

地震動の強さの指標と応答スペクトルの 変動について

郭 献群*・西岡 隆**

本研究では応答スペクトルの変動を地震動の強さの指標の違いから考察し、最大地動加速度 A_{max} 、最大地動速度 V_{max} 、速度応答スペクトル強度 SI 、地震動加速度の全エネルギー P 、地震動加速度の全エネルギーと地震動の卓越周期の積 PT_0 の地震動の強さの指標としての適用範囲を検討した。結果として、構造物の固有周期 T_0 と用いる応答量によって、最適な地震動の強さの指標が異なることがわかった。

Keywords: earthquake intensity, elasto-plastic response, seismic damage

1. 序 論

地震動の強さ、すなわち荷重のレベルを設定することは構造物の耐震設計の第一歩である。通常耐震設計は次のように二つの段階で考えられている。

(1) 通常の強震に対して構造物の応答を弾性範囲内に収めるようにする。

(2) 最大級地震に対して構造物が崩壊しないようにする。

(1) を確保するために用いられる震度法では、地動最大加速度が地震動の強さの指標として用いられている。また、長周期の構造物を対象とする場合は、地動最大速度を地震動の強さの指標として用いることもある。

一方、(2) の場合には、構造物が塑性化した後の靱性を耐震安全性に寄与する要因として考慮しなければならない。しかし、構造物の崩壊のメカニズムが極めて複雑であるので、構造物の損傷の度合を評価する多くの指標が提案されてきた。最大塑性率、累積塑性率や Housner, 秋山らが提案した地震動による構造物への入力エネルギー等が弾塑性破壊を定量的に評価する指標として広く用いられている^{1)~8)}。これらの破壊に至る弾塑性応答に対する指標は、弾性応答の最大値と異なって、地震動の最大振幅のみならずその継続時間や周期特性にも大きく影響される。その結果、地動最大加速度、地動最大速度のような地震動の振幅が、地震動の強さの指標としてかならずしも適切な尺度とはならない。そのために、速度応答スペクトル強度や地動加速度の自乗の全継続時間にわたる積分(本研究では地動加速度の全エネルギーと称する)が地震動強さの尺度として提案されている^{1)~7)}。また、著者らはさきの論文⁴⁾で擬似地震動モデル

を用いて地震動の特性値が入力エネルギーに及ぼす影響を解明し、入力エネルギースペクトルのレベルを大きく左右するパラメーターである地動加速度の全エネルギーと地震動の卓越周期の積を地震動強さの尺度として提案した。

地震荷重を正確に評価するために、こうした複数の地震動の強さの指標について、それぞれの適用範囲を検討することは重要であると考えられる。本研究では擬似地震動による1質点系の弾性応答スペクトルと弾塑性応答スペクトルの統計的性質を調べることにより、これらの応答に対する最適な地震動の強さの指標を提示するものである。

2. 各地震動の強さの指標の定義とその背景

本研究で取り上げる地震動の強さの指標としては、地動最大加速度 A_{max} 、地動最大速度 V_{max} 、速度応答スペクトル強度 SI 、地動加速度の全エネルギー P 、地動加速度の全エネルギーと地震動卓越周期の積¹⁾ PT_0 の5つである。ここに、まず、それぞれの定義とその背景について述べておく。

(1) 地動最大加速度 A_{max} 、地動最大速度 V_{max}

最も広く使われている耐震設計法である震度法では、地動最大加速度 A_{max} が地震動の強さの尺度として用いられている。地震動による構造物の最大加速度応答に着目する場合、地動最大加速度 A_{max} が直観的でこれに基づく耐震設計の経験も豊富である。しかし、弾塑性応答に着目する場合や長周期構造物の耐震解析を行う場合は、地震動のより長周期成分を反映する地動最大速度 V_{max} の方が適切であることが指摘されている^{9)~11)}。

地動速度はその地動加速度記録を積分して得られる。しかし、積分計算によって加速度波形の長周期成分の測定誤差が大きく拡大され、正確な速度波形が得られない。地動加速度記録から速度を算出する方法がいろいろ提案

* 正会員 工博 構造計画研究所
(〒164 東京都中野区本町4-30-12)

** 正会員 工博 筑波大学教授 構造工学系

されているが、それらの方法の主目的は加速度波形の長周期成分の誤差を取り除くことである。本研究では擬似地震動を用いるので、それを作成する段階ですでに周波数 0.06 Hz から 20 Hz までの成分しか取り入れてないため、加速度波から速度波に換算する際、3 次多項式を用いて最小自乗法による補正をすることにした。

(2) スペクトル強度 SI

速度応答スペクトルは、地震動が構造物に与える最大のエネルギーを表している。すなわち、構造物のばね定数、質量、固有角振動数をそれぞれ k , m , ω_0 、最大変位応答を X_{max} とすれば、

$$\begin{aligned} \text{最大ひずみエネルギー} &= \frac{1}{2} k x_{max}^2 \\ \text{単位質量当りの最大エネルギー} &= \frac{1}{2} k x_{max}^2 / m \\ &= \frac{1}{2} (\omega_0 x_{max})^2 \\ &\doteq \frac{1}{2} S_v^2 \end{aligned}$$

したがって、速度応答スペクトル S_v は一種のパワースペクトルと考えてもよい。Housner は通常の構造物の基本周期 T_0 が 0.1 秒から 2.5 秒の間にあるものと考え、次式で与えられる積分値を地震動の破壊力を表す一つの指標として提案している。

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T_0, h) dT_0$$

これをスペクトル強度と呼んでいる。本論では減衰定数が $h=0.2$ のときの SI を用いている。

(3) 地動加速度の全エネルギー P

地震動による 1 質点弾性系への単位質量当り入力エネルギー E は $\dot{z}(t)$ を地動加速度、 $x(t)$ を系の応答とすれば、次のように解析的に表現できる⁴⁾。

$$\begin{aligned} E(\omega_0, h) &= \int_{-\infty}^{+\infty} \dot{z}(t) \dot{x}(t) dt \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} w(\omega, \omega_0, h) |\ddot{Z}(\omega)|^2 d\omega \dots \dots (1) \end{aligned}$$

ここに、

$$w(\omega, \omega_0, h) = \frac{h\omega_0\omega^2}{\pi \{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4h^2\omega_0^2\omega^2\}}$$

また、 ω_0 は 1 質点系の固有角振動数、 h は減衰定数である。 $|\ddot{Z}(\omega)|^2$ は地動加速度のエネルギースペクトルである。この入力エネルギーの周波数領域の積分は次式となる⁴⁾。

$$\begin{aligned} W &= \int_{-\infty}^{+\infty} E(\omega_0, h) d\omega_0 = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} w(\omega, \omega_0, h) \\ &\quad |\ddot{Z}(\omega)|^2 d\omega d\omega_0 \end{aligned}$$

$$= 2 \frac{\cos^{-1}(h)}{\sqrt{1-h^2}} \cdot P \dots \dots \dots (2)$$

ここに、全エネルギー P は次式で与えられる。

$$P = \int_{-\infty}^{+\infty} (\dot{z}(t))^2 dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} |\ddot{Z}(\omega)|^2 d\omega$$

