

# 地震動の強さを評価する方法について

国井 隆弘\*      田中 努\*\*

## 要 約

地震加速度記録から地震動の強さを評価する方法にはいくつか考えられる。もっとも簡単でよく用いられる方法は最大加速度を見出す方法であるが、本報告は記録の解析の目的に応じてこれまで提案されている他の方法を取り上げ、最大加速度と比較しながら各方法の持つ特徴を明らかにしたものである。地震動の強さを評価する方法には10余種類が考えられ得るが、このうち6種の方法を対象に数値解析をおこなった。用いた地震記録は松代群発地震における落合橋の橋脚上および付近の地表上の同時記録で、これらは13組からなる。第1の解析は各方法が相互に示す相関性に関するもので、これによると最大加速度、全パワーおよびスペクトル強度の三方法が独立したものと考えられ、全絶対加速度、最大密度比および rms 値は全パワーで代表できる。第2の解析は橋脚の応答における増幅性に関するもので、増幅性を強く表現するのは最大加速度であるが、その精度があまり期待できないことを示した。第3の解析は橋脚が有している固有値に注目したもので、地震動の強さとともに変化する固有値は全パワーの方法によりかなり明確に表現できることが明らかにされた。

## 1. まえがき

地震被害が強い地震動によって発生し、地震動が強ければそれだけ被害が大きくなると一般には考えられている。この場合、「被害の大きさ」を示すものとしては物的あるいは人的等の被害が定量的な形でとり扱われ、これらはいわゆる目に見える大きさである。一方、「地震動の強さ」を評価するこれまでの方法は2種類に大別できると考えられる。1つは通常「震度」とよばれる気象庁震度階に類するもので、他の1つは地震動の加速度あるいは設計震度に類するものである。前者では、しかしながら、人間の地震時での実感あるいは家屋等の損傷度から地震動の強さを定量化しているため、むしろ被害の大きさにもとづいて地震動の強さを評価していることとなり、地震動の強さそのものを直接求めているとは考えられない。したがってこれに類するもので求めらるる地震動の強さが、たとえば構造物の耐震設計のような工学的強い分野で量的にとり入れられることはごくまれである。後者は地震動の大きさを直接量的に評価しようとするもので、その評価の指標として加速度、速度および変位の三種が通常考えられる。したがってこの方法では地震動を何らかの手段で観測することが必要であり、現

在まで加速度計、速度計あるいは変位計とよばれる強震計が考案されてきた。工学では耐震設計にとり入れ易い加速度が特に注目されている。このため工学的に利用し得るデータは加速度計の強震計によるものが圧倒的に多い。したがって、地震動の強さを評価するための議論がこのデータにもとづいて展開されればより一般性をもつと考えられる。これらのデータは強震記録とよばれているが、本報告はこの強震記録から地震動の強さを評価する方法について検討したものである。

強震記録は地震計が設置された位置での地震動として加速度を観測した結果である。このためごく簡易な強震計を除けば、記録は加速度の時間に関する変動量となる。したがって、記録の形態は基準軸に時間を取りこの軸を中心に加速度が波形で変化する場合が多い。この形態から地震動の強さが評価されることとなるが、このとき地震動の強さにかかわる要因として、

- ④ 振幅の大きさ
- ⑤ 継続時間
- ⑥ 加速度波形の周期特性
- ⑦ 振幅の変動形態

等が考えられ得る。地震動の強さの指標として最大加速度がよく用いられるが、これは④の中の絶対最大値だけに注目したものである。また、ほとんどの構造物は震度

\* 東京都立大学都市研究センター・工学部

\*\* 東京都立大学・大学院工学研究科

法によって耐震設計がおこなわれているが、この場合の設計震度とは通常は最大加速度の重力の加速度に対する比を意味している。このように最大加速度は地震動の強さを評価する1つの方法にすぎないわけであるが、有力な方法であることは明らかである。墓石の転倒から求めた最大加速度が地震被害と密接な関係を示すことは多くの調査が示すところであり、模型振動実験等において最大加速度でまとめられた実験成果がかなりの意義を示してきている。本報告で地震動の強さの評価方法に関して言及する目的は、最大加速度による方法を上まわる方法を求めることにあるのではなく、最大加速度の他に考え得る方法を取りまとめて述べ、それぞれの特徴を明らかにするとともに、数値例を示すことにより各方法の間に見られる差異および各方法が持つ問題点を明らかにすることにある。これにより、最大加速度だけでは説明しにくい現象に対して視点を変えて検討する場合の1つの目安が示し得ると考えられるが、同時に都市の地震防災等より具体的な実務において被害予測のための一助になると考えられる。

