

地震動エネルギーに基づく応答解析

RESPONSE ANALYSIS OF STRUCTURE BASED ON EARTHQUAKE ENERGY

星 谷 勝*・山 崎 武 文**

By Masaru HOSHIYA and Takefumi YAMAZAKI

1. ま え が き

過去の地震において、大きな地震加速度を受けながら構造物はほとんど損害を生じなかったという二、三の報告^{1), 2), 14), 15)}にみられるように、従来の地震応答解析では説明できない現象が生じている。山原³⁾はこの事実を考察して構造物に対して「破壊的な地震」と「非破壊的な地震」とが存在すると考えた。そして、この2つの地震タイプの相違は、構造物に入力する地震動エネルギーによって説明できるとした。すなわち、地震動による構造物の損傷が入力する地震動エネルギーの大きさによって支配されると考えたのである。

この地震動エネルギーは表層地盤を経由して構造物に入力する。したがって、表層地盤のエネルギー伝播特性が必要となろう。なぜならば、表層地盤が地震加速度波の振幅を増幅させたとしても必ずしも入力する地震動エネルギーを増大させるとは限らないからである。

山原³⁾は、地震動によって供給されるエネルギーに着目し、その平衡条件から構造物の応答を論じている。その結果、たとえ入力する地震加速度が大きくても構造物によるエネルギーの消費が大であるならば、必ずしもその応答は大きくはならないことを検証している。しかし、地震加速度波形は調和波形と仮定されており、不規則波に対する解析と検証が必要であろう。また、耐震構造物において最も問題となるのは地震によって生じる損傷（塑性変形）であるから非線形解析が必要となろう。

地震による構造物の損傷に関して、一般に行われている研究では構造物の塑性変形量に注目した研究が多い（たとえば、参考文献4）。しかし、構造物の損傷はそのエネルギーの吸収能力によって説明できるかもしれない。

加藤・秋山は、エネルギー入力の基本概念に基づき構造物の損傷を評価するために必要なエネルギー入力を1自由度質点系、および5自由度質点系に関して、数値解析により求めている。その結果、累積塑性仕事（塑性ひずみエネルギー）が構造物の損傷と直接結びつくことを示し、損傷量を構造物が発揮しうるエネルギー吸収能力と対比させることによって終局強度に基づく耐震設計を行うことができるとしている^{5), 16)~18)}。また同様に、エネルギー入力に注目して構造物の耐震性を論じている二、三の研究が見られる^{19)~21)}。しかしながら、構造物の損傷は構造特性ばかりでなく、地盤特性の影響も考慮に入れるべきであろう。

このように、構造物に入力する地震動エネルギーとその構造物の吸収能力に着目し、構造物の応答を検討することは非常に有効な方法と考える。そして、このエネルギーの概念を用いることで最初に述べた、構造物に対しての「破壊的な地震」と「非破壊的な地震」とが存在することを適確に説明できると思われる。

このような観点から、本研究では地盤と構造系を簡単な力学モデルで表現し、地震動エネルギーの構造物への入力後の変化を追跡し、構造物の損傷を塑性ひずみエネルギーでとらえて、それに影響を及ぼす基本的な要因を探らうとするものである。

2. 地盤と構造系の解析

地震時の地表面の動きは震源から反射屈折を繰り返しながら伝播してきた複合波によるものである。したがって、構造物の応答は、構造特性のみでなく、地震の発震機構、伝播経路そして表層地盤の影響を受ける。構造物の耐震安全性を構造物に吸収される地震動エネルギーの量と結びつけて議論するにしても、地盤の動き自体がこのように多くの要因に基づくものであるから、エネルギーがどのようにして構造内部に吸収されていくか、そし

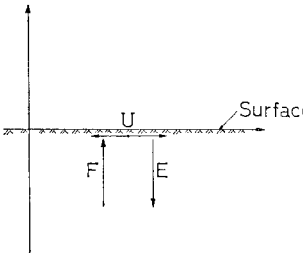
* 正会員 Ph.D. 武蔵工業大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修（株）長大橋設計センター

て、そのエネルギー量の大小が、どの要因に強く影響を受けるものなのかを解明し、耐震設計の基礎となる情報を得ることは容易ではない。

そこで本研究では、地盤と構造系を簡単な力学モデルで表現し、地震動エネルギーの構造物への入力後の変化を追跡し、それに影響を及ぼす基本的な要因を探ろうとするものである。

そこで、耐震性を問題とするときに必要となる強震地震動はせん断波的に鉛直面を下から上昇してきたものと仮定し、かつ構造系は1自由度弾塑性系を採用することにした。

初めに図-1に示すように構造物の存在しない自由地表面を考えてみよう。地震動の地表面変位記録を U 、進行波を F 、そして後退波を E とする。エネルギーの散逸がないも

 図-1 自由地表面における地震動のとなれば自由地表面では進行波がすべて反射されて後退波となるから $F=E$ が成り立つ。また、地表面変位 $U=F+E$ であるから $F=E=U/2$ となる³⁾。

一方、図-2のように構造物が存在している場合にはどうか。構造物直下の地表面では進行波 F が上昇してきても構造物が振動することによって一部が吸収されるから、自由地表面のようにすべてが反射されて後退波 E とはならない。いま、前者の場合と区別するために後退波を G とすれば構造物の基礎底面を振動させている地震動変位 Y は $Y=F+G$ 、つまり加速度は $\ddot{Y}=\ddot{F}+\ddot{G}$ である。