Housner と Jennings はこの W を地震動の強さのを表す指標として提案している⁴⁾。また、星谷らは地動加速度の全エネルギー P が地盤に固定された剛体への地震動全継続時間までのエネルギー入力と等しいことを指摘し、 P を地震動の強さの指標として用いることを検討した⁷⁾。通常の振動系の減衰定数の範囲内では、 W の変動 ($h=0$ のとき、 $W=3.14 P$, $h=0.1$, $W=2.93 P$) は小さいから、本質的に P と W を同じ指標と考えてよい⁴⁾。本論では、地動加速度の全エネルギー P のみを取り上げた。

(4) 地動加速度の全エネルギーと卓越周期の積 PT_0

著者らは擬似地震動モデル $z(t) = \phi(t)g(t)$ ($\phi(t)$ は確定関数で、 $g(t)$ は定常確率過程) を用いて、1 質点系への入力エネルギーの期待値 \bar{E} を求め、次のように整理している⁴⁾。

$$\bar{E} = m \cdot \bar{P} \cdot T_0 \cdot S_E(T_0/T_0, h_e) \dots \dots \dots (3)$$

- m : 構造物の質量。
- \bar{P} : 地動加速度の全エネルギーの期待値。
- T_0 : 地震動の卓越周期。
- T_0 : 構造物の固有周期。
- h_e : 構造物の等価減衰定数。
- $S_E(T_0/T_0, h_e)$: 正規化した入力エネルギースペクトル。その一例は図—1 に示している⁴⁾。

式 (3) によると、地動加速度の全エネルギー P と地震動の卓越周期 T_0 の積すなわち PT_0 は、構造物の固有周期の全領域において入力エネルギーを大きく左右するパラメーターである。すなわち、 PT_0 は地震動の強さの指標と考えられる。ここで特に注意しなければならないことは、地震動の卓越周期 T_0 が必ずしも地盤の固有周期ではないことである。地盤の固有周期に相当する周期が卓越するということは、その確率が大きいということに過ぎない。すなわち、地震動の卓越周期 T_0 は構造物の建設地点の地盤特性で完全に決められるものではなく、地震の規模、震源特性や地震動が伝わってくる経路にも依存している。したがって、地動加速度の全エネルギーと地震動の卓越周期の積 PT_0 は地動加速度の全エネルギー P と本質的に異なる性質をもった地震動の強さの指標であると考えなければならない。

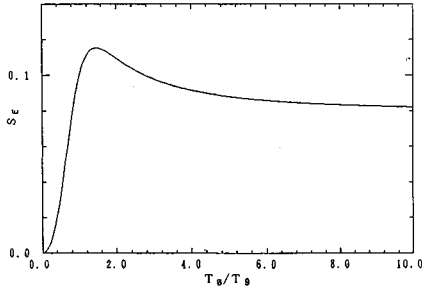


図-1 正規化した入力エネルギースペクトル ($h_g=0.2$)

3. 地震動の強さの指標の選定基準と解析モデル

(1) 地震動の強さの指標の選定基準

地震動は不規則波であり、多様な特性を有する。地震動の強さの指標は地震動の大きさを表す一つの特性値である。それ以外の地震動の特性値が構造物の応答に及ぼす影響をできるかぎり小さく収めるように、地震動の強さの指標を選択しなければならない。したがって、地震動の強さの指標をあるレベルに基準化し、地震動の標本集合による構造の応答スペクトルを調べた場合、その変動係数が小さくなることが望ましい。したがって、応答スペクトルの変動係数はこの地震動の強さの指標を選定するための定量的な基準になると考えてよい。

(2) 入力地震動と構造モデル

上述のように、実地震動記録による応答スペクトルの変動係数を解析すれば、地震動の強さの最も優れた指標を選択することができる。しかし、用いる地震動記録の標本集合のばらつき方によって、結果が変わってしまうことも考えられる。地震動の特性値のばらつきによる応答スペクトルの変動係数の変化を明瞭に解析するため、本研究では地震動の特性のばらつきをそれぞれに持った4つの擬似地震動の標本集合を用いることにする。用いる擬似地震動は次のモデルで作成する。

$$\ddot{x}(t) = \phi(t) \cdot g(t)$$

ここに、 $\phi(t)$ は確定関数で、次のような関数を確定関数 $\phi(t)$ として用いている。

$$\phi(t) = \begin{cases} (t/t_1)^2 & 0 < t < t_1 \\ 1 & t_1 < t < t_d + t_1 \dots\dots\dots (4) \\ e^{-c(t-t_d)} & t > t_d + t_1 \end{cases}$$

ここに、 t_d は強震継続時間である。 t_1, c は定数で、本研究ではそれぞれ 1.5 sec, 0.18 に設定している¹²⁾。 $g(t)$ は定常確率過程で、そのパワースペクトル $S_g(\omega)$ は次式で与えられる。

$$S_g(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + 4h_g^2\omega_g^2\omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4h_g^2\omega_g^2\omega^2} \dots\dots\dots (5)$$