## 2. 評価方法の特徴

地震動の強さを評価する方法は以下に述べるごとく5種類が考えられる。この他にも考えられ得るが、ここでは通常よく用いられる方法に限っている。これらの方法はこれまでの研究者の提案したもの、および一般的に多くの人に用いられてきたものからなる。なお、各方法の名称には筆者が定めたものも含まれる。

以下において $\ddot{z}(t)$ ：および $T$ は次の意味を持つ。

$\ddot{z}(t)$ ：地震動の加速度波形

$t$ ：時間(変数)

$T$ ：継続時間

### ①最大加速度 ( $A_{max}$ )

加速度波形の振幅の絶対値のうちの最大のもので

$$A_{max} = |\ddot{z}(t)|_{max} \quad (1)$$

で表現される。この方法の特徴はとり扱いが他の方法に比べて非常に簡易であり、また地震動の強さをかなり適確に評価すると考えられることにある。また地震動の最大値が最大加速度と比例して求まることから、決定論的な耐震設計法と直接結びつく。構造物は最大加速度が200ガル程度で安全であるように設計されることが多い。しかしながら、最大加速度が500ガルを上まわるような地震でも、構造物の被害が極めて軽微であったという例もあり(大沢, 1966), 小林(1970)は短い周期成分で発生した加速度は構造物の破壊まで考えた場合あまり意味がないため、最大加速度を地震動の強さの指標とすることには問題があるとしている。このような例および考え方においてだけではなく、地震時における構造物の

被害を想定する場合にも最大加速度は適当な手段とは思えない。たとえば簡単な例になるが宮野(1977)によれば、関東地震(1923)では東京の地表での最大加速度が370~410ガルであったと推定され、また金井(1966)の式を用いるとこの場合ほぼ300~400ガルとなる。もし再び関東地震と同じ条件が東京に生じたとすれば、最大加速度による判断ではほとんどの構造物が設計震度の2倍程度以上の最大加速度の地震動を受けることになる。すなわちほとんどの構造物は何らかの被害を受けるものと想定されかねない。

### ②絶対加速度和 ( $A_T, A_{ave}$ )

最大加速度が連続したいくつかの加速度の波の中の1波だけに注目しているため、残りの波の情報が得られないという欠点に注目したのがこの方法であると考えられる。地震の全継続時間 $T$ に対して求める全絶対加速度 $A_T$ とその平均値である平均絶対加速度 $A_{ave}$ が考えられるがこれらは次式となる。

$$A_T = \int_0^T |\ddot{z}(t)| dt \quad (2)$$

$$A_{ave} = \frac{1}{T} \int_0^T |\ddot{z}(t)| dt = \frac{A_T}{T} \quad (3)$$

この方法は近地地震で得られるような短い継続時間の衝撃的な地震、あるいは遠地巨大地震での長い継続時間で同じ加速度振幅が続く加速度波のような特殊な振幅の変動形態の場合に適すると考えられる(国井他, 1976b)。

### ③パワー ( $P_T, P_{ave}, rms$ 値)

絶対加速度和が示す特性をより強く表現するのがパワーであると考えられる。いま、全パワーを $P_T$ 、平均パワーを $P_{ave}$ 、振幅の二乗平均の平方根を $rms$ 値とすれば、これらは以下の式で示すことができる。

$$P_T = \int_0^T \{\ddot{z}(t)\}^2 dt \quad (4)$$

$$P_{ave} = \frac{1}{T} \int_0^T \{\ddot{z}(t)\}^2 dt = \frac{P_T}{T} \quad (5)$$

$$rms \text{ 値} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T \{\ddot{z}(t)\}^2 dt} = \sqrt{P_{ave}} \quad (6)$$

