

不規則入力波に対する弾塑性構造物の線形的応答評価

LINEARIZED ESTIMATION FOR RESPONSE OF ELASTO-PLASTIC
STRUCTURES EXCITED BY IRREGULAR WAVES

武島唯志*・大野友則**・西岡隆***

By Tadashi TAKESHIMA, Tomonori OHNO and Takashi NISHIOKA

The purpose of this paper is to analyze the irregularities of seismic motion imparted into structures in reference with its acceleration amplitude, period and phase content, and to make clear these effects on the response of structures.

In this paper, it is discussed that of all irregular waves imparted into a certain elasto-plastic system, the wave having the same period component as apparent natural period T_e^* , which is calculated by structural characteristics, has the most influence on its system. As a result of numerical analysis, it is possible to estimate the response of elasto-plastic structures easily and effectively by making linearized system and sinusoidal excitation wave having apparent natural period T_e^* .

1. 緒 言

耐震設計法における動的解析に関する研究は、現在に至るまでかなりの数に及んでいる。これら多くの研究は、主として次の2つの観点から行われたものに大別できる。1つは、構造物に入力する地震動を対象としたものであり、もう1つは、入力された地震動に対する構造物の応答を対象としたものである。前者に関する研究には、たとえば、実地震記録を用いてその非定常性を解析した浅田¹⁾および星谷²⁾らの研究などがある。また、渡辺³⁾・柴田⁴⁾・小堀⁵⁾・大崎⁶⁾および和泉⁷⁾は、地震動の非定常性を支配する要因として加速度振幅・周期・波形形状および位相特性などに着目し、実地震記録の時間特性を解析、検討している。実地震動の現象をより忠実に表現し得るような模擬地震動の作成に関する研究も数多くみられ、種々の方法が提案されている。

ところで、地震時の構造物の応答は入力地震動のみによって決定されるわけではなく、入力地震動特性と構造物固有の特性との相互作用に依存すると考えられる。しかし、この種の研究は、前述の入力地震動を主な対象とした研究の数に比べて比較的に少ない。このうち、園田・南

ら^{8),9)}は、入力地震動特性が1質点系の弾塑性応答に与える影響を実地震記録を用いて検討している。その結果、入力地震動の違いおよび構造物の特性、特に降伏強度と周期の違いによって応答の結果が著しく異なることを指摘している。

一方、著者らは、強震下での構造物の耐震安全性を、構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギーと構造物固有の吸収可能なエネルギーとの対比関係で評価し得ると考え、これまで一連の基礎研究を続けている^{10)~12)}。この研究の中で、未検討の分野が入力エネルギーの評価である。入力エネルギーの評価の1つとして、Housner¹³⁾によって示された考え方があり、一般によく用いられている。しかし、いまだ入力される構造物の特性との関係については十分な検討が行われておらず、今後の課題と考えられる。

入力エネルギーを検討するためには、まず入力地震動に対する構造物の応答を解明することがきわめて重要である。しかるに、個々の地震動が非再現的であり、かつきわめて複雑な非定常不規則波であることから、これを解析するにあたって確率統計的に扱わざるを得ないところに困難な問題が残っている。入力する地震動の違いによって、構造物の応答結果に顕著な差異が生ずることは周知のとおりである。したがって、入力地震動特性の不規則性や、同一地点で同様な地震動の非再現性を考えると、入力地震動の特性と構造物の間の応答特性について

* 筑波大学大学院学生 理工学研究科

(〒305 新治郡塚村天王台 1-1-1)

** 正会員 筑波大学研究生 構造工学系 (同上)

*** 正会員 工博 筑波大学助教授 構造工学系 (同上)

基本的な関係を明らかにしたうえで、構造物の設計に適した入力地震動を選択、あるいは決定し、より合理的な解析を行うことが必要と考える。

本研究は、このような観点から、入力地震動の不規則性を加速度振幅・周期特性および位相の不規則なかかわり合いとしてとらえ、この入力地震動の特性と構造物の有する特性との間に、どのような相互関係があり、また構造物の応答にどのような影響を及ぼすかを基本的に検討したものである。検討にあたっては、地震動を振幅・周期および位相の異なる正弦波の重ね合せと考え、正弦波を主体とした種々の入力波を入力とすることによって弾性および弾塑性応答解析を行っている。

2. 1 質点系構造モデルによる応答特性の概要

(1) 構造物のモデル化と構造特性

Fig. 1 に示す bi-linear 型の弾塑性復元力 $Q(X)$ を有する 1 質点系モデルを考える。実際の土木建築構造物に対しては、他にも種々の復元力モデルが提案されているが、本研究では地震応答解析で

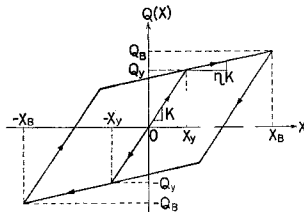


Fig. 1 Bi-linear Elasto-plastic Restoring Force.

広く採用されている bi-linear モデルを用いることとし、復元力における塑性域での剛性の程度が応答に及ぼす影響を調べている。地震動入力加速度 $f(t)$ を受ける 1 質点系の運動方程式は、次式で表わされる。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = -Mf(t) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M ：構造系の質量、 C ：減衰係数、 \ddot{X} ・ \dot{X} ・ X ：相対加速度・相対速度および相対変位である。

また、復元力 $Q(X)$ は Fig. 1 に示す関係から次式で与える。

$$Q(X) = \begin{cases} KX & : \text{弾性域} \\ \eta KX \pm (1-\eta)KX_Y & : \text{塑性域} \dots\dots\dots (2) \\ KX \mp (KX_B - Q_B) & : \text{除荷時} \end{cases}$$

ここで、 η は弾塑性剛性比 ($=K_p/K$ ； K 、 K_p はそれぞれ弾性および塑性時の剛性)、 $K=Q_Y/X_Y$ ； Q_Y 、 X_Y はそれぞれ降伏復元力および降伏変位である。さらに、構造物の強度特性を与える量として、降伏強度係数 $r(=Q_Y/Mf(t)_{max})$ を定義する。よって、bi-linear 復元力を有する構造系の構造特性を表わすパラメーターは、弾性時固有周期 $T_0(=2\pi\sqrt{M/K})$ 、減衰定数 $h(=CT_0/4\pi M)$ 、弾塑性剛性比 η および降伏強度係数 r の 4 つで代表される。

(2) 正弦波入力による弾性および弾塑性応答

式 (1),(2) において、 $\eta=1.0$ の場合には弾性系の運動方程式となる。一般に、正弦波入力による弾性応答問題は解析的に求めることができ、構造系の応答性状を定量的に評価することができる。一方、入力が大きくて、復元力が非線形 ($\eta < 1.0$) となる弾塑性応答では、数学的に解析的な形で解を求めることができない。このため、厳密には電算機を利用して数値積分により解を求める方法や、2乗平均誤差の最小化などの等価線形化法を用いて近似解を求める方法が一般に用いられている^{14)~17)}。