表-1 擬似地震動のパラメーター

No	標本集合1		標本集合2		標本集合3		標本集合4	
	t_d	T_g	t_d	T_g	t_d	T_g	t_d	T_g
	単位: sec.		単位: sec.		単位: sec.		単位: sec.	
1	20	0.6	8	0.6	20	0.22	8	0.22
2	20	0.6	14	0.6	20	0.22	14	0.22
3	20	0.6	20	0.6	20	0.22	20	0.22
4	20	0.6	25	0.6	20	0.22	25	0.22
5	20	0.6	31	0.6	20	0.22	31	0.22
6	20	0.6	8	0.6	20	0.30	8	0.30
7	20	0.6	14	0.6	20	0.30	14	0.30
8	20	0.6	20	0.6	20	0.30	20	0.30
9	20	0.6	25	0.6	20	0.30	25	0.30
10	20	0.6	31	0.6	20	0.30	31	0.30
11	20	0.6	8	0.6	20	0.39	8	0.39
12	20	0.6	14	0.6	20	0.39	14	0.39
13	20	0.6	20	0.6	20	0.39	20	0.39
14	20	0.6	25	0.6	20	0.39	25	0.39
15	20	0.6	31	0.6	20	0.39	31	0.39
16	20	0.6	8	0.6	20	0.47	8	0.47
17	20	0.6	14	0.6	20	0.47	14	0.47
18	20	0.6	20	0.6	20	0.47	20	0.47
19	20	0.6	25	0.6	20	0.47	25	0.47
20	20	0.6	31	0.6	20	0.47	31	0.47
21	20	0.6	8	0.6	20	0.55	8	0.55
22	20	0.6	14	0.6	20	0.55	14	0.55
23	20	0.6	20	0.6	20	0.55	20	0.55
24	20	0.6	25	0.6	20	0.55	25	0.55
25	20	0.6	31	0.6	20	0.55	31	0.55
26	20	0.6	8	0.6	20	0.64	8	0.64
27	20	0.6	14	0.6	20	0.64	14	0.64
28	20	0.6	20	0.6	20	0.64	20	0.64
29	20	0.6	25	0.6	20	0.64	25	0.64
30	20	0.6	31	0.6	20	0.64	31	0.64
31	20	0.6	8	0.6	20	0.72	8	0.72
32	20	0.6	14	0.6	20	0.72	14	0.72
33	20	0.6	20	0.6	20	0.72	20	0.72
34	20	0.6	25	0.6	20	0.72	25	0.72
35	20	0.6	31	0.6	20	0.72	31	0.72
36	20	0.6	8	0.6	20	0.80	8	0.80
37	20	0.6	14	0.6	20	0.80	14	0.80
38	20	0.6	20	0.6	20	0.80	20	0.80
39	20	0.6	25	0.6	20	0.80	25	0.80
40	20	0.6	31	0.6	20	0.80	31	0.80
41	20	0.6	8	0.6	20	0.89	8	0.89
42	20	0.6	14	0.6	20	0.89	14	0.89
43	20	0.6	20	0.6	20	0.89	20	0.89
44	20	0.6	25	0.6	20	0.89	25	0.89
45	20	0.6	31	0.6	20	0.89	31	0.89
46	20	0.6	8	0.6	20	0.97	8	0.97
47	20	0.6	14	0.6	20	0.97	14	0.97
48	20	0.6	20	0.6	20	0.97	20	0.97
49	20	0.6	25	0.6	20	0.97	25	0.97
50	20	0.6	31	0.6	20	0.97	31	0.97

ここに、 ω_g は地動の卓越角振動数、 h_g は地盤の減衰定数で、ピークの鋭さのパラメーターである。 $\phi(t)$ と $g(t)$ に含まれているパラメーターの中では h_g 、継続時間 t_d 、卓越角振動数 ω_g は同じ地盤でもばらつきが大きい¹²⁾。しかし、 h_g が応答スペクトルの変動係数に与える影響は小さいから¹³⁾、本研究では $h_g=0.5$ に設定している。地震動の卓越周期 T_g ($T_g=2\pi/\omega_g$)、継続時間 t_d を表-1 のようにとり、4つの擬似地震動の標本集合(それぞれ50サンプル)を作成する。すべての標本集合において、継続時間の平均値 \bar{T}_d を 20 sec. に、卓越周期の平均値 \bar{T}_g を 0.6 sec. に設定している。標本集合1は継続時間と卓越周期のばらつきがない地震動の標本集合であ

表-2 設定した地震動の強度のレベル
(上段：弾性応答の場合，下段：弾塑性応答の場合)

	A_{max} (gal)	V_{max} (kine)	SI (cm)	P (cm^2/sec^3)	PT_g (cm^2/sec^2)
標本集合1	198.0	38.7	171.4	289.2	224.0
	396.0	77.4	342.8	578.5	448.1
標本集合2	198.0	38.1	166.4	278.3	215.1
	396.0	76.3	332.8	556.7	430.3
標本集合3	198.0	36.0	156.6	287.4	205.4
	396.0	72.0	313.3	574.8	410.8
標本集合4	198.0	35.4	151.6	275.3	196.6
	396.0	70.8	303.2	550.6	393.2

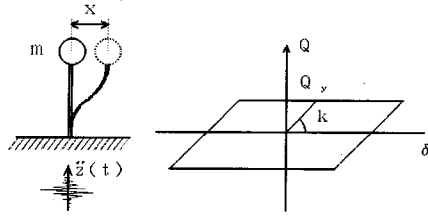


図-2 構造モデル

る。標本集合2は継続時間 t_d の変動（その上下限は8 sec. から31 sec. で，変動係数は $COV(t_d)=0.4$ ）を取り入れている。標本集合3は卓越周期 T_g の変動（その上下限は0.22 sec. から0.97 sec. で，変動係数は $COV(T_g)=0.4$ ）を取り入れている。標本集合4は卓越周期 T_g の変動と継続時間 t_d の変動（その変動係数は $COV(t_d)=0.4$, $COV(T_g)=0.4$ ）を取り入れている。

応答スペクトルの変動係数を求める際，入力地震動の強さの基準化は次のように行う。弾性応答の変動を求めるとき，最大地動加速度 A_{max} を地震動の強さの指標とする場合は，すべてのサンプルの最大加速度を198 gal に基準化する。最大地動速度 V_{max} ，スペクトル強度 SI，地動加速度の全エネルギー P，地動加速度の全エネルギーと卓越周期の積 PT_g を地震動の強さの指標とする場合，それぞれ表-2の上段に示すレベルに調整する。すなわち，それぞれの地震動の強さの指標を表-2の上段に示すレベルに調整すれば，標本集合の最大地動加速度の平均値が198 gal になるように与える。同様に，弾塑性応答の変動を求める時，最大地動加速度 A_{max} を地震動の強さの指標とする場合は，すべてのサンプルの最大加速度を396 gal に調整する。その他の指標を用いる場合，表-2の下段に示すレベルに調整する。

一方，構造モデルは，図-2に示す1質点系を用いる。この振動系の運動方程式は次式で表される。

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + Q(x)/m = -\ddot{z}(t) \dots\dots\dots (6)$$

ここに， h は減衰定数， ω_0 は系の固有角振動数， $Q(x)$ は図-2に示す完全弾塑性の履歴復元力， Q_0 は降伏強度， $\ddot{z}(t)$ は地震動の加速度波である。本論では，系の応答量として次のものを取り上げて議論する。