全パワーは地震動が有しているポテンシャルエネルギーを表わしている(山原, 1970)。地震の規模を求めるのに、最大加速度と同時に平均パワーを用いて主要動の持続性を検討した例もみられる(山原, 1970)。 $rms$ 値は地震動の激しさを推定するのに適したものである(片山, 1969)と考えられており、平均パワーの平方根に等しい。

### ④最大密度 ( $D_{max}, D_t$ )

ここでいう密度 $D_t$ とは

$$D_t = \int_{t-\tau}^{t+\tau} \{\ddot{z}(t)\}^2 dt \quad (7)$$

で定義される。 $\tau$ は注目する時間幅で山原(1970)は継

続時間Tが16~30秒の加速度波形においてを0.5秒としている。したがってこの場合は時間Tを前後1秒の時間間隔におけるパワーを意味しており、密度は主要動の持続性およびエネルギーの放出度合を表わすと考えられる。密度の最大のものを最大密度  $D_{max}$ 、全パワーに対する最大密度の比を最大密度比  $D_r$  とすれば、これらは以下の式で示される。

$$D_{max} = (D_t)_{max} \quad (8)$$

$$D_r = \frac{D_{max}}{P_T} \quad (9)$$

継続時間中において、特に1時期に多くのエネルギーを放出すると最大密度比が大きくなる。

⑤スペクトル強度 ( $SI_{0.2}$ )

Housner (1961: 50—1~32) が提案したこの方法は速度応答スペクトルの面積によって定義される。減衰定数20%の速度応答スペクトル  $S_v$  を求め、これから周期0.1~2.5秒の間の面積を算定すればスペクトル強度  $SI_{0.2}$  が得られる。すなわち

$$SI_{0.2} = \int_{0.1}^{2.5} S_v dT_i \quad (10)$$

ここで  $T_i$  は応答スペクトルの周期である。この方法は地震動に含まれる多くの周期成分に対して総合的に地震動の強さを評価するものと考えられるが、また振幅の二乗和の平方根 (rms 値) と同様に地震動の激しさを推定するのに適している (片山, 1969)。

以上述べてきた他にも、加速度応答スペクトル、パワースペクトル、フリーエスペクトル等が考えられるがここでは省略しよう。

3. 数値例

(1) 地震記録および観測された橋脚

長野県松代の北東約7kmに位置し、犀川と千曲川の合流点付近に架かる落合橋では、昭和40年8月頃から約2年間群発した松代地震において数多くの強震記録が得られている。強震計は11号橋脚天端とその近くの地表上に設置され、両者の同時記録のうち13回の地震に対してデジタル化されている (建設省土木研究所, 1968)。これらは10ガル程度から200ガルを越える最大加速度を有しているが、これらの記録は近似的には入力と応答の関係として扱える (蓮池他, 1976)。橋脚は図1に示したごとく井筒基礎からなる。周辺地盤の支持を直接受けるのは基礎部であるが、橋脚全体としては、橋脚上部の曲げセン断振動、基礎部のセン断振動および橋脚全体を剛体とみなした場合のロッキング振動の三種の振動形態が考えられる。これらの形態は相互に作用し合いながら全

図1 落合橋井筒基礎橋脚諸元 (単位 m)