(3) 等価線形化法に基づく弾塑性応答特性の検討

本研究では、原則として数値積分によって応答解を求めている。この結果と等価線形化に基づく理論との対応を調べ、さらに、弾塑性応答問題への適用を検討している。等価線形化法に対する理論や具体的な方法は、文献 16)~20) に詳しい。

いま、構造系の応答が外力に対してほぼ周期的であるような場合を対象とすれば、定常入力 $f(t)=\alpha \cos \omega t$ を受ける構造系の非線形運動は次のような線形式で表わされる。

$$\ddot{X} + 2h_e\omega_e\dot{X} + \omega_e^2X = \alpha \cos \omega t \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 h_e は等価減衰定数、 ω_e は等価固有円振動数で以下のように与えられる²⁰⁾。

$$\left. \begin{aligned} h_e &= C_e/2\sqrt{K_eM} = -(S_1/2C_1)(\omega_e/\omega) + h\sqrt{C_1} \\ \omega_e &= \sqrt{K_e/M} = \sqrt{C_1}\omega_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 C_e ：等価減衰係数、 K_e ：等価剛性で、おのの以下のように与えられる²⁰⁾。

$$\left. \begin{aligned} C_e &= (-S_1/\omega + 2h/\omega_0) \cdot K \\ K_e &= C_1 \cdot K \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

C_1 および S_1 は、文献 19), 20) で与えられる式に、降伏強度係数 r を考慮すると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \eta + (1-\eta)(\theta - \sin 2\theta/2)/\pi \\ S_1 &= -(1-\eta)\sin^2 \theta/\pi = -4(1-\eta)(1-r/\mu)r/\pi\mu \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ただし、
 $\theta = \cos^{-1}(1-2r/\mu) : \mu = x_r/X_Y > 1$ (x ：定常振幅)
 $\dots\dots\dots (7)$

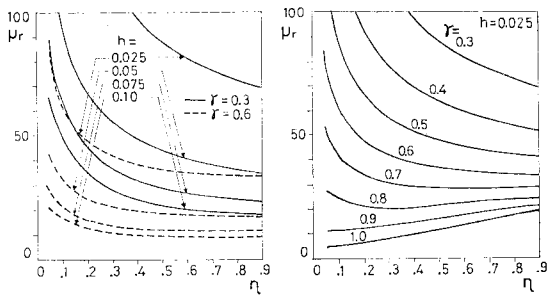
式 (3) に対する定常振幅 x は、

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{\sqrt{\{1-(\omega/\omega_e)^2\}^2 + 4h_e^2(\omega/\omega_e)^2}} \cdot \frac{\alpha}{\omega_e^2} \\ &= \frac{1}{\sqrt{\{C_1-(\omega/\omega_0)^2\}^2 + \{-S_1+2h(\omega/\omega_0)\}^2}} \cdot \frac{\alpha}{\omega_0^2} \end{aligned} \dots\dots\dots (8)$$

で与えられ、共振時 ($\omega=\omega_e$) の振幅 x_r は次のようになる。

$$x_r = \alpha/2h_e \cdot \omega_e^2 = X_Y/2h_e \cdot C_1 \cdot r \dots\dots\dots (9)$$

また、上式より共振時の応答塑性率 $\mu_r(=x_r/X_Y)$ は次の関係を満足する。



(a) Relation between μ_r and η at constant γ (b) Relation between μ_r and η at constant h

Fig. 2 Relation between Structural Characteristics h, η, γ and Response Ductility Factor μ_r .

$$\mu_r = 1/(-S_1 + 2h\sqrt{C_1}) \cdot \gamma \dots\dots\dots (10)$$

式 (10) の右辺は、弾塑性剛性比 η 、降伏強度係数 r および減衰定数 h の関数であると同時に、応答塑性率 μ_r の関数でもある。式 (10) を解くことにより、 $\eta \cdot r \cdot h$ および μ_r の関係が Fig. 2 のように得られる。Fig. 2 (a) をみると、ある r の値に対して減衰定数 h が小さいほど応答塑性率 μ_r が大きい。また、Fig. 2 (b) より、減衰定数が一定の場合 r の値が小さいほど応答塑性率の値は大きく、かつ弾塑性剛性比 η の値による影響が顕著である。また、Fig. 2 (b) より構造系の強度レベルが $r > 0.8$ であれば、 η の減少に伴い応答塑性率 μ_r が小さくなる傾向がみられる。

一方、特に r が小さい領域では、共振時の塑性率 μ_r は非常に大きな値を示す。このような状態では、式 (7) の θ が零に近づき、 $C_1 \approx \eta$ となる。つまり、式 (4) の第2式より、共振時の構造系の応答周期 T_e^* は次式のように表わすことができる。

$$T_e^* = T_0 / \sqrt{\eta} \dots\dots\dots (11)$$

そこで、この応答周期を“みかけの固有周期”とよび、

等価剛性 K_e によって表わされる等価固有周期 $T_e = T_0 / \sqrt{C_1}$ との関係調べてみた。Table 1 には、 r と μ が変化したときの $1/\sqrt{C_1}$ と $1/\sqrt{\eta}$ の関係と比較するために、 $1/\sqrt{C_1}$ と $1/\sqrt{\eta}$ の比 ($\sqrt{\eta/C_1}$) を示した。この表から、 r の値が小さい場合 ($r \leq 0.3$) には、小さな μ の範囲でも両者の対応はよいことがわかる。 η が 0.4 以上では、 μ の値にかかわらず両者はほぼ等しい値を示す。さらに、 μ が 20 以上では η および r の値によらず、ほぼ $1/\sqrt{C_1} \approx 1/\sqrt{\eta}$ の関係がある。

別の見方をすれば、構造物が大きな外力を受けて弾塑性応答を行う場合、塑性域での共振時応答周期 T_e は、構造物の弾性時固有周期 T_0 と弾塑性剛性比 η が既知であれば、みかけの固有周期 T_e^* を用いてあらかじめ式 (11) で算定できることを意味している。さらに、等価線形化における等価固有周期 T_e が入力波の特性の影響を受けるのに対し、みかけの固有周期 T_e^* は構造系の特性値 T_0 、 η のみによって定められるので入力波の特性の影響を受けないことがわかる。したがって、 T_e^* は、構造系の応答特性を検討する際の有効な指標となり得ると考えられる。