弾性応答の場合：

最大加速度応答 $S_a = \max\{|\ddot{x}(t) + \ddot{z}(t)|, 0 < t < +\infty\}$

最大速度応答 $S_v = \max\{|\dot{x}(t)|, 0 < t < +\infty\}$

弾塑性応答の場合：

単位質量当り入力エネルギー

$$E = -\int_{-\infty}^{+\infty} \dot{z}(t)\dot{x}(t) dt$$

単位質量当り累積塑性ひずみエネルギー

$$E_h = \int_{-\infty}^{+\infty} Q(t)\dot{x}(t) dt/m$$

最大塑性率 $\mu = \max\{|\dot{x}(t)/\delta_v|, 0 < t < +\infty\}$

δ_v は降伏変形

累積塑性率 $\eta = (\delta_p^+ + \delta_p^-)/\delta_0$

δ_p^+ , δ_p^- は正負側累積塑性変形

完全弾塑性系の場合では，この累積塑性率は塑性履歴エネルギー

$$\int_{-\infty}^{+\infty} Q(t)\dot{x}(t) dt$$

を用いると，次のように表現できる。

$$\eta = \int_{-\infty}^{+\infty} Q(t)\dot{x}(t) dt / (2\delta_v Q_0)$$

4. 地震動の基本的な特性値とその考察

地震動の特性は時間領域における特性と周波数領域における特性に大別することができる。また，時間領域における特性は最大加速度 A_{max} と継続時間 t_d ，周波数領域における特性は卓越周期 T_g によっておおむね定量化することができる。したがって，この三つの特性値 A_{max} , t_d , T_g は地震動の最も基本的な特性値と言えよう。ここでは，まずこの三つの特性値 A_{max} , t_d , T_g と地震動の強さの指標 V_{max} , SI, P, PT_g との相関性，また A_{max} , t_d , T_g と系の各応答量 S_a , S_v , E, E_h , μ , η との相関性を考察してみる。一般に最大地動加速度が大きいほど地震動の強さの各指標，また系の各応答量が大きいことは明らかである。そのため， t_d , T_g の地震動の強さの指標との相関性，また t_d , T_g の各応答量との相関性を調べる際，標本集合のすべてのサンプルの A_{max} を1に基準化している。

表-3は T_g , t_d と V_{max} , SI, P, PT_g の相関係数を示すものである。この表によると， V_{max} , SI, P, PT_g の特徴が以下の3種類に分類できる。

- 1) P：継続時間を評価できる。
- 2) V_{max} ：卓越周期を評価できる。
- 3) SI, PT_g ：継続時間と卓越周期を評価できる。

図-3と図-4は t_d , T_g と応答 S_a , S_v , E, E_h , μ , η

表-3 T_g , t_d と各指標の相関係数

	V_{max}	SI	P	PT _g
t_d	0.35	0.62	0.91	0.91
T_g	0.81	0.91	0.25	0.93

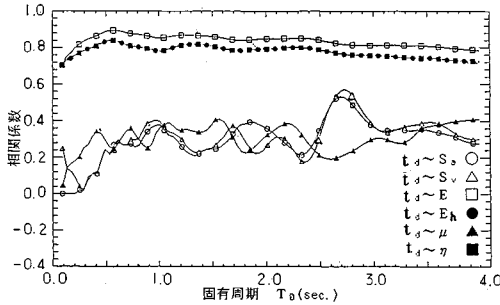


図-3 t_d と各応答量の相関係数

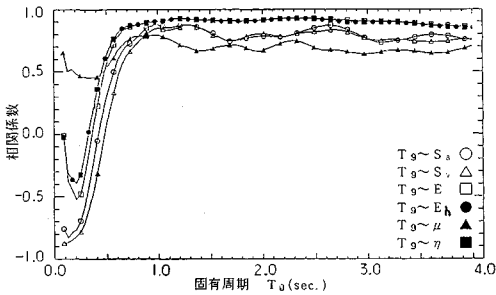


図-4 T_g と各応答量の相関係数

との相関係数(横軸は系の固有周期)を示すものである。これらの図から、次の傾向が認められる。

- 1) E , E_h , η と t_d の間に強い線形関係がある。その相関係数は 0.7~0.9 である。
- 2) S_a , S_v , μ と t_d の間には相関関係が小さく、その相関係数は 0.3 程度である。
- 3) 長周期系 ($T_0 > \bar{T}_g = 0.6 \text{ sec.}$) のすべての応答と卓越周期 T_g の間に強い相関関係がある。特に、 E , E_h , η と T_g の相関係数が 0.9 にも達している。
- 4) 短周期系 ($T_0 < \bar{T}_g = 0.6 \text{ sec.}$) の応答 S_a , S_v , E , E_h , η と卓越周期 T_g の相関係数が短周期に近づけば急に小さくなり、マイナスになる。すなわち、 T_g が大きくなるにつれて、それらの応答があまり変化しないか、または小さくなる傾向がある。短周期系の最大塑性率 μ と卓越周期 T_g の相関係数は長周期系の場合のそれより若干小さくなる。

5. 応答スペクトルの変動係数の解析結果とその考察

Newmark の β 法によって応答計算を行い、4つの擬似地震動の標本集合による応答スペクトルの変動係数

(系の固有周期 T_0 は 0.1 sec. ~ 4.0 sec.) を整理して検討した。

(1) 弾性応答スペクトル

弾性応答の場合において、減衰定数 $h=0.05$ の時の最大加速度応答スペクトル S_a と最大速度応答スペクトル S_v を求めて、4つの入力地震動の標本集合による応答スペクトルの変動係数 $COV(S_a)$, $COV(S_v)$ を求めた。それらをそれぞれ図-5, 図-6 に示す。