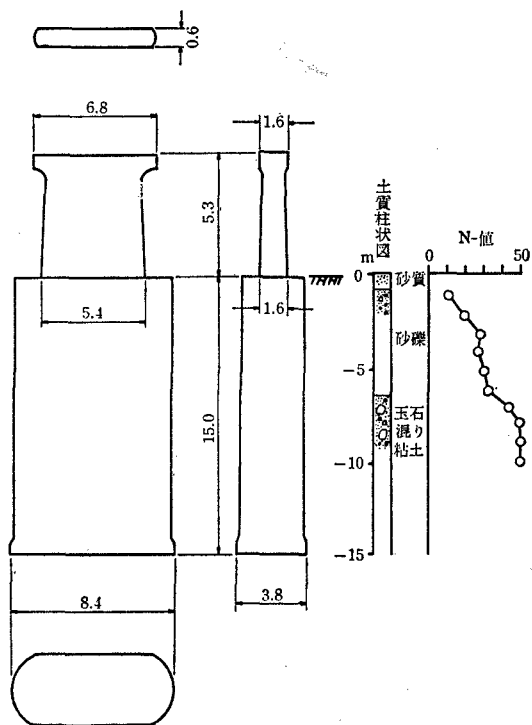
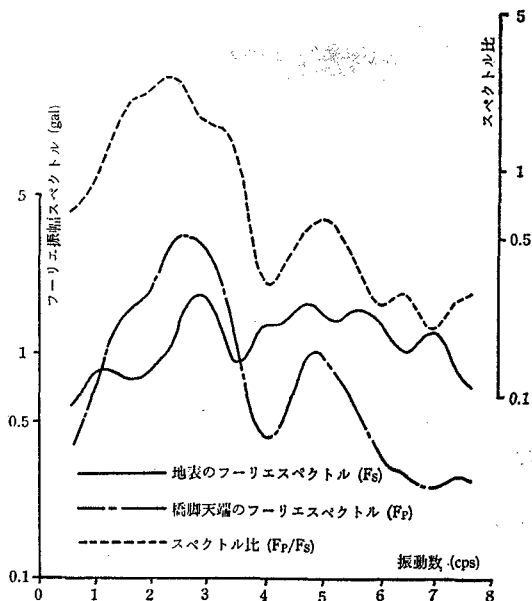


図2 スペクトル解析の1例 (地震No.47)



体としての振動挙動を作り出すものと思えるが、図1に示したような地盤条件では前二者の振動形態はロッキング振動に比べて一般にはかなり微細な振動とみなされ、ロッキング振動への影響も無視できると考えられる。す

表1 各方法による地震動の強さ

(上段が橋脚上, 下段は地表上)

地震 No.	最大加速度	全絶対加速度	全パワー	最大密度比	rms 値	スペクトル 強 度	1 次 固 有 振 動 数
	$A_{max}$	$A_T$	$P_T$	$D_r$	rms	$SI_{0.2}$	$f_1$
	gal	gal · sec	gal <sup>2</sup> · sec	%	gal	cm	$H_z$
8	41.4	58.6	785	0.646	8.86	1.96	2.93
	27.9	37.7	304	1.25	5.51	1.65	
10	31.4	61.0	671	0.551	8.19	4.00	3.03
	38.5	51.8	601	0.785	7.75	3.88	
11	61.4	66.9	1,280	0.463	11.3	1.60	3.26
	33.7	24.4	192	3.24	4.38	1.75	
13	54.0	85.2	1,720	0.340	13.1	6.50	3.18
	51.2	56.4	771	0.591	8.78	4.33	
15	46.0	65.9	917	0.426	9.58	3.39	3.18
	36.2	44.8	414	0.966	6.43	2.71	
16	25.4	42.6	369	1.30	6.07	1.54	3.25
	14.5	15.2	65.1	5.30	2.55	0.551	
17	39.4	54.8	865	0.508	9.30	1.66	3.18
	73.2	43.2	775	0.854	8.80	1.56	
44	50.0	75.9	1,330	0.353	11.5	3.16	2.83
	94.3	46.7	951	0.770	9.75	2.34	
47	121.	164.	5,890	0.0835	24.3	5.66	2.48
	230.	104.	4,540	0.165	21.3	8.27	
61	189.	316.	19,400	0.0234	44.0	18.4	1.59
	206.	215.	12,300	0.0397	35.1	12.4	
62	51.8	66.2	1,220	0.559	11.0	1.83	3.06
	28.9	26.9	221	2.14	4.70	1.33	
144	99.3	151.	5,560	0.104	23.6	11.5	2.64
	73.5	99.3	2,400	0.224	15.5	10.5	
197	99.9	180.	7,270	0.0393	27.0	8.50	2.17
	95.7	128.	3,990	0.105	20.0	6.35	

なわち、この橋脚において支配的な振動形態でありまた耐震上問題となるのは、地中に一部埋没した周辺地盤の支持を受ける剛体のロッキング挙動であるといえる。各地震記録において、最大加速度、全絶対加速度、全パワー、最大密度比、rms 値、そしてスペクトル強度を、橋脚上および地表上のそれぞれに対して求めたのが表1である。これらの地震動は継続時間がほぼ等しく10秒程度と考えられることから、平均絶対加速度と平均パワーを求めることはあまり意味がないため、これらは除外してある。

