

強震下におけるバイリニア型一自由度系の 非弾性応答に関する 2, 3 の考察

A FEW REMARKS ON INELASTIC RESPONSES FOR BI-LINEAR SINGLE DEGREE OF FREEDOM
SYSTEMS UNDER STRONG EARTHQUAKE MOTIONS

平尾 潔^{*}, 沢田 勉^{**}, 笹田修司^{***}, 成行義文^{****}

By Kiyoshi HIRAO, Tsutomu SAWADA, Syuji SASADA, and Yoshifumi NARIYUKI

As a fundamental study in order to grasp the inelastic behavior of structures subjected to strong earthquake motions, numerical analysis for bi-linear SDOF systems with wide ranging structural parameters, such as yield strength (Q_y), plastic stiffness (p), natural period (T) and damping factor (h), is carried out by use of six artificial earthquake motions and six recorded ones. Based on the numerical results, we discuss the inelastic responses of the structures, such as ductility factor (μ), positive and negative maximum displacement (D_{max+} , D_{max-}), number of times of yielding in plus side and in minus side (N_{pt+} , N_{pt-}), and the ratio of accumulated plastic displacement (D_{pt}) to maximum displacement (D_{max}), (D_{pt}/D_{max}).

In average, it is found out that the value of (μ) and (D_{pt}/D_{max}) varies with not only (Q_y) but also (p) and (T), and that (D_{max+}) is almost as same as (D_{max-}) and (N_{pt+}) is nearly equal to (N_{pt-}).

1. はじめに

地震動による建造物の使用性ならびに崩壊等に対する安全性は、その強度と靱性に大いに関係する。この点を明らかにするため、Housner¹⁾のエネルギー論的考察を契機として、建造物の損傷(靱性)を表す指標に最大変位(塑性率)を選び、降伏強度とこの最大変位との関係が種々検討された。そして、エネルギー一定則および変位一定則とも呼ばれる、これら両者間の近似的な関係が導かれ、米国の耐震設計法にはその成果が反映されている。しかし、その後の研究により、最大変位が必ずしも建造物の損傷評価指標として良好でないこと、また、上記の結果はエネルギー論的にみて問題があることなどから、最大変位にかわる損傷評価指標として、履歴吸収エネルギーあるいは累積塑性変位が注目されるようになり、最近ではこれらに関する研究が主流となつてきている。

しかし、最大変位は履歴吸収エネルギー等にくらべ、単純且つ馴染みの深いものであり、不十分な面はあるものの損傷を表す一つの指標であることにはかわりはない。また、履歴吸収エネルギーと許容吸収エネルギーとの対比を基本とした耐震設計法を確立するとしても、強震下における建造物の非弾性な応答挙動、すなわち、全体としての最大変位、総降伏回数、および、塑性化に伴う振動中立軸のずれに関係する正側と負側

-
- * 工博 徳島大学工業短期大学部教授 土木工学科 (770 徳島市南常三島町2の1)
 - ** 工修 徳島大学講師 工学部建設工学科 (770 徳島市南常三島町2の1)
 - *** 工修 阿南工業高等専門学校助手 土木工学科 (774 阿南市見能林町青木265)
 - **** 工修 徳島大学講師 工学部土木工学科 (770 徳島市南常三島町2の1)

におけるこれらの関係、さらには、最大変位と累積塑性変位（履歴吸収エネルギー）との関係等を把握しておくことは合理的な設計法を確立する上でも必要なことと考えられる。

このような観点から、本研究では、バイリニア型一自由度系に対する数値計算結果をもとに、入力地震動および構造特性（固有周期、降伏強度比および弾塑性剛性比）の相違が上記各応答値に及ぼす影響について比較検討し、若干の考察を試みた。以下にその内容を述べる。

なお、ここでの数値計算は、著者らのエネルギー応答を中心とした研究と併行したものであり、解析に用いた入力地震動、構造特性および解析方法等は文献15)、16)と全く同様であるため、その詳細については省略する。

2. 入力地震動、構造特性および解析方法

(1) 入力地震動

本研究では、実地震動と模擬地震動との比較を兼ね、それぞれ6つ、計12の入力地震動を用いた。このうち実地震動としては、文献15)と同様な次のものを用いた。

- (a)室蘭 S-241, N-S, 1968年, 十勝沖地震
- (b)八戸 S-252, N-S, 1968年, 十勝沖地震
- (c)鋼路 S-733, N-S, 1973年, 根室半島沖地震
- (d)EL CENTRO N-S, 1940, Imperial Valley Earthquake
- (e)Los Angeles N-S, 1971, San Fernand Earthquake
- (f)Ferndale N44E, 1954, Eureka Earthquake

また、模擬地震動としては、文献16)と同様な、Table 1 に示すNo. 1~No. 6を用いた。これらの模擬地震動は、道路橋示方書V耐震設計編¹⁷⁾に示されている3種地盤に対する平均加速度応答スペクトルと模擬地震動のそれとが適合するように作成されたものであり、表中のM・Δは、その際の目標とした応答スペクトルのマグニチュードと震央距離の組合せを示す（欄外参照）。また、T_t、T_s、t_mは、それぞれ、作成された模擬地震動の全継続時間、強震部の継続時間および強震部の平均的な時刻を示し、P_tは全パワーを示す。

Table 1 Artificial Earthquake Data.