3. 各種の入力波に対する応答特性

全入力継続時間において振幅・周期が一定である単一正弦波のような定常入力に対する系の応答特性は、応答が周期的であるという条件のもとで、2. (3) で検討した等価線形化に基づく評価が可能である。地震動のような非定常不規則波に対しても同様な評価法が適用できれば、耐震設計における実用的見地から非常に有用であると考えられる。しかるに、加速度振幅や周期特性の不規則性のため、この問題を解析的に検討することは困難である。

そこで、本研究では、まず初めに周期の異なる正弦波の組合せ入力波を基準とし、この入力波と同一のパワースペクトルを有する不規則波を作成した。これらの不規則波を用いて数値積分による応答解析を行い、組合せ正弦波入力に対する応答特性との相違や、不規則応答特性について調べ、上記の問題に対する検討を行った。

(1) 組合せ正弦波入力に対する応答特性

周期が $T_1 = 0.5$ 秒・ $T_2 = 1.0$ 秒および $T_3 = 1.5$ 秒の正弦波を、時刻の経過に従って入力する。ここで、各加速度振幅を 100 gal (一定) とし、各周期成分の入力時間を等しく 6 秒間と

Table 1 $\sqrt{\eta/C_1}$ when γ, η and μ are variable

μ	r	η	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
5	0.3	0.3	0.905	0.954	0.973	0.982	0.988	0.992	0.995	0.997	0.999
	0.5	0.3	0.825	0.910	0.944	0.963	0.975	0.983	0.989	0.994	0.997
	0.7	0.3	0.753	0.864	0.913	0.942	0.960	0.973	0.982	0.989	0.995
	0.9	0.3	0.720	0.841	0.898	0.930	0.952	0.967	0.979	0.987	0.994
10	0.3	0.3	0.963	0.983	0.990	0.994	0.996	0.997	0.998	0.999	1.000
	0.5	0.3	0.925	0.965	0.979	0.986	0.991	0.994	0.996	0.997	0.999
	0.7	0.3	0.885	0.944	0.966	0.978	0.985	0.990	0.993	0.996	0.998
	0.9	0.3	0.865	0.932	0.959	0.973	0.982	0.988	0.992	0.996	0.998
20	0.3	0.3	0.986	0.994	0.996	0.997	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000
	0.5	0.3	0.972	0.987	0.992	0.995	0.997	0.998	0.999	0.999	1.000
	0.7	0.3	0.954	0.979	0.987	0.992	0.994	0.996	0.997	0.998	0.999
	0.9	0.3	0.935	0.970	0.982	0.989	0.992	0.995	0.997	0.998	0.999
50	0.3	0.3	0.997	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.5	0.3	0.992	0.997	0.998	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000
	0.7	0.3	0.988	0.995	0.997	0.998	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000
	0.9	0.3	0.982	0.992	0.995	0.997	0.998	0.998	0.999	0.999	1.000

した場合 [Case-I (C-I)], 各周期成分の正弦波の波の平均パワーの値が等しくなるように振幅を変えて, それぞれ 173 gal・141 gal・100 gal とした場合 [Case-II (C-II)] の各組合せ入力波を作成した。

Fig. 3 は, 振幅一定の入力波 (Case-I) に対する系の弾性および弾塑性の時刻歴応答である。系の弾性時固有周期 T_0 は, 上から 0.316・0.4・0.474・0.5・0.6・1.0・

1.5 秒である。Table 2 は, 異なる周期成分の波の組合せ方 (たとえば, $T_1+T_2+T_3$ ・ $T_3+T_1+T_2$ ・ $T_2+T_1+T_3$ など) による応答の相違を調べるため, 得られた最大応答塑性率を示したものである。構造特性値は, 弾性応答の場合 $h=0.025$, $\eta=1.0$, $r=1.0$, 弾塑性応答の場合 $h=0.025$, $\eta=0.1$, $r=0.1$ にとっている。

弾性系に対する応答性状はよく知られているが, ここでは弾塑性系に対する応答性状との比較のために併せて検討を行っている。

(i) 弾性応答では, 異なる周期成分の波の組合せ方による相違は, Table 2 (a) に示すように最大応答値の大きさには影響を与えない。また, Fig. 3 (a) をみると, 系の固有周期と等しい周期成分の波が入力波に含まれているか否かで応答性状がかなり異なっているのが認められる。固有周期と等しい周期成分の波が含まれている場合は, その時刻以降共振し, 大きな応答を示している。

(ii) 弾塑性応答では, Table 2 (b) に示すように波の組合せ方による応答値の違いが若干みられる。Case-I および II のいずれも, 入力初期に長周期成分が存在する入力波 ($T_3+T_1+T_2$, $T_3+T_2+T_1$) に対して, 応答値が大きめに現われている。2. で評価したように, 系の塑性域でのみかけの固有周期を $T_e^*=T_0/\sqrt{\eta}$ とすれば, Fig. 3 (b) に示した各系の T_e^* は $\eta=0.1$ であるから, それぞれ $1.0(=0.316/\sqrt{0.1})$ ・ 1.27 ・ 1.5 ・ 1.58 ・ 1.9 ・ 3.16 および 4.74 秒となる。このうち, 入力周期成分 1.0 秒および 1.5 秒に等しくなる系 ($T_0=0.316$ および 0.474 秒) の応答が, 対応する入力部分で大きくなっている。

Fig. 4 は, 周期が 0.5・1.0・1.5 および 2.0 秒で振幅一定の正弦波をこの順序に入力した場合の弾塑性時刻歴応答を示した。系の弾性時固有周期 T_0 を 0.5・1.0 および 1.5 秒とし, 弾塑性剛性比 η を変えて塑性域でのみかけの固有周期が, いずれも $T_e^*=2.0$ 秒になるように定めた。この図から, いずれの系も入力周期成分が 2.0 秒の波 ($t > 18$ s) に対して共振し, 最大応答を示していることがわかる。さらに, 周期 0.5 秒 (入力時刻 $t=0\sim 6$ s)・1.0 秒 ($t=6\sim 12$ s)・1.5 秒 ($t=12\sim 18$ s) の組合せ正弦波入力に対して, みかけの固有周期が $T_e^*=0.5$ ・ 1.0 ・ 1.5 ・ 1.58 ・ 3.16 および 4.74 秒になると評価される系 ($T_0=0.158$ ・ 0.316 ・ 0.474 ・

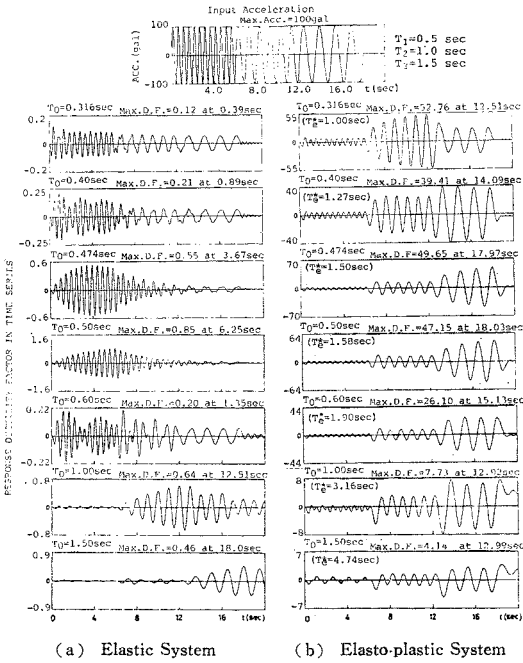


Fig. 3 Response in Time Series of Each Structure Having Different Natural Period T_0 .