表1にはまた橋脚の1次固有振動数が示されている。実地震記録から固有振動数を求めることは、地震継続中に固有振動数が変動することが考えられ(荏本他, 1976)必ずしも安易ではないが、地表上の記録を入力と考え橋

脚上の記録を応答と考えれば両者のフーリエスペクトルおよびその比とから全継続時間における平均値として求めることができる。(杉橋他, 1977)。図2はこのような手法の一例を示すものである。ロッキング振動は一般に2自由度系とみなされることから、2次固有振動数も求めることができるが、ここでは省略する。

#### (1) 各方法の間にみられる相関性

表1で求めた各方法による地震ごとの値のうち、最大加速度と全パワーの関係を例にとり図示したのが図3である。このような図は各方法ごとに15個作り得るわけであるが、それらの相関係数を求めれば図4となる。ここで相関係数は以下の式による。

図3 最大加速度と全パワー

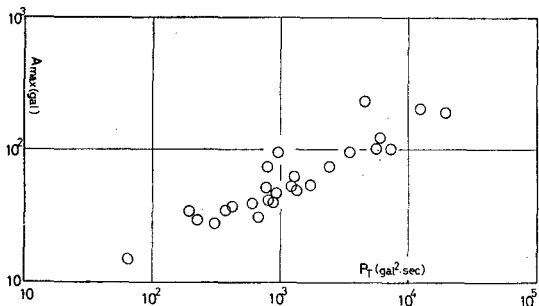


図5 全絶対加速度と全パワー

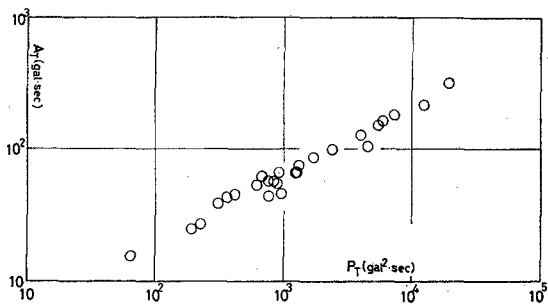


図4 各方法が示す他の方法との相関係数  
(横軸が係数, 記号は表1による)

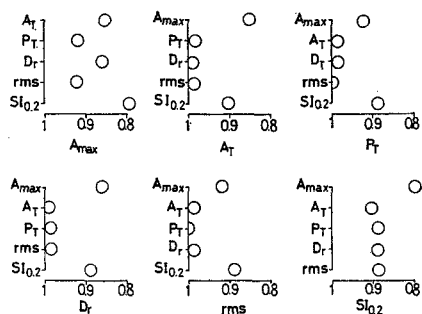
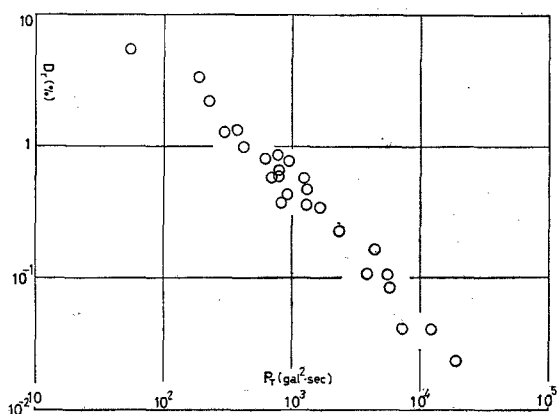


図6 最大密度比と全パワー



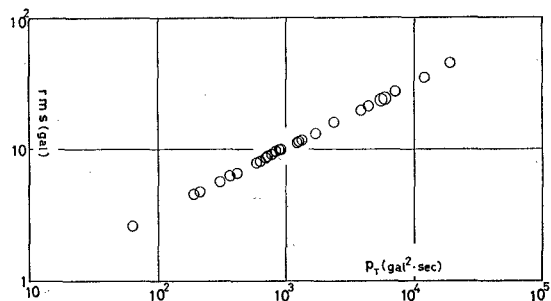
$$r_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (11)$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (12)$$