E Q number	M・Δ	T _t (sec)	t _m (sec)	T _s (sec)	P _t (gal ² ・sec)
No.1	[A]	40.96	13.65	3.66	86506
No.2	[A]	"	"	1.84	30393
No.3	[B]	81.92	27.30	11.50	214244
No.4	[B]	"	"	5.75	101093
No.5	[C]	163.84	54.61	17.10	241407
No.6	[C]	"	"	8.55	133412

(M・Δ)=[A]: M=5.4~6.4, and Δ= 0~19km Ground
 (M・Δ)=[B]: M=6.8~7.4, and Δ= 60~119km Condition III
 (M・Δ)=[C]: M=7.5~7.9, and Δ=120~199km
 T_t =total duration, t_m =the mean time of strong motion
 T_s =duration of strong motion, P_t =total power

(2) 構造特性および解析方法

構造物は bi-linear型復元力特性 (Fig. 1 参照) をもつ一自由度系とし、弾塑性剛性比（塑性時剛性の弾性時剛性に対する比）pの値としては、実際の構造物で、このpの値があまり大きくなることは少ないものと考え、p=0.0, 0.125, 0.25, 0.375および0.5の5通りを選んだ。降伏強度Q_yは、文献15)と同様に、式(1)の降伏強度比Rで代表し(Q_y=R・Q_{emax})、このRの値を0.25, 0.5および0.75の3通りに変化させた。

$$R = Q_y / Q_{emax} = X_y / X_{emax} \quad (1)$$

ここで、X_yは降伏変位であり、Q_{emax}、X_{emax}は、R=1すなわち、系の弾性応答解析より得られる最大復元力（最大地震力）および最大変位を表わす。

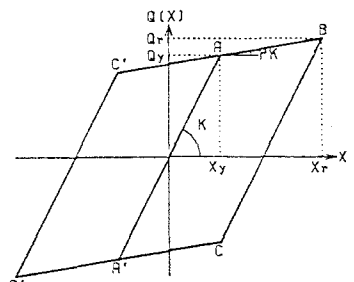


Fig. 1 Bi-linear Model.

また、減衰定数 h および固有周期 T の値としては、文献19)などを参照し、多くの構造物はその範囲に属するものと思われる $h = 1 \sim 10\%$ および $T = 0.1 \sim 5$ 秒の範囲を対象とし、 h については 1.0, 2.5, 5, 7.5, および 10% の5通りの値を、 T についてはこの範囲を対数軸上で19等分した20通りの値を用いた。そして、これら各一自由度系の解析には、式(2)に示すような質量 m および降伏変位 X_y で正規化した運動方程式を用い、線形加速度法により解析した。その際の増分時間 Δt は、文献15)と同様に、系の減衰定数 h および固有周期 T に応じて変化させた。

$$\ddot{\bar{X}} + 2h\omega\dot{\bar{X}} + \omega^2\bar{Q}(\bar{X}) = -\ddot{\bar{X}}_0 \quad (2)$$

ここで、 \bar{X} , $\dot{\bar{X}}$, $\ddot{\bar{X}}$ は、それぞれ、降伏変位で正規化した相対変位、速度および加速度であり、 $\ddot{\bar{X}}_0$ は、 X_y で正規化した入力地震動の加速度を表す。また、 $\bar{Q}(\bar{X})$ は降伏強度 Q_y で正規化した復元力を表し、 ω は弾性時剛性に対する固有円振動数である。

また、入力地震動の継続時間は、実地震動については最初の30秒間とし、模擬地震動については、Table 1 の T_t をそのまま用いた。なお、式(1)のように降伏強度比 R を定義した場合、最大変位等の個々の応答値を除き、塑性率、累積塑性率等は入力地震動の最大加速度の値とは無関係となり、 R のみに依存することになるが、ここでは便宜上、各入力地震動の最大加速度を 300gal に統一した。