Table 2 The Maximum Response Ductility Factors in Various Combinations of Waves.

(a) Elastic System							
	T_0 (s)	$T_1+T_2+T_3$	$T_1+T_3+T_2$	$T_2+T_3+T_1$	$T_2+T_1+T_3$	$T_3+T_1+T_2$	$T_3+T_2+T_1$
Case-I	0.5	73.08	71.54	71.54	71.54	73.08	71.54
	1.0	66.09	64.85	65.84	65.35	65.10	65.59
	1.5	42.16	42.16	42.16	42.16	42.16	42.16
Case-II	0.5	125.38	121.54	121.54	123.46	123.08	124.62
	1.0	103.47	99.50	100.00	103.71	103.47	102.72
	1.5	54.44	54.44	54.44	54.44	54.44	54.44
(b) Elasto-plastic System							
	T_0 (s)	$T_1+T_2+T_3$	$T_1+T_3+T_2$	$T_2+T_3+T_1$	$T_2+T_1+T_3$	$T_3+T_1+T_2$	$T_3+T_2+T_1$
Case-I	0.5	91.92	93.85	92.31	93.46	97.69	97.69
	1.0	46.78	48.76	46.29	49.01	54.46	54.46
	1.5	11.85	13.02	11.91	12.96	16.54	16.54
Case-II	0.5	78.08	79.62	77.69	78.85	85.38	85.38
	1.0	36.88	35.89	38.12	37.62	47.28	47.28
	1.5	9.75	9.51	9.44	9.75	14.14	14.14

$T_1=0.5$ s, $T_2=1.0$ s, $T_3=1.5$ s
Case-I : Constant Amplitude
Case-II : Variable Amplitude

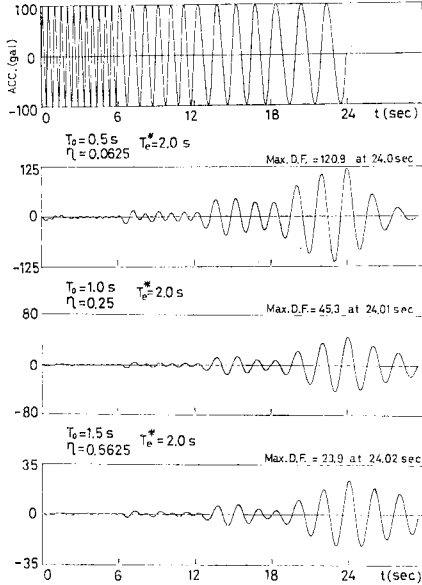


Fig. 4 Relation between Frequency Component of a Combined Sinusoidal Wave and Apparent Natural Period T_e^* .

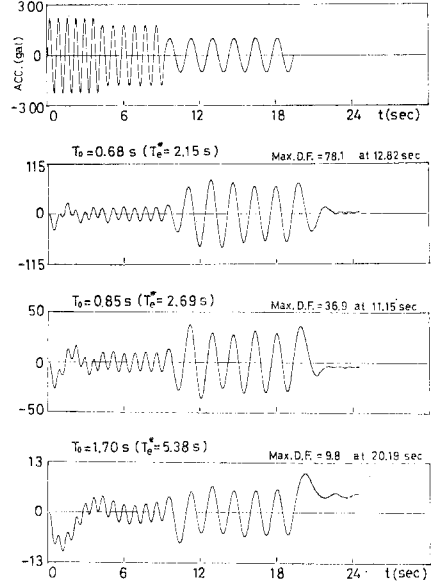


Fig. 5 Elasto-plastic Response in Time Series for a Combined Sinusoidal Wave having Different Amplitudes.

0.5・1.0・1.5 秒, $\eta=0.1$) の時刻歴応答について検討した. Table 3 は, $r=0.5$ および 0.9 の場合について, 各系の時刻歴応答における応答塑性率を入力波の周期成分に対応する時刻間で, その上限と下限値を示したものである. この表から, みかけの固有周期 T_e^* が入力波の周期成分に一致する条件を有する系では, その周期の波の入力部分で共振し, 最大応答を示していることがわかる. Table 3 で, 太字で示した数値がこれに相当する. $r=0.9$ の場合は, $r=0.5$ の場合に比して全体的に小さな応答を示し, 顕著な共振応答の性状はみられないが, ほぼ同様の傾向を示している. 次に, 波数が等しく周期が異なる ($T_1=0.68$ 秒, $T_2=0.85$ 秒, $T_3=1.70$ 秒) 正弦波で, 各周期成分の加速度振幅の大きさをそれぞれ

221 gal, 179 gal および 100 gal とする入力波を用いて検討した. Fig. 5 には, この組合せ正弦波入力に対する弾塑性時刻歴応答を示した. Fig. 5 と Fig. 3 (b) を比較してわかるように, 両者の応答性状はほとんど類似した傾向を示している. また, ここで用いた系のみかけの固有周期 T_e^* は, 入力波の周期成分のいずれにも一致しない. Fig. 5 の中で, $T_0=0.68$ 秒の系の T_e^* は 2.15 秒 ($=0.68/\sqrt{0.1}$) で入力周期成分の $T_3=1.70$ 秒に最も近く, したがって 3 つの系のうち最大の応答値を示している. つまり, 系の応答特性は入力波の振幅の大きさより, 周期特性による影響がきわめて大きいといえる.