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (13)$$

ここで  $r_{xy}$  は相関係数であり,  $x_i$  および  $y_i$  は対象となる2方法における表1の値である。したがって橋脚上と地表上の両記録については  $n$  は26となる。また最大密度比による値は他の方法の値と逆相関の関係になるが, ここではその絶対値をとり検討することにする。図4によれば, 最大加速とスペクトル強度の2方法以外の4方法はこの2方法に対する相関性より一段と強い相関性を相互に有していることが明らかである。すなわち, 全絶対加速度, 全パワー, 最大密度比, rms 値の4方法においては, このうちどれか1つの方法が残りの3方法を代表し得ると考えられる。この中で全パワーが最大加速度およびスペクトル強度の両者にもっとも強い相関を示していることが注目されるため, 全パワーで代表して扱うのが1つの手段であると考えられる。図5, 6, 7に全

図7 rms 値と全パワー



パワーに対する残りの方法の関係を示す。

最大加速度およびスペクトル強度が全パワー等の4方法に対してあまり強い相関を示していないが, この両者の相関性はさらに弱い。したがって, ここで例とした地震記録においては地震動の強さを評価する方法として, 最大加速度, 全パワー, スペクトル強度の三種類があり得ることとなり, この三者がそれぞれ違った評価を示すことが考えられる。図3に加える形で図8に全パワーとスペクトル強度, 図9に最大加速度とスペクトル強度の関係を示した。図5~7の図と比べれば相関性の違いが明らかであるといえる。

図8 スペクトル強度と全パワー

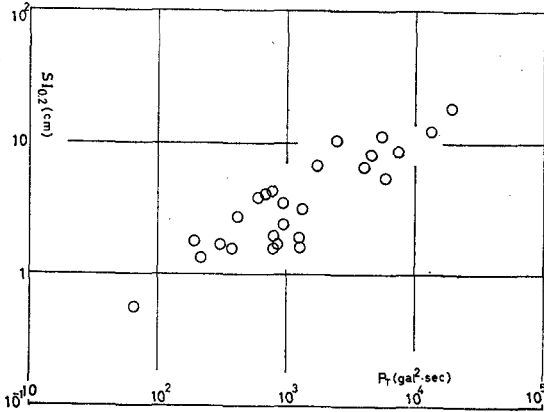
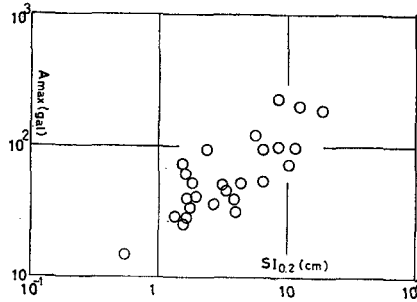


図9 最大加速度とスペクトル強度

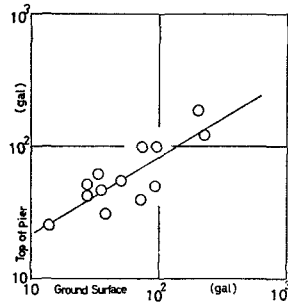


(3) 入出力関係にみられる特徴

ここで用いている地震記録が地表上のものを入力と考えれば、橋脚上のものが応答となることは前述した。より厳密に考えれば、入力はいくまで基盤における地震動であり、橋脚はこの入力を受けて表層地盤と相互に作用しながら一体となって応答していることとなるが、近似的には前者の考えが十分に成り立つとみなせる。したがってこの入力と応答の関係から応答の倍率が求められ、橋脚の増幅特性が推定されるわけであるが、この推定の手法が前述した地震動の強さの評価方法から成り立つ。増幅特性を求める方法として波形のフーリエ解析によるスペクトル比にもとづくものも考えられるが、この方法での検討は別途報告したい。

図10は最大加速度にもとづいて増幅性を求めたものである。図中の直線は最小自乗法による回帰直線であるが、この直線の傾きと直線に対する記録のばらつき度が注目される。直線の傾きは増幅度をはかる1つの目安であると考えられる。すなわち、地震動の強さが小さい場合には地盤が弾性的なばねで作用するため増幅性が大きくなり、地震動の強さが大きくなるとばねが弾塑性的となり増幅性が低下すると予想される。したがって直線の