3. 解析結果および考察

2. で述べた入力地震動および構造特性パラメータのすべての組合せについて数値計算を行い、各地震動に対する、降伏変位、塑性率(韌性率)、正と負の最大変位の比、総降伏回数、正側と負側の降伏回数の比および累積塑性変位と最大変位との比、ならびに、これら諸量の実地震動、模擬地震動ごとの平均値および全地震動に対する平均値について比較検討した。ここでは、その代表的な2, 3の結果を示し若干の考察を加える。なお、これらの諸量は減衰定数 h によってその値が上下するが、入力地震動およびその他の構造特性(固有周期 T , 降伏強度比 R , 弾塑性剛性比 p) の相違による相対的な関係はあまり変わらないため、以下では $h = 5\%$ の結果のみを示す。また、降伏強度比 R の影響も大きい、弾性応答に近い $R = 0.75$ の場合には、上記諸量の値が小さく図面上の比較が困難となるため、 R については 0.5 および 0.25 の結果を示し、紙面の都合上、弾塑性剛性比 p についても $p = 0.0$ および 0.5 の場合のみを示す。

(1) 降伏変位

Fig. 2 (a), (b) は、それぞれ、個々の実地震動および模擬地震動に対する降伏変位 D_y を示したものであり、(c) はこれらの平均値を示したものである。これらの図では、横軸に対数目盛で固有周期 T (秒) を、縦軸に降伏変位 D_y (cm) をとり、上の欄外に降伏強度比 R および弾塑性剛性比 p の値を示し、各地震動による結果は図中に示すような線の太さおよび線種によって区別している。以下の図においてもこのような標記

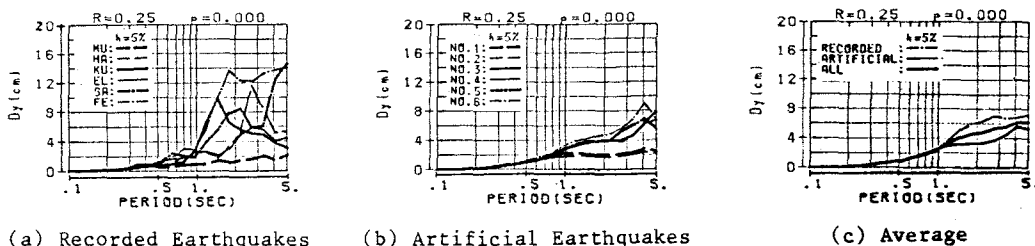


Fig. 2 Yield Displacement, D_y .

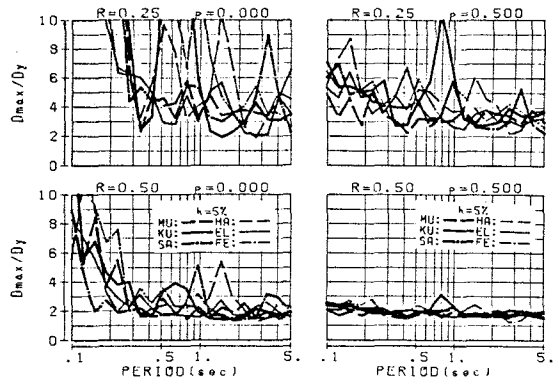
方法は同様である。また、Fig. 2はR=0.25の結果を示したものであり、式(1)より弾性最大変位は図の結果を4倍したものとなる。

図より、実地震動と模擬地震動の降伏変位（弾性最大変位）には、T=1秒以上の長周期範囲で差がみられ、実地震動の方が固有周期に対する依存性が顕著となり、平均値も大きくなっている。これは、解析に用いた入力地震動の周波数特性（フーリエスペクトル）の相違に関係があり、3種地盤に対する平均加速度応答スペクトルを目標として作成した模擬地震動では、各地震動の周波数特性が比較的よく類似しているのに対し、実地震動では、各地震動の周波数特性がT≥1秒の範囲では、かなり異なっていること、また、この範囲では、模擬地震動に比べて、平均的にスペクトル値が大きくなっているためと思われる。なお、全体の平均値（Fig. 2(c)の太線）は右上がりの比較的スムーズな形状を呈している。

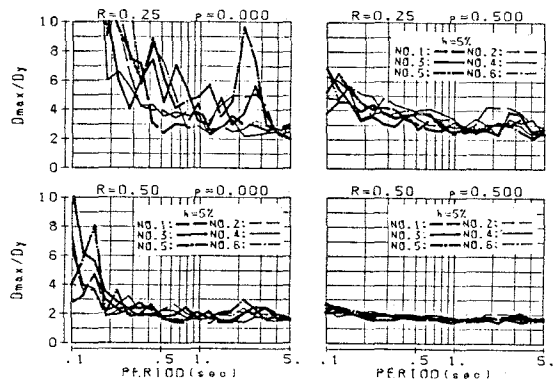
(2) 塑性（靱性）率

最大変位の降伏変位に対する比、すなわち、塑性（靱性）率 $\mu = D_{max}/D_y$ の実地震動および模擬地震動ごとの結果を示せば、Fig. 3(a)、(b)のようであり、これらの平均値は(c)のようである。