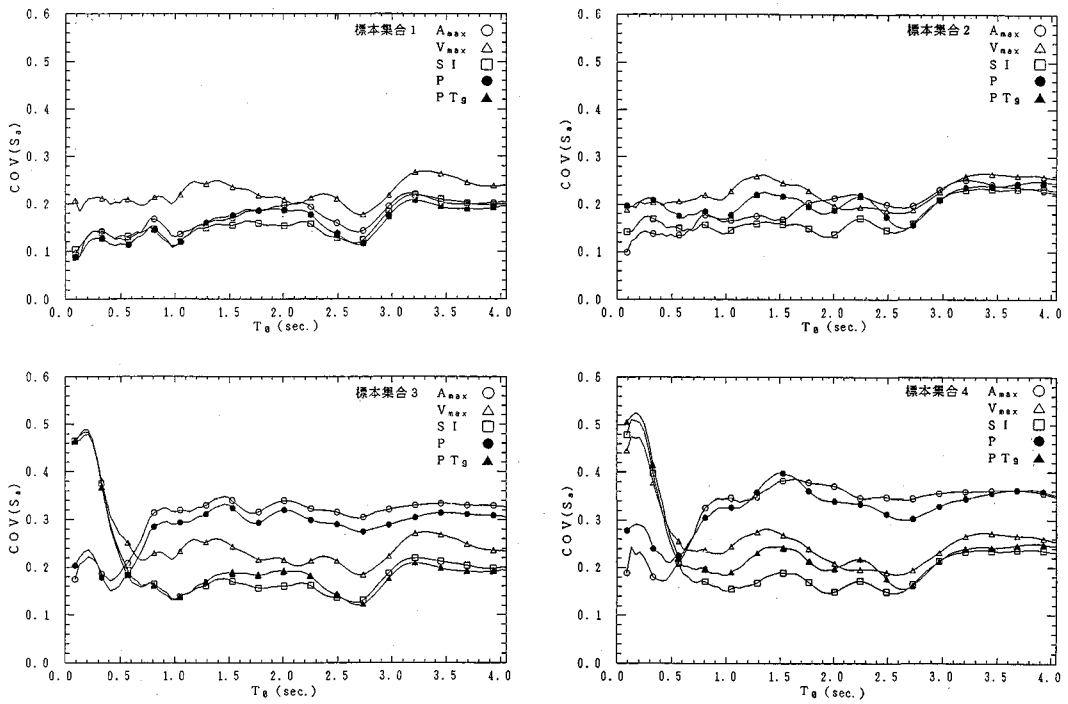
図-5, 図-6 から、次のことが明らかになる。

a) スペクトル強度 SI を地震動の強さの指標とする場合、加速度応答スペクトルの変動係数 $COV(S_a)$ がいずれの標本集合においても最も小さい(およそ 0.1 から 0.2)。しかし、短周期のところ(本研究の条件のもとでは、短周期と長周期はそれぞれ $T_0 < \bar{T}_g = 0.6 \text{ sec.}$ と $T_0 > \bar{T}_g = 0.6 \text{ sec.}$ を意味する。以下の論述でも同様である。)では、地動最大加速度 A_{max} を地震動の強さの指標とする場合、変動係数 $COV(S_a)$ が小さくなる。これは短周期の加速度応答スペクトル S_a に対する t_d , T_g の影響が小さく、地動最大加速度 A_{max} だけで評価することが最適であるからである。

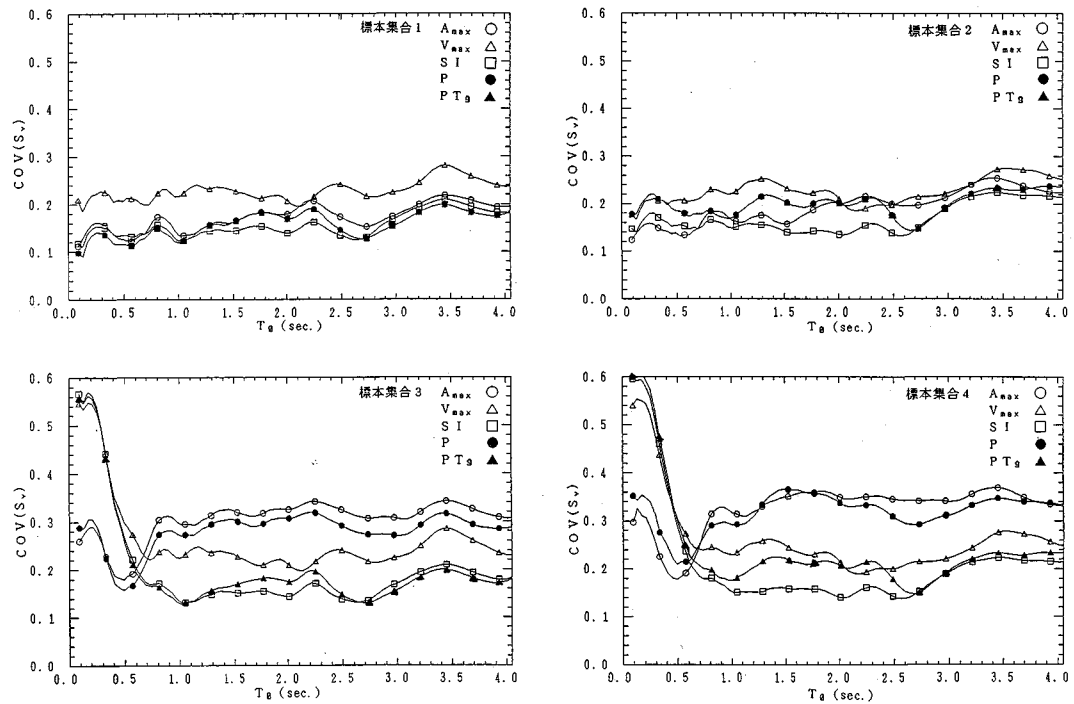
b) 地震動の卓越周期 T_g の変動を有する標本集合 3, 4 においては、短周期領域の加速度応答スペクトルの変動係数 $COV(S_a)$ が SI , V_{max} , PT_g を地震動の強さの指標とする場合に、急に大きくなり、その最大値が 0.5 にも達している。4. の結果によると、卓越周期 T_g が大きいほど、短周期領域の S_a が小さくなり、長周期領域の S_a が大きくなる傾向がある。しかし、短周期領域の S_a に対する卓越周期の影響が V_{max} , SI , PT_g のような指標で正確に評価できない。また、 A_{max} , P のような指標が長周期領域の S_a に対する卓越周期の影響を評価していない。

c) $COV(t_d) = 0.4$ の継続時間の変動によって引き起こされた加速度応答スペクトルの変動係数 $COV(S_a)$ の増加(標本集合 1 の結果と標本集合 2 の結果の比較)はわずかで、0.05 以内である。 $COV(T_g) = 0.4$ の地震動の卓越周期の変動によって引き起こされた加速度応答スペクトル $COV(S_a)$ の変化(標本集合 1 の結果と標本集合 3 の結果の比較)が割合激しい。長周期領域では、 A_{max} , P を指標とする場合の $COV(S_a)$ が標本集合 1 の 0.1~0.2 から標本集合 3 の 0.3 に増大した。短周期領域では、 SI , PT_g を指標とする場合の $COV(S_a)$ が急に大きくなり、その最大値が 0.5 にも達している。

d) 速度応答スペクトルの変動係数 $COV(S_v)$ は加速度スペクトルの変動係数 $COV(S_a)$ と相似する傾向がある。すなわち、a), b), c) で述べた結果は速度応答スペクトルの変動係数においても同様である。ただし、 A_{max} , P を地震動の強さの指標とする場合の短周期領域の変動係数 $COV(S_v)$ が、 $COV(S_a)$ の場合ほど低下し



図一5 加速度応答スペクトルの変動係数



図一6 速度応答スペクトルの変動係数

ていない。

(2) 弾塑性応答スペクトル

弾塑性応答の場合においては、入力エネルギー E 、

累積塑性ひずみエネルギー E_h 、最大塑性率 μ 、累積塑性率 η のスペクトルの変動係数 $COV(E)$ 、 $COV(E_h)$ 、 $COV(\mu)$ 、 $COV(\eta)$ について考察を行った。系の降伏