図10 最大加速度からみた増幅性



傾き度合いが小さい場合、応答が入力に強く反応した結果であると考えられる。直線に対する記録のばらつき度は地震動の強さの評価方法の感度および精度に相当すると考えられる。ばらつき度が小さい場合、評価方法の感度がよくしたがって精度が良いとみなせる。ここではこのばらつき度を前述の相関係数で表わすこととする。図11, 12は図10と同様なものを全パワーおよびスペクトル強度に対して求めたものである。これらの図の直線の傾きおよび相関係数を表2に示した。

これらの図および表によると、最大加速度による方法が他の方法に比べて特殊なものであることがうかがえ

図11 全パワーからみた増幅性

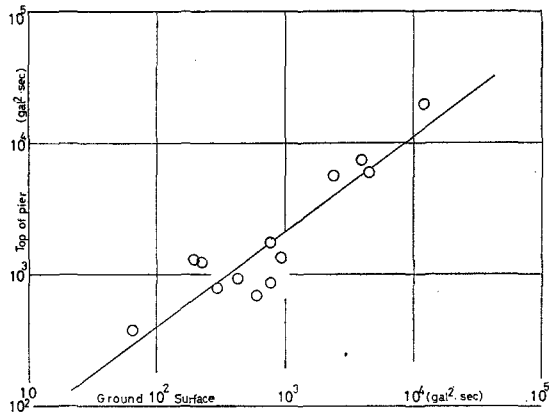


図12 スペクトル強度からみた増幅性

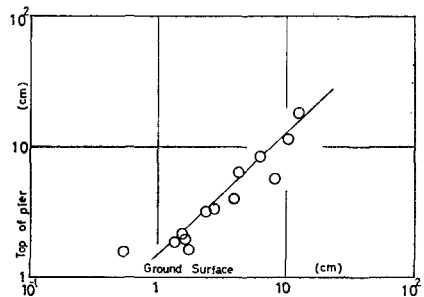


表2 入出力関係における各方法の特徴

方 法	回帰直線の傾き	相 関 係 数
最大加速度	0.590	0.827
全絶対加速度	0.748	0.932
全 パ ワ ー	0.719	0.917
最大密度比	0.820	0.952
rms 値	0.719	0.918
スペクトル強度	0.839	0.935

る。すなわち回帰直線の傾きがもっとも小さくまた相関係数が他に比べてかなり小さな値を有している。このことから、最大加速度によって増幅性を検討する場合には、増幅性はかなり強調されて明確に与えられるがそのばらつきが大きく精度が良いとはいえない、という特徴が注目され得る。一方最大加速度による方法以外の方法で増幅性を検討する場合には、増幅性があまり強く表現されないが精度はよいことになり、現象の再現等の試みには有効であることがうかがえる。

#### (4) 固有値の変化にみられる特徴

前述の如く落合橋の橋脚は地盤の剛性をばねとした振動系であるとみなせる。そしてそのばねの剛性と固有値とが密接な関係にあり、地震動の強さによってばねの値が変化するため固有値が地震動の強さと関連することになる。ここでは固有値の1つとしてロッキングの1次振動数をとりあげ、地震の強さを評価する各方法のうち最大加速度、全パワー、スペクトル強度の三方法に対して検討する。

この三方法での計算結果と1次振動数の値は表1に示した。明らかに地盤の弾性的挙動ともなうと考えられる常時微動観測によれば、1次振動数は3.47 Hzである(国井他, 1974 a)。どの地震における1次振動数もこの値を下まわっているが、このことは地震動が微動を上まわる強さを有していることを示しており、1次振動数の推定手法に1つの信頼性を与えるものと考えられる。地震動の強さが大きければそれだけ構造物の応答も一般には大きくなると考えられる。観測地域の地盤における軟弱な表層の厚さがそれ程大きくないため、地表上の記録に明確な卓越周期がみられないことから、1次振動数の値の大きさがここでは地震動の強さを示す1つの目安となり得る。図13, 14, 15は地震動の強さとともなう1次振動数の低下の傾向を示したもので、横軸には地表上と橋脚上の地震動の強さの平均値がとられている。図14は最大加速度と1次振動数の関係を示している。50ガ