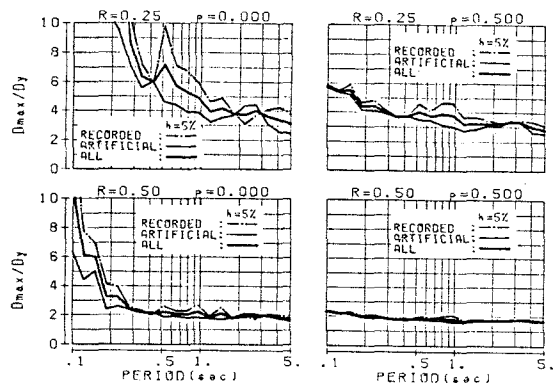
図より各地震動による μ のバラツキは降伏強度比Rおよび弾塑性剛性比pに依存し、R=0.25およびp=0.0で非弾性応答が強い場合に一番大きく、Rおよびpが大きくなるほど小さくなり、R=p=0.5の場合には地震動ごとの差はほとんどみられない。また、(1)の降伏変位で述べたと同様に、周波数特性の相違により、模擬地震動にくらべて、実地震動の方が全体的にバラツキが大きく、平均値も大きくなっている。つぎに、この塑性率 μ と降伏強度比Rとの間には、比較的短周期の範囲ではエネルギー一定則とよばれる式(3)の関係が、また、比較的長周期の範囲では変位一定則とよばれる式(4)の関係が近似的に成り立つものといわれている。この点を検討するため、Fig. 3に示したR=0.25および0.5に対する塑性率 μ_1 、 μ_2 を式(3)、(4)より求めると、R=0.25に対し、 $\mu_1=8.5$ 、



(a) Recorded Earthquakes



(b) Artificial Earthquakes



(c) Average

Fig. 3 Ductility factor, D_{max}/D_y .

$$\mu_1 = \{1 + (Q_{max}/Q_y)^2\} / 2 \quad (3)$$

$$= \{1 + (1/R)^2\} / 2$$

$$\mu_2 = Q_{max}/Q_y = 1/R \quad (4)$$

$\mu_2=4$ となり、 $R=0.5$ に対し、 $\mu_1=2.5$ 、 $\mu_2=2$ となる。これらの値とFig. 3(c)の平均値を比較すると、 $R=0.5$ の場合には、一部の短周期範囲($p=0.0$ で $T \leq 0.3$ 秒の範囲)を除き、 $\mu \approx 2 = \mu_2$ となり、ほぼ変位一定則を満足している。これに対し、 $R=0.25$ では固有周期 T の増加につれて塑性率 μ が小さくなる傾向がみられ、弾塑性剛性比 $p=0.0$ の場合には $T \geq 1$ 秒の範囲で、また、 $p=0.5$ で $T \geq 0.3$ 秒の範囲で、 $3 \leq \mu \leq 4 = \mu_2$ となり、変位一定則に近い結果となっているが、 $R=0.5$ の場合にくらべ、その精度はよくない。一方、エネルギー一定則についてみると、 $p=0.0$ で T が $0.25 \sim 0.3$ 秒の範囲でのみ、 $\mu \approx 2.5 = \mu_1$ ($R=0.5$)、 $\mu \approx 8.5 = \mu_1$ ($R=0.25$)となるものの、上記変位一定則の対象外となる短周期範囲では、塑性率 μ の T および p に対する依存性が顕著となり、式(3)は適切な近似式とはなりえていない。

以上のことより、強震下における構造物の塑性率を降伏強度比のみから推定することには無理があり、推定精度を上げるためには、さらに構造物の固有周期および弾塑性剛性比も含めた近似式の誘導が必要と考えられ、特に、短周期範囲でこの点が強調される。

(3) 総降伏回数

Fig. 4(a)は、各模擬地震動の降伏回数(復元力 Q がFig. 1のC'BおよびB'C上に達する回数) N_{pt} を示したものであり、(b)はこれらの N_{pt} をNo. 4の地震動を基準としてTable 1に示す各地震動の全パワー P_t で正規化したものである。

Fig. 4(a)より、この N_{pt} は各地震動によるバラツキが大きく、 R および T が小さくなるほど顕著となっている。これに対し、全パワーで正規化した N_{pt} では各地震動による差がかなり小さくなっている。このことより、本解析で用いた模擬地震動のように周波数特性がある程度類似な地震動であれば、強震部の継続時間の相違が構造物の降伏回数に及ぼす影響についても、エネルギー応答値と同様に、全パワー P_t を用いてある程度定量的に評価できることがうかがわれる。なお、結果は省略したが、降伏強度比 p による降伏回数の相違はあまりみられなかった。また、全パワーの差が小さいこともあって、実地震動の方が地震動ごとのバラツキは小さくなっていた。