以上のことから, 組合せ正弦波入力に対する弾塑性系の応答は, 2. (3) で述べたようにみかけの固有周期 $T_e^*=T_0/\sqrt{\eta}$ と入力波の周期成分との対応によって評価できることが認められる. また, r の値の大小による応答性状の差異は, 定常入力に対する式 (10) あるいは Fig. 2 より明らかである. たとえば, Fig. 2 において, $h=0.025 \cdot \eta=0.1$ の場合, $r=0.5$ では $\mu_r=90.5$ であり, $r=0.9$ では $\mu_r=10.6$ である. つまり, $r=0.5$ における μ_r の値は $r=0.9$ に対する値の約 8.5 倍である. 一方, Table 3 において, 同一条件での塑性率を調べてみると, 弾性時固有周期 $T=0.316$ 秒 ($T_e^*=1.0$ 秒) の系では, $\mu_r=53.0$ ($r=0.5$), $\mu_r=6.4$ ($r=0.9$) であり, $r=0.5$ における値が約 8.3 倍となっ

Table 3 The Upper and Lower Limits of Response Ductility Factors in Each Time Interval.

r	T_0 (s)	T_e^* (s)	Response Ductility Factors in Time Intervals		
			0.5 s($t=0\sim 6$ s)	1.0 s($t=6\sim 12$ s)	1.5 s($t=12\sim$)
0.5	0.158	0.50	13.6~54.7	—	—
	0.316	1.00	7.0~ 7.2	19.7~53.0	23.0~24.0
	0.474	1.50	3.0~ 3.5	12.7~16.7	36.6~49.6
	0.500	1.58	2.0~ 3.2	11.9~12.6	21.8~46.9
	1.000	3.16	~ 1.8	2.6~ 2.9	5.8~ 7.8
	1.500	4.74	~ 1.0	1.2~ 1.5	2.5~ 4.2
0.9	0.158	0.50	1.5~ 2.0	—	—
	0.316	1.00	4.0~ 4.2	1.6~ 6.4	3.0~ 4.3
	0.474	1.50	1.8~ 2.2	5.5~ 5.7	1.8~ 6.6
	0.500	1.58	1.6~ 2.0	5.2~ 5.4	2.6~ 6.6
	1.000	3.16	~ 0.9	1.6~ 2.0	3.7~ 4.0
	1.500	4.74	~ 0.5	1.2~ 1.4	1.9~ 2.2

ている。したがって、上述の式(10)から得られる評価とほぼ一致していることが認められる。また、弾塑性系の場合、降伏強度係数 r の値の大小によって応答塑性率が大きく変化する。これは、構造物に入力されるエネルギーを系の弾塑性履歴復元力によって吸収するため、強度レベルが低い場合は大きな塑性変形を強制されること

によるものと考えられる¹⁰⁾。

(2) 不規則入力波に対する応答特性

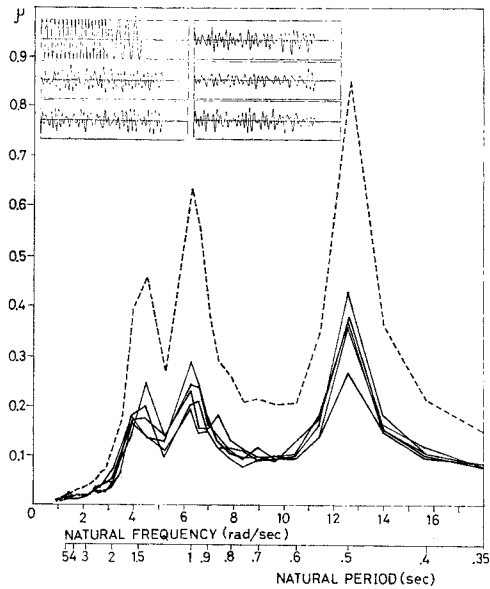
(1) で用いた振幅一定の組合せ正弦波 (Case-I) と同一のパワースペクトルを有するように、位相をランダムに変えて5種の不規則波を作成した。Fig. 6 (a)・(b)には、 $h=0.025$ の場合について、これらの不規則波を入力として用いたときの弾性変位応答スペクトルと弾塑性変位応答スペクトルを、降伏変位 X_y で基準化して実線で示した。このスペクトルを以後、応答塑性率スペクトルと名付けることにする。また、図中の破線は組合せ正弦波入力に対するものである。Fig. 6 (a) に示す弾性応答塑性率スペクトルをみると、実線の5つのスペクトルはいずれも、0.5・1.0 および 1.5 秒に山があり、全体のスペクトル形状もほぼ一様である。これを破線のスペクトルと比較すると、弾性応答の場合には同一のパワースペクトルを有する入力波でも、波形の連続性が不規則になると応答は著しく小さくなるのがわかる。しかし、いずれも共振点が存在し、その周期も一致している。

一方、Fig. 6 (b) は、構造特性値 $h=0.025$, $\eta=0.1$, $r=0.5$ に対する弾塑性の応答塑性率スペクトルである。組合せ正弦波に対する破線のスペクトルは、弾性時固有周期 $T_0=0.474$ 秒、すなわち、みかけの固有周期 $T_0^*=1.5$ 秒に山があり、入力波の 1.5 秒の周期成分に対して共振したことを表わしている。また、実線で示した不規則波に対する5本のスペクトルは、いずれも山がなく短周期になるほど塑性率が一樣に増加する傾向がみられる。その値も入力波によってかなり差異がある。

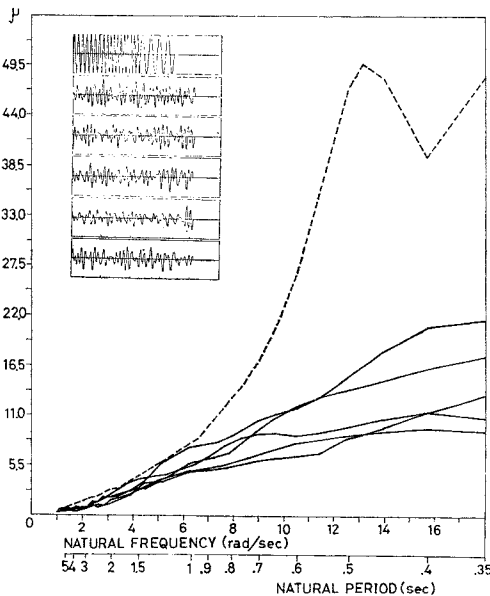
そこで、弾塑性応答におけるこのような違いについて構造特性パラメーター η , r を種々変化させ、組合せ正弦波と不規則入力波に対する系の応答特性を比較した。

Table 4 (a)には、i) 振幅が一定の組合せ正弦波 [Case-I (C-I)], ii) 振幅が周期成分ごとに異なる組合せ正弦波 [Case-II (C-II)] を入力したとき、応答塑性率スペクトルに山が存在するか否かを、 η と r の対応関係で示した。表中の○は山がみられる場合で、* は山がみられない場合を表わす。また、表の上段の2つの数値は、山が存在する点における弾性時固有周期 T_0 とみかけの固有周期 T_0^* である。Table 4 (b) は、上記 i) および ii) と同一のパワースペクトルを有する不規則入力波による場合を同様に示したものである。Table 4 から、組合せ正弦波入力に対しては、構造物の強度レベルが高く、かつ非線形性が大きい ($r > 0.7$, $\eta < 0.3$) と山が存在しないことがわかる。一方、不規則波入力に対しては、非線形性が大きくなるとほとんど山が存在しなくなる。

ところで、新耐震設計法においては、『強震下での構造物の耐震性を、構造物の強度は多少低くてもその塑性変形能力に期待する』という設計理念であり、一方、鉄



(a) Elastic Response Spectra



(b) Spectra of Response Ductility Factor in Elasto-plastic System

Fig. 6 Spectra of Response Ductility Factor Excited by a Combined Sinusoidal Wave and Random Waves.