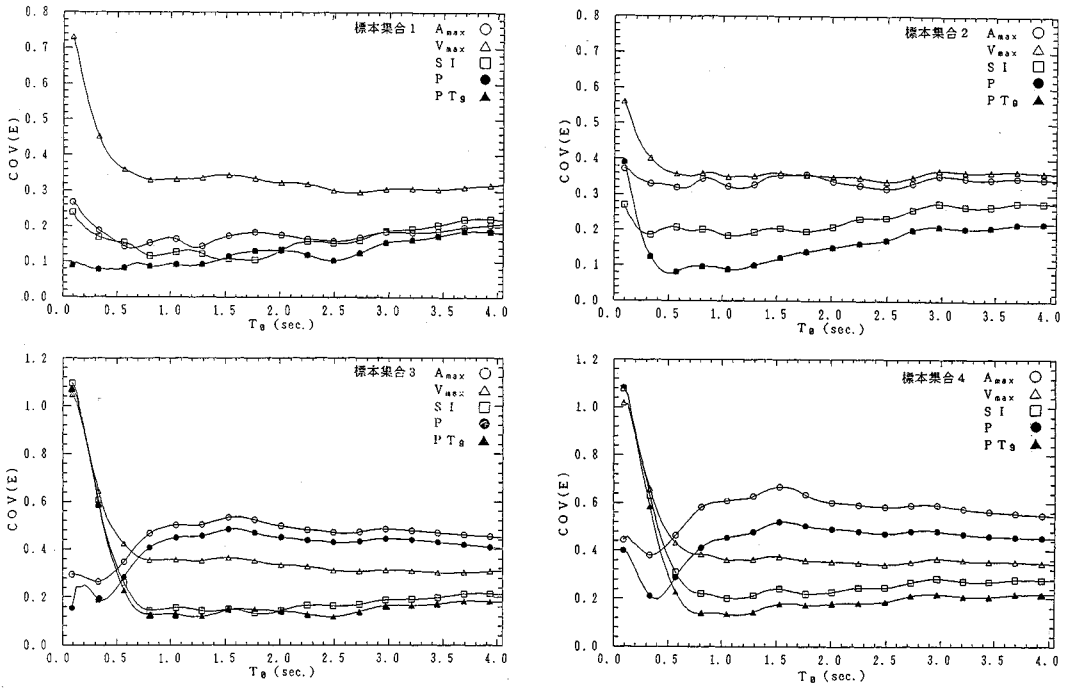


図-7 入力エネルギースペクトルの変動係数

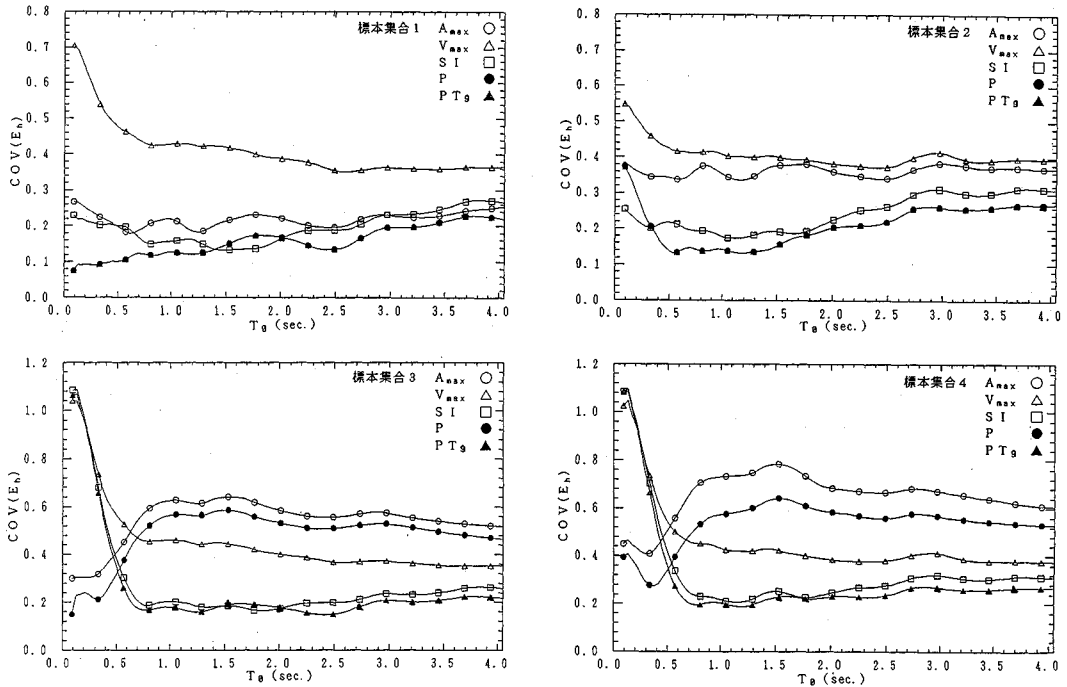
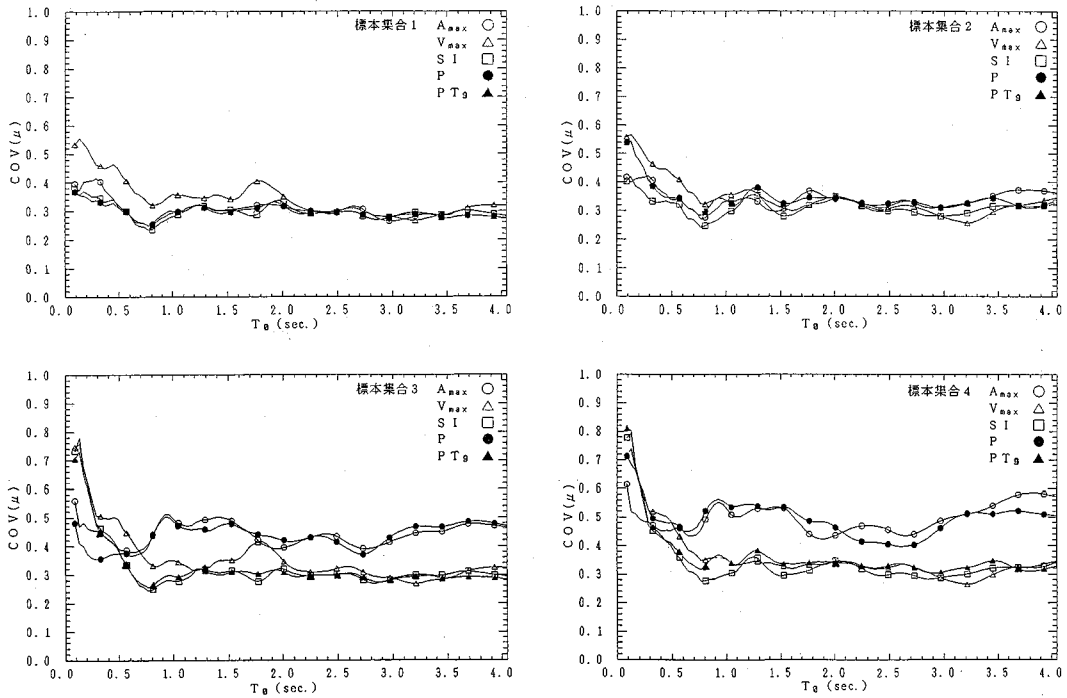