つぎに、Fig. 5より、実地震動と模擬地震動の結果は比較的よく一致しており、降伏回数の平均値は降伏強度比 R に依存し、 R が小さい方が多くなる。また、固有周期 T にも依存し、 T が大きくなるにつれて減少する傾向がみられ、この傾向は R が小さい場合に顕著となる。しかし、 $T \geq 0.5$ 秒での降伏回数は、 $R=0.25$ で比較的的非弾性応答の強い場合でも40回程度以下であり、 $R=0.5$ の場合には15回程度以下となってい

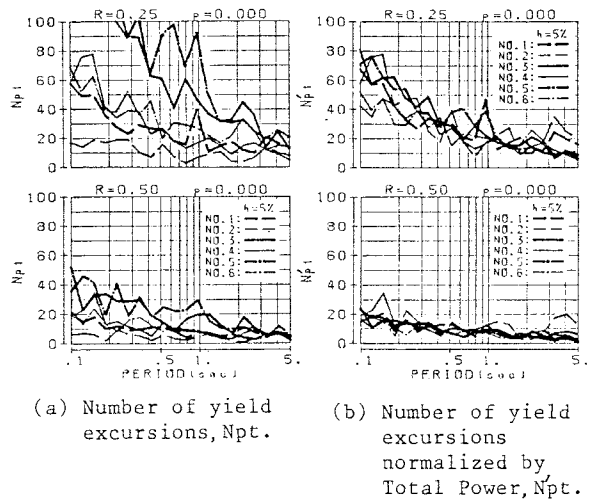


Fig. 4 Number of yield excursions for Each Artificial Earthquakes.

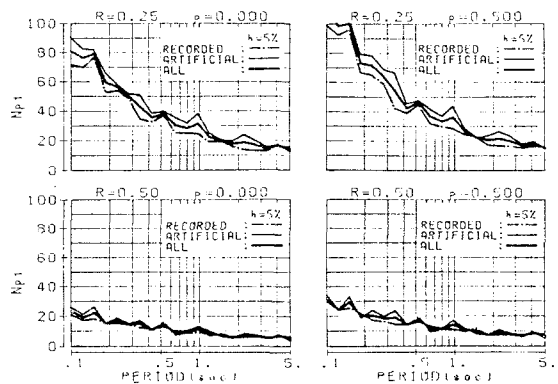


Fig. 5 Averaged Number of yield excursions for Recorded, Artificial and All Earthquakes.

る。このことより、強震下における構造物の損傷を疲労現象としてとらえる場合には低サイクル疲労に対応することがわかる。

(4) 正、負の最大変位および正側、負側の降伏回数

正の最大変位の負の最大変位に対する比、および、負側の降伏回数（復元力QがFig. 1のB'C上に達する回数）の総降伏回数に対する比を示せば、それぞれ、Fig. 6, 7のようであり、各図(a)には各模擬地震動による値を、(b)には実地震動、模擬地震動および全体の平均値を示している。なお、実地震動による結果は省略したが、地震動ごとのバラツキの程度および傾向は図示した模擬地震動の場合とほぼ同様であった。

Fig. 6(a)より、各地震動による正、負の最大変位の比のバラツキは、降伏強度比Rおよび弾塑性剛性比pに依存し、R=0.25でp=0.0の場合にはかなり大きくなるが、Rおよびpが大きくなるにつれて小さくなり、p=0.5の場合のバラツキは比較的小さい。また、Fig. 6(b)より、平均的にみると、p=0.0の場合の短周期範囲(T ≤ 0.3秒)を除けば、R=0.25でp=0.0の場合に少し周期特性がみられるものの、全範囲でほぼ1に近い値となっている。

つぎに、Fig. 7より、負側の降伏回数と総降伏回数の比についてみると、R=0.5の場合の方がR=0.25の場合より地震動ごとのバラツキが少し大きくなるものの、弾塑性剛性比pおよび固有周期Tによる依存性