Table 4 The Existence of Peaks in the Spectrum of Response Ductility Factor.

(a) In Case of Combined Sinusoidal Excitation both in Constant Amplitude (C-I) and in Variable Amplitude (C-II).

		η	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	
T_0 and T_e^*	Case-I	1	$\frac{T_0}{T_e^*}$ 1.52	0.48 1.52	0.68 1.52	0.82 1.50	0.95 1.50	1.05 1.48	1.14 1.47	1.26 1.51	1.31 1.46	1.43 1.51
		2	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	0.46 1.03	0.55 1.00	0.65 1.03	0.71 1.00	0.79 1.02	0.85 1.02	0.91 1.02	0.95 1.00
		3	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	*	*	*	*	0.48 0.62	0.48 0.57	0.46 0.51	0.48 0.51
	Case-II	1	$\frac{T_0}{T_e^*}$ 1.55	0.49 1.55	0.69 1.54	0.86 1.57	0.98 1.55	1.10 1.56	1.21 1.56	1.31 1.57	1.39 1.55	1.46 1.54
		2	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	0.46 1.03	0.55 1.00	0.65 1.03	0.72 1.02	0.80 1.03	0.85 1.02	0.92 1.03	0.95 1.00
		3	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	*	*	*	*	0.48 0.62	0.48 0.57	0.48 0.54	0.47 0.50
γ	0.1	C-I C-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.2	C-I C-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.3	C-I C-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.4	C-I C-II	* ○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.5	C-I C-II	* ○	* ○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.6	C-I C-II	* ○	* ○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.7	C-I C-II	* *	* ○	* ○	○	○	○	○	○	○	○
	0.8	C-I C-II	* *	* *	* *	○	○	○	○	○	○	○
	0.9	C-I C-II	* *	* *	* *	○	○	○	○	○	○	○
	1.0	C-I C-II	* *	* *	* *	* ○	○	○	○	○	○	○

(b) In Case of Random Excitation in both Case-I (C-I) and Case-II (C-II).

		η	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	
T_0 and T_e^*	Case-I	1	$\frac{T_0}{T_e^*}$ 1.83	0.58 1.83	0.84 1.88	0.91 1.66	1.05 1.66	1.16 1.64	1.28 1.65	1.34 1.60	1.50 1.68	1.57 1.65
		2	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	0.47 1.05	0.47 0.86	0.67 1.06	0.73 1.03	0.80 1.03	0.85 1.02	0.91 1.02	0.95 1.00
		3	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	*	*	*	*	0.45 0.58	0.45 0.53	0.45 0.50	0.48 0.51
	Case-II	1	$\frac{T_0}{T_e^*}$ 1.58	0.50 1.58	0.71 1.59	0.86 1.57	1.00 1.58	1.12 1.58	1.26 1.63	1.34 1.60	1.43 1.60	1.50 1.58
		2	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	0.48 1.07	0.60 1.10	0.68 1.08	0.78 1.10	0.83 1.07	0.90 1.08	0.95 1.06	1.06 1.12
		3	$\frac{T_0}{T_e^*}$ *	*	*	*	*	*	*	0.45 0.54	0.45 0.50	0.48 0.51
γ	0.1	C-I C-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.2	C-I C-II	* *	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.3	C-I C-II	* *	* *	* *	○	○	○	○	○	○	○
	0.4	C-I C-II	* *	* *	* *	* *	○	○	○	○	○	○
	0.5	C-I C-II	* *	* *	* *	* *	○ *	○	○	○	○	○
	0.6	C-I C-II	* *	* *	* *	* *	* *	○	○	○	○	○
	0.7	C-I C-II	* *	* *	* *	* *	* *	* *	○	○	○	○
	0.8	C-I C-II	* *	* *	* *	* *	* *	* *	○	○	○	○
	0.9	C-I C-II	* *	* *	* *	* *	* *	* *	○	○	○	○
	1.0	C-I C-II	* *	* *	* *	* *	* *	* *	* *	○	○	○

Case-I (C-I) : Constant Amplitude

Case-II (C-II) : Variable Amplitude

筋コンクリート構造物などの塑性域での剛性はかなり低い。したがって、実構造物の耐震安全性を評価するうえで、非線形性の大きい ($\eta < 0.5$) 構造系に対する応答特性を合理的に、しかも容易に検討できる方法を考究することが必要と考える。

4. 不規則入力波の取り扱いについて

(1) 不規則入力波に対する応答評価の考え方

本研究で定義している入力波の不規則性とは、入力波に含まれる異なった周期成分の数の多少および振幅の大きさの数値的・時間的変動を意味する。最も不規則性の弱い(最も規則的な)波は、入力継続時間内において周期成分がただ1つで、かつ振幅の大きさが一定である単一正弦波のようなものである。これに対し、一定の継続時間内に含まれる周期成分の数が多く、かつ個々の波の振幅の大きさや周期が時刻の経過に従ってランダムに変動する波ほど不規則性が強いといえる。

一般に、耐震設計で用いられる入力地震動は、大規模な実地震記録か、あるいは、模擬地震動などである。これらは、いわゆる不規則性の強い波であるため、等価線形化に基づく応答予測が困難で、時系列による弾塑性応答解析が必要となる。そのうえ、3.(2)で検討したように、同一のパワースペクトルを有する不規則入力波でも、時刻歴の不規則な連続性の違いによって、系の弾塑性応答値にかなり差異が生じる。したがって、対象とする構造物の構造特性 T_0 , η , r および h によっては、応答評価が正しく行われるかどうかの問題点が残ると考えられる。

そこで、耐震設計法における上記の問題点について、構造物の弾塑性応答の評価を容易にすること、および想定する規模の入力地震動による構造物の最大応答値を把握し、耐震安全性をより合理的に評価できるような入力波の選択について検討を行った。

(2) フィルター波による弾塑性応答の検討

これまでに得られた結果から、入力波の特性のうち構造物の弾塑性応答に影響を及ぼす要因は、主に入力波の周期特性であること、しかも、構造物のみかけの固有周期 T_0^* と異なる周期成分の入力波に対しては、その加速度振幅が大きくとも影響は小さいこと、などがわかった。このような事実から判断すると、不規則入力波による応答は、対象とする構造物の弾性時固有周期、みかけの固有周期と異なる周期成分を不規則波から濾波し、その結果得られた波を入力として用いた場合の応答と大差がないことが予想される。そこで、不規則波の代表的な例として実地震記録 (El Centro, 1940, NS) を用いて次の検討を行った。

