minai, and Y. Inoue: On Earthquake Response of Elasto-plastic Structure considering Ground Characteristics, Proc. of 4th World Conference on Earthquake Engineering, Jan., 1969, Chile, (to be published).
  - 10) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊・鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の振動特性 (基礎の並進と回転を考慮した場合, 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭44. 8, pp. 677~678.
  - 11) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊・鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の振動特性, 京都大学防災研究所年報, 第13号A, 昭45. 3.
  - 12) 小堀鐸二・南井良一郎・井上 豊・竹内吉弘: 応答解析のための模擬地震波の性質について, 京都大学防災研究所年報, 第11号A, 昭43. 3, pp. 369~403.
  - 13) Kobori, T., and R. Minai: Response Spectra of Quasi-Stationary Random Excitations, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 17, Part 3, March, 1968, pp. 45~94.