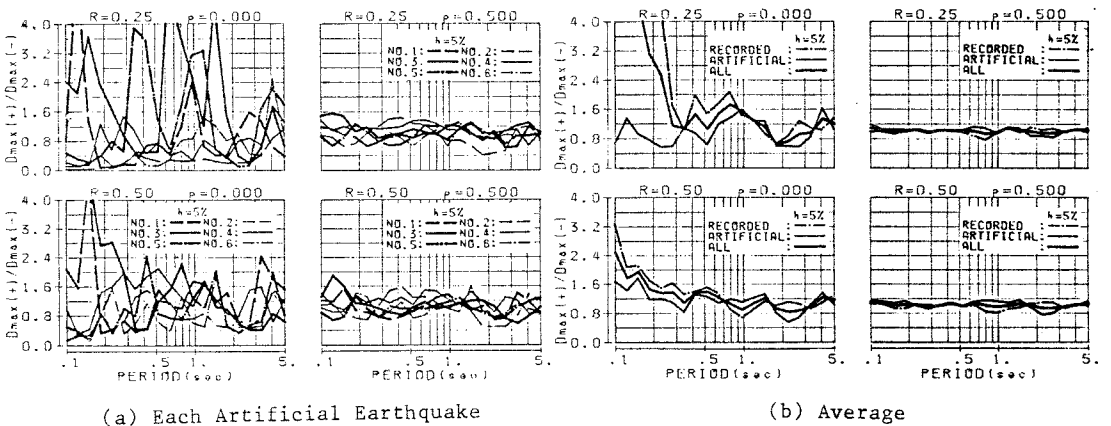


Fig. 6 Ratio of Positive Maximum Displacement to Negative One.

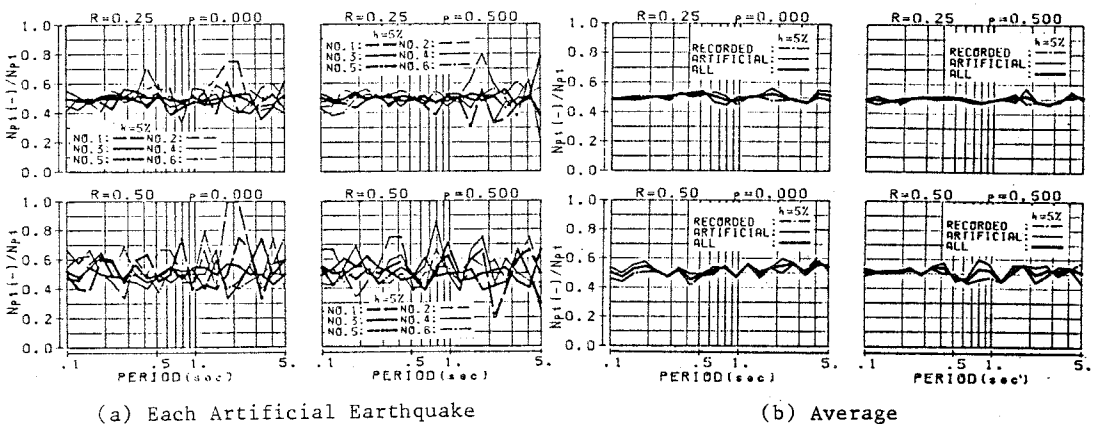


Fig. 7 Ratio of The Number of Times of Yielding in Minus Side to The Total Number of Times of Yielding.

もほとんどみられず、全体的にバラツキは小さい。また、平均値もほぼ0.5となっている。

以上のことより、強震下における建造物の振動性状は非弾性応答の強い一部の短周期建造物を除き、原位置を中心としてほぼ対称となることがわかる。

(5) 最大変位と累積塑性変位との関係

Fig. 8は累積塑性変位の最大変位に対する比を比較したものであり、(a)、(b)には、それぞれ、実地震動および模擬地震動ごとの値を示し、(c)にはこれらの平均値を示している。Fig. 8(a)、(b)より、実地震動にくらべ模擬地震動の方が地震動ごとのバラツキは少し大きめである。しかし、地震動ごとのバラツキの降伏強度比 R および弾塑性剛性比 p に対する依存性は、両地震動ともほぼ同様であり、 $R=0.25$ で $p=0.5$ の場合に一番大きく、 R が大きく、 p が小さくなるにつれて小さくなる。また、固有周期 T についても依存性がみられ、 T が大きくなるほどバラツキは小さくなる。つぎに、Fig. 8(c)より、平均値についてみると、実地震動と模擬地震動による値は、一部に少し差がみられるものの、全体的にはよく一致している。また、この平均値は、 R 、 p および T に依存し、 R が小さく、 p が大きくなるにつれて大きくなり、 T が大きくなるにつれてほぼ直線的に減少している。

また、ここでの累積塑性変位 D_{pt} は、系の降伏強度 Q_y および弾塑性剛性比 p を介して、履歴吸収エネルギー E_{hp} と、 $E_{hp} \doteq D_{pt} \cdot Q_y \cdot (1-p)$ となる、ほぼ1対1の対応関係があり、Fig. 9は、実地震動を対象にこの様子を示したものである。ただし、図中の縦線は、 E_{hp} の $E D_{pt} = D_{pt} \cdot Q_y$ に対する比を示している。