まず、El Centro 記録を、弾性時固有周期 T_0 と塑性

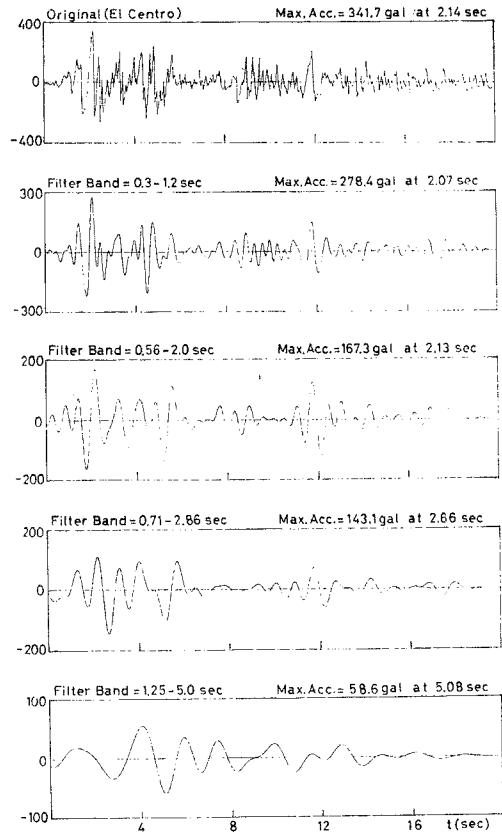


Fig. 7 Time Series of El-Centro Record and its Filtered Waves.

域でのみかけの固有周期 T_0^* を上下限の帯域とするバンドパス・フィルターに入力する。ここで、El Centro 記録を以後、原入力波とよび、フィルターに入力して得られた波をフィルター波とよぶことにする。Fig. 7に示すように、原入力波と各フィルター波の波形形状はフィルターの帯域に含まれる波が長周期になるにつれて異なり、振幅の大きさも減少している。次に、これらの原入力波とフィルター波を、構造特性値が $h=0.025$, $\eta=0.1$, $r=0.5$ および $T_0=0.35, 0.6, 0.8, 1.5$ 秒の系に入力する。Fig. 8は、その無次元化した応答変位の時刻歴である。図中、応答性状の相違を比較するため、原入力波による場合を破線で示し、フィルター波による場合を実線で示した。Fig. 8をみると、Fig. 7に示した入力波の波形形状の違いに対して、その応答性状はかなり類似しているのが認められる。さらに、Fig. 9は、原入力波による応答塑性率スペクトルとフィルター波による応答塑性率を示したものである。弾性時固有周期 T_0 が $0.35 \sim 1.50$ 秒の範囲では、図中○で示したフィルター波による値が原入力波による値に対して、ほぼ等しいか

若干大きめに現われている。すなわち、これらの結果は、入力波の不規則性と構造物の応答特性が主として周期特性、特に塑性域でのみかけの固有周期 T_e^* に依存するというこれまでの考え方を裏付けるものといえる。

すなわち、以上のことから、弾塑性系の応答が塑性時にはみかけの固有周期に支配され、あたかも線形的な応答に置換されているものと考えることができる。そこで、構造物が強震地動を受けて弾塑性挙動を示す場合、

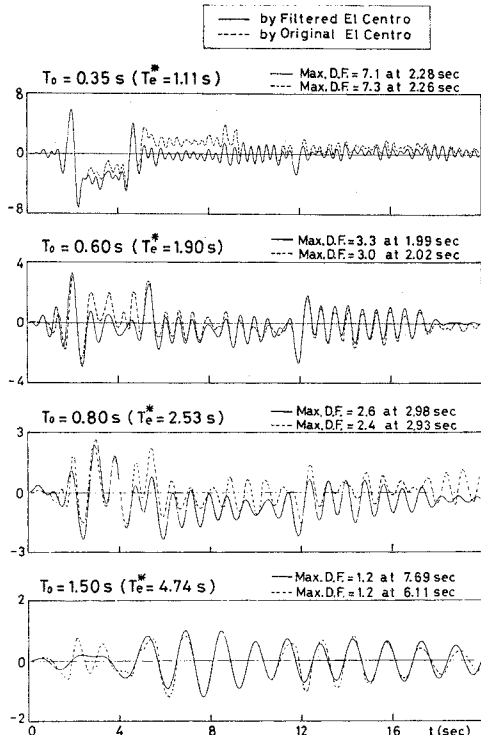


Fig. 8 Comparison in the Time Series of Normalized Response of Displacement between Original Record and its Filtered Waves.

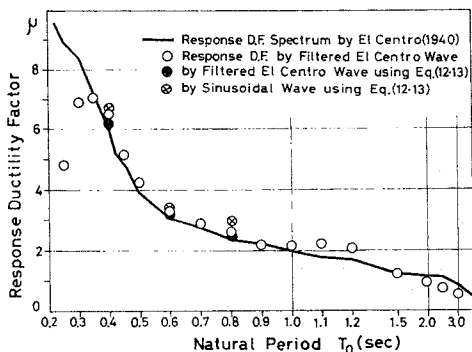


Fig. 9 Comparison between the Spectrum of Response Ductility Factor Excited by EL-Centro Record and Response Ductility Factors Calculated by using Linearized Estimation Method.

構造物の運動方程式が次のような線形化式によって与えられるとする。

$$\ddot{X} + 2h_e^* \omega_e^* \dot{X} + \omega_e^{*2} X = -\ddot{u}_f(t) \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $\ddot{u}_f(t)$ は T_e^* を中心周期とする狭帯域バンドパス・フィルターに原入力波を通して得られたフィルター波である。また、 h_e^* 、 ω_e^* は式 (4) を参照して、以下のように与える。

$$\left. \begin{aligned} h_e^* &= 2(1-\eta)(1-r/\mu)r/\pi\mu\eta + h/\sqrt{\eta} \\ \omega_e^* &= 2\pi/T_e^* = 2\pi\sqrt{\eta}/T_0 = \sqrt{\eta} \cdot \omega_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

式 (12)・(13) を用いて、線形化された構造系の構造特性値を便宜的に $h_e^*=0.175$ (ただし、 $h=0.025$, $\mu=30$)、 $r_e^*=0.05$ ($=\eta r : \eta=0.1$, $r=0.5$) および $T_e^*=1.265$, 1.897, 2.530 秒 ($T_0=0.4, 0.6, 0.8$ 秒) と定め、ここでは異なる3つの構造系の場合について応答塑性率を求め、この結果を Fig. 9 中に●で示した。この値は、前述の応答値(○印)にほぼ一致しており、同等の評価が可能であることが認められる。