図-8 塑性ひずみエネルギースペクトルの変動係数

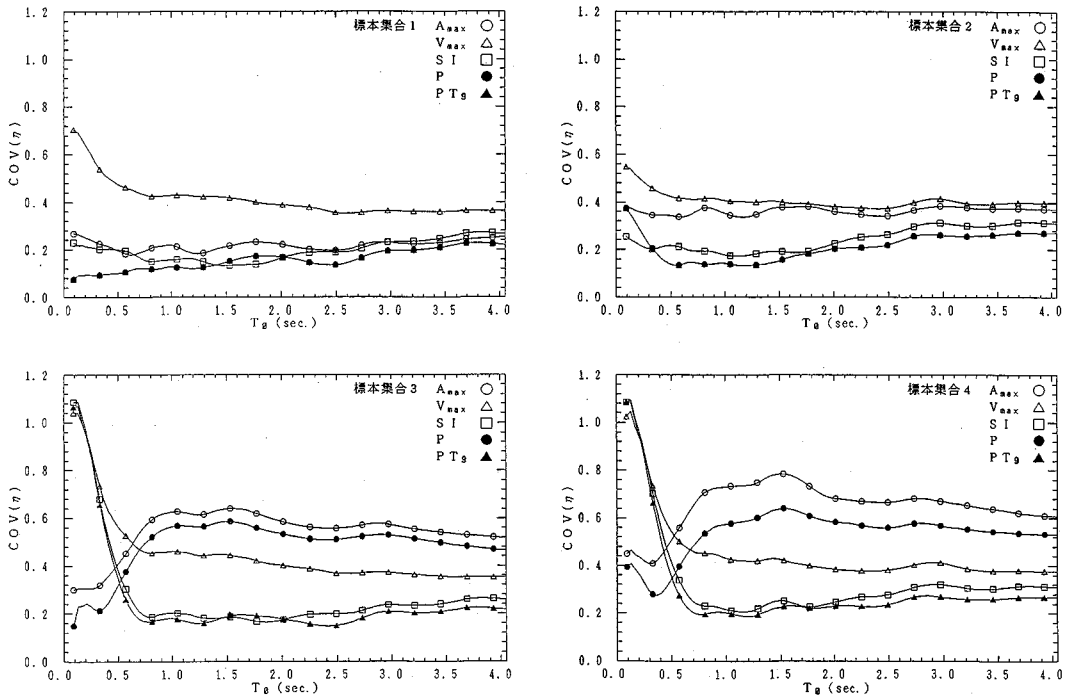
強度 Q_0 はそれぞれの地震動の標本集合による弾性加速度応答スペクトルの平均値との比率で設定する。その比率 $\gamma = Q_0 / (m \bar{S}_a)$ (\bar{S}_a は系が常に弾性応答である場合の加速度応答の平均値) をここでは降伏強度係数と呼ぶ。

本論では、系の降伏強度係数 $\gamma = Q_0 / (m \bar{S}_a) = 0.5$ 、また減衰定数 $h = 0.05$ に設定して解析を行う。

図-7、図-8、図-9、図-10 はそれぞれ入力エネルギースペクトルの変動係数 $COV(E)$ 、塑性ひずみエネ



図—9 塑性率スペクトルの変動係数



図—10 累積塑性率スペクトルの変動係数

ルギースペクトルの変動係数 (E_k), 塑性率スペクトルの変動係数 $COV(\mu)$, 累積塑性率スペクトル $COV(\eta)$ の変動係数を示すものである。これらの図から、次のことがわかった。

a) 地動加速度の全エネルギーと卓越周期の積 PT_g を地震動の強さの指標とする場合、入力エネルギースペクトルの長周期領域の変動係数 $COV(E)$ がいずれの標本集合においても最も小さく (図中、標本集合1, 2で

は P の結果と重なっている), その値は 0.1 から 0.2 の間に収まる. 卓越周期 T_0 の変動を有する標本集合 3, 4 においては, PT_0 を地震動の強さの指標とする場合, 短周期領域 ($T_0 < \bar{T}_0 = 0.6 \text{ sec.}$) での変動係数 $COV(E)$ が急に大きくなり, P を指標とする場合の $COV(E)$ の方が小さく収まる. また, SI を指標とする場合, $COV(E)$ は全体的に PT_0 を指標とする場合の $COV(E)$ より若干大きい.

b) 継続時間の変動 ($COV(t_d) = 0.4$) によって引き起こされた入力エネルギースペクトルの変動係数 $COV(E)$ の増加 (標本集合 1 の結果と標本集合 2 の結果の比較) は地動最大加速度 A_{max} を指標とする場合が 0.2 程度である. SI , P , PT_0 を指標とする場合の増加はわずかで 0.05 以内である. 地震動の卓越周期の変動 ($COV(T_0) = 0.4$) によって引き起こされた入力エネルギースペクトルの変動係数 $COV(E)$ の変化 (標本集合 1 の結果と標本集合 3 の結果の比較) の方が大きい. 長周期領域では, A_{max} , P を指標とする場合の $COV(E)$ は標本集合 3 の結果が標本集合 1 の結果より 0.4 程度増大する.

c) 塑性ひずみエネルギースペクトルの変動係数 $COV(E_h)$, 累積塑性率スペクトルの変動係数 $COV(\eta)$ は入力エネルギースペクトルの変動係数 $COV(E)$ と相似している. すなわち, a), b) で述べたのと同様な結果が得られる.

d) 最大塑性率スペクトルの変動係数 $COV(\mu)$ は T_0 の変動がない標本集合 1, 2 においては, どの指標を用いても大差がなく, 大体 0.2 から 0.4 までの間にある. しかし, T_0 が変動する標本集合 3, 4 においては, A_{max} , P を指標とする場合の長周期領域での $COV(\mu)$ が V_{max} , SI , PT_0 を指標とする場合より全体的に 0.1 ~ 0.2 程度大きくなっている. 短周期領域で若干大きくなるが, 全体的にあまり変わらない.

6. 結 論

本研究では, 1 質点系の弾性応答スペクトルと弾塑性応答スペクトルの変動を地震動の強さの指標の違いから考察することにより, 地動最大加速度 A_{max} , 地動最大速度 V_{max} , 速度応答スペクトル強度 SI , 地震動加速度的全エネルギー P , 地震動加速度的全エネルギーと地震動の卓越周期の積 PT_0 の地震動の強さの指標としての適用範囲を検討した. 得られた結果を以下にまとめる.