図13 全パワーと1次振動数

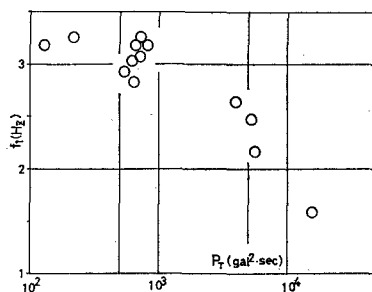


図14 最大加速度と1次振動数

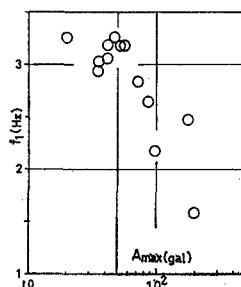
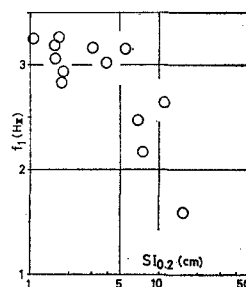


図15 スペクトル強度と1次振動数



ル前後以下の最大加速度では1次振動数に特徴ある傾向がみられないが、50ガル以上では加速度の増加とともに1次振動数が急激に低下している。このような傾向が全パワーにおける図13、およびスペクトル強度における図15に同じ様にみられており、最大加速度において50ガルに相当する強さが全パワーでは $10^3$ (ガル)<sup>2</sup>秒、スペクトル強度では5cm付近となる。したがってこれらの値は、ここでとり上げた地盤および橋脚の例として、地盤が弾性から弾塑性へと変化していくときの地震動の強さを意味するものと考えられる。地震動の強さとともなう1次振動数の低下はこのように地震動の強さのあるレベル以上において認められるが、その低下の傾向をより明確に示しているのが全パワーであるといえる。このような傾向が各種の構造物および地盤において求められるならば、その種別ごとに固有値と地震動の強さの関係が定まり、常時微動観測等の簡易な観測によって大地震における構造物の損傷の程度がある程度の解析のもとにより現実性をもって推定されることが可能となるであろう。

#### 4. むすび

地震動の強さを求める方法としてこれまで提案されているものおよび考えられ得るものをとり上げ、それらの特徴を示すとともに、松代地震における橋脚の入力、応答を示す13組の地震記録について数値的に解析した。こ

の結果、それぞれの方法が相互に有している相関性が明らかにされ、また応答の増幅性および固有値の変動を判定する場合の各方法の有意性が示された。しかしながら本報告は各方法が持つ特性の一面だけを取り上げた恐れも避け得ないため、今後さらに各方面からの検討が必要となろう。

### 文献一覧

荻本孝久・国井隆弘

1976「地震動の強さにともなう井筒基礎橋脚の動特性（その2）」『土木学会第3回関東支部年次研究発表会講演概要集』, pp. 45~48

大沢 胖

1966「昭和41年1月23日の松代付近の地震における家屋その他の被害について」『地震研究所彙報』vol 44

片山恒男

1969「擬似地震動の特性に関する研究」『土木学会論文報告集』第162号, pp. 1~10

金井 清

1966「地震動の振動特性に関する実験式」『日本地震工学シンポジウム』, pp. 1~4

国井隆弘・菊地敏男

1974 a 「強震記録から推定される井筒基礎橋脚の動特性」『土木学会第29回年次学術講演会概要集』pp. 580~581

1976 b 「強震記録から推定される井筒基礎橋脚の動特性（その3）」『土木学会第31回年次学術講演会概要集』, pp. 454~455

建設省土木研究所

1968「地震記録のデジタル数値（その2）」『土木研究所資料』第318号

小林啓美

1970「耐震設計に用いるべき地震動の強さについて」『建築雑誌』

杉橋 要・国井隆弘

1977「スペクトルを用いた固有値推定法について」『土木学会第4回関東支部年次研究発表会』, pp. 43~44

蓮池 博・国井隆弘

1976「表層地盤の応答を考慮した井筒基礎橋脚の地震時挙動」『土木学会第31回年次学術講演会概要集』, pp. 456~457

宮野道雄・国井隆弘

1977「関東地震における木造家屋全壊率と震度の関係」『土木学会第32回年次学術講演会概要集』pp. 506~507