以上のことより、最大変位にくらべ、累積塑性変位あるいは履歴吸収エネルギーの方が、強震下における建造物のより優れた損傷評価指標であることを考えれば、最大変位(塑性率)を損傷評価指標(設計パラメータ)として用いる場合には、本章(2)の塑性率に対する考察でも述べたように、降伏強度比のみならず、固有周期ならびに弾塑性剛性比(復元力特性)も介して累積塑性変位との関係を明らかにしておく必要があろう。また、逆に、Fig. 8からわかるように、累積塑性変位の最大変位に対する比

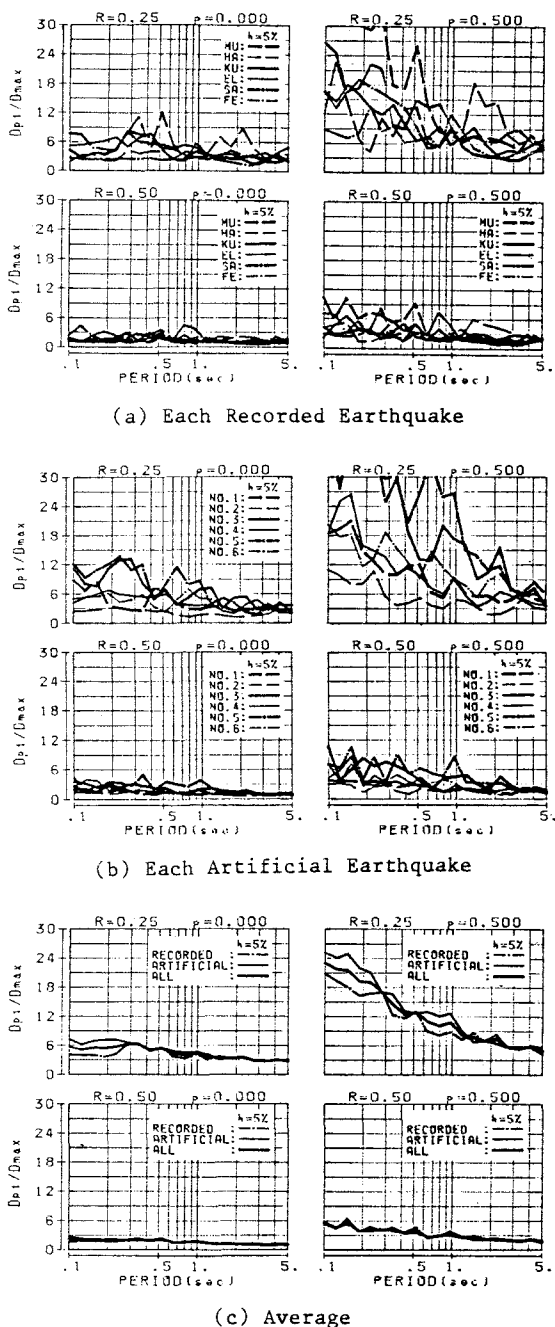


Fig. 8 Ratio of Accumulated Plastic Displacement to Maximum Displacement.

の平均値と構造特性すなわち降伏強度比，弾塑性剛性比および固有周期との間には比較的良好な関数関係がみられる。したがって，今後，データの蓄積により両者の関係が明らかになれば，最大変位（塑性率）が，累積塑性変位等のエネルギー応答を念頭に入れた損傷評価指標となりうる可能性もうかがわれる。

4. まとめ

本研究では bi-linear型一自由度系に関する数値計算結果をもとに，入力地震動および構造特性（降伏強度比，弾塑性剛性比および固有周期）の相違が強震下における構造物の応答性状の把握に必要と思われる塑性率，降伏回数，振動中立軸のずれ，および，最大変位と累積塑性変位との関係に及ぼす影響について比較検討し，若干の考察を加えてきた。

得られた結果を要約すれば以下のようである。

- (1) 本研究で対象とした応答諸量は入力地震動の相違によってバラツキ，その程度は系の構造特性すなわち降伏強度比 R ，弾塑性剛性比 p ，および固有周期 T に依存する。しかし，周波数特性ならびに継続時間の異なる実地震動と模擬地震動であっても，地震動ごとのバラツキの程度および傾向は類似しており，両者の平均値も比較的良好に一致する。
- (2) 塑性率の平均値は，系の構造特性に依存し， R ， p および T が小さくなるほど大きくなる。したがって，式(3)，(4)のように，強震下における構造物の塑性率を降伏強度比のみから推定することには無理があり，特に R および p の小さい短周期構造物では，固有周期および弾塑性剛性比も含めた推定方法が望まれる。
- (3) 非弾性応答の強い一部の短周期範囲を除けば，正，負の最大変位ならびに正側，負側の降伏回数は入力地震動および構造特性に関係なく，ほぼ等しくなり，強震下における構造物の応答性状は変位ならびに復元力とも，原位置を中心としてほぼ対称となる。また，総降伏回数もあまり多くなく，構造物の損傷は低サイクル疲労の現象に相当する。
- (4) 累積塑性変位（履歴吸収エネルギー）と最大変位の比は，系の構造特性に依存し，弾塑性剛性比 p が大きく，降伏強度比 R および固有周期 T が小さくなるほど大きくなる。したがって，最大変位（塑性率）を損傷評価指標（設計パラメーター）として用いる場合には，結論(2)とも関連し，構造特性 R ， p および T を介して累積塑性変位との関係を明確にするなど，エネルギー論的考察を加えておく必要がある。