(1) 建造物の固有周期 T_0 (本研究の条件のもとでは, 建造物の固有周期 T_0 を短周期 $T_0 < \bar{T}_0 = 0.6 \text{ sec.}$ と長周期 $T_0 > \bar{T}_0 = 0.6 \text{ sec.}$ に分類することができる.) と用いる応答量によって, 最適な地震動の強さの指標が異なる. 一つの地震動の強さの指標ですべての場合に対応させると, 応答の変動係数が非常に大きくなることが

ある. たとえば, PT_0 , SI を地震動の強さの指標とするとき, S_a , S_v , E , E_h , η の変動係数が長周期領域では小さく収まるが, 短周期領域では急に大きくなる.

(2) 弾性応答の場合の加速度応答スペクトル S_a , 速度応答スペクトル S_v に着目すると, 短周期領域では地動最大加速度 A_{max} を地震動の強さの指標とする時の変動係数は小さく収まる. したがって, この場合には, 地動最大加速度 A_{max} は最適な地震動の強さの指標となる. 長周期領域では, SI あるいは PT_0 を地震動の強さの指標とする時の変動係数は小さく, スペクトル強度 SI , 地動加速度的全エネルギーと卓越周期の積 PT_0 は最適な地震動の強さの指標となる.

(3) 地動加速度的全エネルギーと卓越周期の積 PT_0 を地震動の強さの指標とすると, 長周期領域では, 入力エネルギー, 塑性ひずみエネルギー, 累積塑性率の変動係数は常に小さい. PT_0 は入力エネルギー, 塑性ひずみエネルギーを評価するための地震動の強さの指標として最も優れている. しかし, 短周期領域では, PT_0 が T_0 の影響を過大に評価しているため, むしろ, 地動加速度的全エネルギー P の方が適している.

(4) 地動加速度的全エネルギーと卓越周期の積 PT_0 , スペクトル強度 SI , 地動最大速度 V_{max} を指標とする場合の最大塑性率の変動係数 $COV(\mu)$ は, 長周期領域では小さく収まり, 短周期領域でも A_{max} , P を指標とする場合の変動係数より極端に大きくなってはいない. したがって, PT_0 , SI , V_{max} 三者とも良好な指標といえる.

(5) T_0 の変動によって引き起こされた各応答量の変動係数の増加が t_d の変動によって引き起こされた各応答の変動係数の増加より大きい.

(6) 以上の結論はあくまでも本論で用いる擬似地震動モデルによるものである. ここでは, t_d , T_0 , A_{max} は完全に独立に設定している. 実地震動においては, この 3 つの特性値が地震の規模, 震央距離, 地盤条件などにより微妙に相関していると考えられるから, それらの特性値の実際の相関関係と統計的なデータを取り入れて考慮する必要がある. これは今後の課題と考えている.

参 考 文 献

- 1) Housner, G.W. : Limit design of structures to resist earthquake, Proc. of st WCEE, pp.5.1~5.13, 1956.
- 2) Housner, G.W. : Behavior of structures during earthquake, ASCE, EM4, pp.109~129, Oct. 1959.
- 3) 加藤 勉・秋山 宏: 強震による建造物へのエネルギー入力と建造物の損傷, 建築学会論文報告集, 第 235 号, pp.9~18, 1975 年 9 月.
- 4) 郭 献群・西岡 隆: 地震動による建造物への入力エネルギーの特性とその評価, 土木学会論文集, 第 410 号, pp.405~413, 1989 年 10 月.
- 5) 星谷 勝・山崎武文: 地震動エネルギーに基づく応答解

- 析, 土木学会論文報告集, 第 291 号, pp.1~14, 1979 年 11 月.
- 6) 大野友則・西岡 隆・藤野陽三: 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価, 土木学会論文報告集, 第 333 号, pp.91~99, 1983 年 5 月.
 - 7) 星谷 勝・矢作 柁・柴田定昭・草野直幹: 平均応答スペクトル作成に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第 232 号, pp.17~24, 1974 年 12 月.
 - 8) Hirao, K., Sawada, T., Nariyuki, Y. and Sasada, S.: The Effect of Frequency Characteristics and Duration of Input Earthquake Motion on the Energy Response of Structures, Proc. of JSCE, No.386/I-8, pp.165~174, Oct. 1987.
 - 9) 長橋純男・小林啓美: 地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地動最大振幅, 日本建築学会論文報告集第 181 号, pp.15~22, 1971 年 3 月.
 - 10) 高層建築物構造評定委員会: 高層建築物の動的解析用地震動について, ビルディングレター, pp.49~50, 1986 年 6 月.
 - 11) Newmark, N.M., Blume, J.A. and Kapur, K.K.: Seismic design for nuclear power plant, J. Power Div., ASCE Vol.99, pp.287~303, 1973.
 - 12) Sues, R.H., Wen, Y.K. and Ang, A.H.: Stochastic Evaluation of Seismic Structural Performance, J. Struct. Engng., ASCE, Vol.111, No.6, June, pp.1204~1218, 1985.
 - 13) 浅野幸一郎: 地震動入力パラメーターの変動を考慮した構造物の動的応答, 日本建築学会論文報告集, 第 400 号, pp.123~130, 1989 年 6 月.
 - 14) Housner, G.W. and Jennings, P.C.: The Capacity of Extreme Earthquake Motions to Damage Structures, Structural and Geotechnical Mechanics, W.J. Hall, ed., Prentice-Hall, Inc., pp.102~116, 1977.

(1989.12.20・受付)

THE MEASURES OF EARTHQUAKE INTENSITY AND THE VARIATIONS OF RESPONSE SPECTRA

Guo Xian-Qun and Takashi NISHIOKA

In the practice of earthquake-resistant design, the peak ground motions such as the maximum acceleration A_{max} and the maximum velocity V_{max} are used as a measure of earthquake intensity. However, they are not always reasonable. In elasto-plastic response of structures, the spectrum intensity SI , the integral of squared acceleration P and PT_0 (T_0 is a predominant period of ground motion) are more appropriate. By studying the variation of response of a SDOF system excited by simulated ground motion having four populations, the authors compare the five measures of earthquake intensity (A_{max} , V_{max} , SI , P and PT_0), and obtain following results:

- 1) The variation of T_0 gives rise to a lot of variations of response especially when A_{max} or P is used as a measure of earthquake intensity
- 2) When the variations of predominant period T_0 and the strong-motion duration of earthquake t_d are taken into account, PT_0 and P are the most appropriate measures on earthquake intensity to the response of long period structures and to the response of short period structures, respectively.