そこで、次に、式 (12) で用いたフィルター波の代わりに、周期成分が T_e^* の正弦波を入力として同様の検討を行った。正弦波への置換に際し、定めるべき物理量は、周期成分・振幅および継続時間の3つである。いま、振幅の大きさを定める目安として、波の自乗平均平方根値 R.M.S を適用した。入力継続時間を各フィルター波の入力初期から主要動終了部分までとれば、それに対応したフィルター波の振幅の R.M.S 値 σ が求まる。そこで、この σ が実効値となる正弦波の振幅は、 $\sqrt{2}\sigma$ として定まる。振幅 $\sqrt{2}\sigma=40 \cdot 20 \cdot 18$ gal, 周期 $T_e^*=1.265 \cdot 1.897 \cdot 2.530$ 秒の各正弦波入力に対する応答塑性率を Fig. 9 中に⊗で示した。図より、これまでに得られた値の最大値となっているのが認められる。

以上の結果は、弾性時固有周期 T_0 、弾塑性剛性比 η を有する構造物の弾塑性応答の最大値を評価する際に、 $T_e^*(=T_0/\sqrt{\eta})$ を周期成分とする正弦波を入力とし、式 (12)・(13) を用いれば十分で、しかも安全側の評価ができることを示唆している。

実地震動の記録は、地盤特性など多くの影響を受けて、それぞれ非再現的な固有の特性を有している。したがって、過去の実地震動の記録を用いて動的解析を行い、将来予想される地震動に対する構造物の安全性を検討することは問題も多い。確率統計的手法を用いて作成された模擬地震動は、実地震記録に対する上記の問題を解決する目的において有用と考えられるが、利用にあたっては同様な問題を含んでいる。これに対し、本研究で検討したように、対象とする構造物の特性値によって定まるみかけの固有周期 T_e^* を正弦波の周期成分とし、これを入力波として用いれば、構造物の応答評価を行う際の手段として非常に簡便でかつ有効であると考えられる。

しかしながら、入力波として用いる正弦波の決定には、周期成分以外にも、振幅と継続時間の2つの物理量の適切な設定が重要な問題である。これについては、ここではふれないが、これまで特に地震学の分野において研究が行われ、地震動の最大加速度の大きさおよび継続時間を、地震のマグニチュードと震央距離の関係で与えた種々の算定式が提案されている。

5. 結 言

本研究は、入力波の不規則性が構造物の応答に及ぼす影響について基本的な立場から検討し、入力波の特性と構造物の応答特性の関係を評価したものである。得られた成果は、以下のように要約できる。

(1) 組合せ正弦波のような定常的入力に対する弾塑性応答は、式(11)で定義したみかけの固有周期 T_e^* を用いて、入力波の周期特性との関係からその応答を予測することができる。

(2) 同一のパワースペクトルを有する入力波では、不規則性が増すに従って応答値は小さくなる。

(3) ある特定の構造系に入力する不規則波において、系の弾塑性応答に主たる影響を及ぼすのは、系のみかけの固有周期 T_e^* と等しい周期を有する波である。したがって、入力の対象とする構造系の特性値 T_0 (ただし、 $T_0=0.35\sim 1.50$ 秒の範囲)、 η によって定まるみかけの固有周期 $T_e^*(=T_0/\sqrt{\eta})$ を、入力正弦波の周期成分とし、式(12)・(13)で与えた等価線形化式を用いれば、弾塑性系に対する応答評価が簡便かつ有効に行えるものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 浅田秋江：強震記録よりみた地震動特性，第11回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，pp. 124~125, 1974-10.
- 2) 星谷 勝・千葉利晃・草野直幹：地震加速度波の非定常特性とシミュレーション，土木学会論文報告集第245号，pp. 51~58, 1976-1.
- 3) 渡辺 昇・金子孝吉：地震波の形状が応答スペクトルに与える影響について，第9回日本道路会議一般論文集，pp. 375~376, 1969.
- 4) 柴田 碧・利光 聡・持尾隆士：確率論的手法による地震波形の解析に関する基礎的研究，第4回日本地震工学シンポジウム，pp. 257~264, 1975-11.
- 5) 小堀鐸二・鎌田輝男：地震動の振幅特性について，第13回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，pp. 123~124, 1976-10.
- 6) 大崎順彦・岩崎良二・大川 出・政尾 享：地震波の位相特性とその応用に関する研究，第5回日本地震工学シンポジウム，pp. 201~208, 1978-11.
- 7) 和泉正哲・勝倉 裕：地震動の位相特性について，第16回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，pp. 435~438, 1979-9.
- 8) 園田吉隆・南 忠夫・大沢 胖：強震地動の構造物に対する破壊力に関する研究（その1：弾塑性応答におよぼす強震動特性の影響の検討例），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 599~600, 昭54-9.
- 9) 南 忠夫・園田吉隆・大沢 胖：同上（その3：非定常フィルター波に対する建物の応答特性），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 655~656, 昭55-9.
- 10) 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, 昭58.5.
- 11) Ohno, T. and Nishioka, T.: Relation between the Hysteretic Characteristics of Structures and the Plastic Energy Dissipation under Earthquake Motion, Proc. of the 6th Earthquake Engineering Symposium, pp. 1105~1112, 1982-12.
- 12) 大野友則・西岡 隆：鉄筋コンクリート柱部材のエネルギー吸収能力に関する実験，土木学会第38回年次学術講演概要集，pp. 771~772, 昭58-9.
- 13) Housner, G.W.: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of 1st WCEE, pp. 5-1~5-13, 1956.
- 14) Shibata, A.: Equivalent Linear Models to Determine Maximum Inelastic Response of Nonlinear Structures for Earthquake Motions, 第4回日本地震工学シンポジウム, 1975.
- 15) Tansirikongkol, V. and Pecknold, D.A.: Equivalent Linear SDF Response to Earthquake, Jour. of ASCE, Vol. 105, No. ST 12, pp. 2529~2545, 1979-12.
- 16) Caughey, T.K.: Sinusoidal Excitation of a System with Bilinear Hysteresis, Jour. of Applied Mechanics, pp. 640~643, 1960.
- 17) Caughey, T.K.: Equivalent Linearization Techniques, Jour. of the Acoustical Society of America, Vol. 35, No. 11, pp. 1706~1711, 1963.
- 18) ボコリユーボフ・ミトロポリスキー（益子正教訳）：非線形振動論，共立出版.
- 19) 田治見宏：建築振動学，コロナ社.
- 20) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版.
- 21) 加藤 勉・秋山 宏：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，第235号，pp. 9~18, 昭50年9月.
- 22) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980年9月.
- 23) 山原 浩：エネルギーの平衡を考えた構造物の地震応答，建築学会論文報告集，第187号，1971.
- 24) 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, 1979-11.

(1983.7.25・受付)