なお，これらは，限られた計算結果より得られたもので軽々に結論づけられるものではなく，これらの定性的な結果を実用的なものへと発展させるためには，データのさらなる蓄積と定量的な評価が必要であり，これらについては今後の課題と考えている。

謝辞：本研究で用いた地震記録の一部は，運輸省港湾技術研究所より公表された記録²⁰⁾に対して，後藤・亀田・杉戸²¹⁾による誤差補正を施した記録であることを記して，関係者の方々に深甚なる謝意を表します。

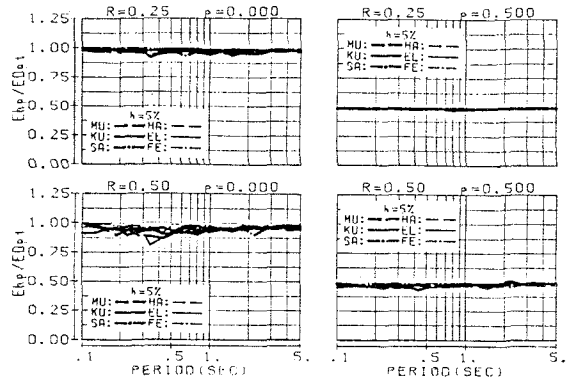


Fig. 9 Ratio of Hysteretic Energy to The Product of Accumulated Plastic Displacement and Yield Strength for Each Recorded Earthquake.

参考文献

- 1) Housner G.W. : Behavior of Structures During Earthquakes, ASCE, EM4, Oct.1959
- 2) Veletsos A.S. and Newmark N.M. : Effect of Inelastic Behavior on Response of Simple System to Earthquake Motions, Proc.2nd WCEE, Tokyo, 1960.
- 3) Penzien J. : Elasto-Plasto Response of Idealized Multi-Story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake, Proc.2nd WCEE, Tokyo, 1960.
- 4) 大沢・柴田：地震動に対する1質点系の非線形レスポンスの特性—最大変形に関する既往の研究の整理と考察，建築学会論文報告集，第69号，1961年10月
- 5) 梅村 魁：高層建物の設計震度に関する一考察，建築学会論文報告集，第72号，1962年5月
- 6) 鈴木・武田：建物の耐力と強震時の最大塑性変形量との関係，第6回日本地震工学シンポジウム講演集，1982年12月
- 7) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1981年6月
- 8) ATC(Applied Technology Council) : Tentative Provisions for The Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC Publication ATC 3-06, NBS Special Publication 510, NSF Publication 78-8, June, 1978
- 9) 秋山 宏：構造物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980年9月
- 10) 加藤・秋山：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷，建築学会論文報告集，No. 235，1975年9月
- 11) 山田・家村・西村：履歴吸収エネルギーによるRC橋脚模型の耐震性評価，第17回地震工学研究発表会講演概要，1983年7月
- 12) 大野・西岡・藤野：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，No. 333，1983年5月
- 13) Zahara T.F. and Hall W.J. : Earthquake Energy Absorption in SDOF Structure, ASCE, ST8, Aug., 1984
- 14) 松島・松井：構造物の弾塑性モデルに及ぼす地震動の影響，構造工学論文集，Vol. 32A, 1986年3月
- 15) 平尾・沢田・成行・笹田：強震下における一自由度系の履歴吸収エネルギーと弾性応答との関係について，土木学会論文集，No. 368 / I -5, 1986年4月
- 16) 平尾・笹田・成行：地震動継続時間と構造物の非弾性応答との関係について，第7回日本地震工学シンポジウム講演集，1986年12月
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1980年5月
- 18) 沢田・平尾：目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第17回地震工学研究発表会講演概要，1983年7月
- 19) 若林 実：耐震構造，森北出版，1981年
- 20) 運輸省港湾技術研究所：港湾地域強震観測年報，港湾技研資料，1968年
- 21) 後藤・亀田・杉田・今西：デジタルフィルターによるSMAC-B 2型加速度記録の補正について，土木学会論文報告集，No. 277，1978年9月

(1986年10月17日受付)