そこで、このような現象を単純にとらえるために図-2に示す地盤と構造系を考えることにする。

ところで、従来から一般に用いられてきた方法は地盤および構造物を等価質量で置換した2自由度モデルに

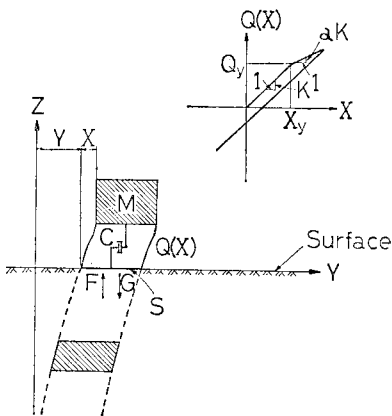


図-2 地盤-構造系モデルと復元力特性

対して自由地表面で記録された地震加速度波を入力させるものである^{6),22)}。図-2のモデルにおいて、これらと対比すると2.(1)の基本方程式の定式化は異なる。図-2のモデルの一般性に言及すれば、弾性地盤としていること、および2次元の単純なモデルとしていること等²³⁾から、実際の強震時の構造-地盤系の挙動を十分に説明し得るものとはいえない。しかし、基本的情報を得るといふ観点から最も簡単なこのモデルを用いて、波動論的にエネルギー量の入出力関係を追跡することにした。

構造物は1質点系で復元力特性が非線形とし、数値解析で比較的容易に履歴制御のできる Bi-linear 系を採用することにする。

本節ではこのような力学系の振動方程式を誘導する。そして構造物の入出力関係をエネルギー量でとらえるために有効入力エネルギー、総入力エネルギーおよび有効係数なる概念を導入する。

(1) 基本振動方程式^{3),6)}

1自由度質点系の運動方程式は図-3(a)より、

$$M\ddot{X}+C\dot{X}+Q(X)=-M\ddot{Y}(t,0) \dots\dots\dots(1)$$
 で与えられる。

ここで、 M :質量、 C :減衰係数、 X :応答変位、 $Q(X)$:復元力、 $\ddot{Y}(t,0)$:構造物基礎底面の入力地震動。

また、構造物基礎底面でのせん断力のつり合いは図-3(b)から

$$S\tau(t,0)=Q(X)+C\dot{X} \dots\dots\dots(2)$$

を得る。

ここで、 S :構造物の基礎底面積。

さらに、地盤内要素のせん断力のつり合いを考えれば、図-3(c)を参照し、

$$\tau(t,z)=\mu \frac{\partial Y(t,z)}{\partial z}$$

の関係をを用いて整理することにより、

$$\frac{\partial^2 Y(t,z)}{\partial t^2} = V^2 \frac{\partial^2 Y(t,z)}{\partial z^2} \dots\dots\dots(3)$$

を得る。ただし、 μ は Lamé の定数、 V はせん断波速度であり、地盤密度 ρ を用いて $\mu=\rho V^2$ の関係がある

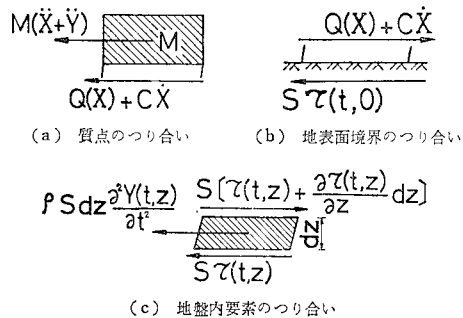


図-3 地盤-構造系モデルのつり合い図

る。また ρV は一般に波動インピーダンスという。

式 (3) の一般解は次式で示される。

$$Y(t, z) = F(t - z/V) + G(t + z/V) \dots\dots\dots (4)$$

以上の式 (1), (2), (4) を整理すれば、地盤と構造系の基本振動方程式は次の3式にまとめることができる。

$$(1 + C/S\rho V)\ddot{X} + \{C/M + Q'(X)/S\rho V\}\dot{X} + Q(X)/M = -2\ddot{F}(t) \dots\dots\dots (5)$$

$$(1 - C/S\rho V)\ddot{X} + \{C/M - Q'(X)/S\rho V\}\dot{X} + Q(X)/M = -2\ddot{G}(t) \dots\dots\dots (6)$$

$$\dot{Y}(t) = \dot{F}(t) + \dot{G}(t) \dots\dots\dots (7)$$

ここで、

$$Q'(X) = \begin{cases} K: \text{弾性領域} \\ \alpha K: \text{弾塑性領域} \end{cases}$$

K : 弾性領域におけるばね定数, α : 弾塑性傾斜率。

式 (5) は想定された地震加速度 $\ddot{U}(t) = 2\ddot{F}(t)$ を構造物へ入力したとき、地盤および構造特性を考慮した構造物の応答を求める式である。式 (6) はそのときの後退波を求める式である。式 (7) は進行波と後退波を合成した構造系に有効に入力する構造物基礎底面の地震加速度 $\dot{Y}(t)$ を求める式である。なお、地盤が完全剛体 ($\rho V = \infty$) であるならば、 $\dot{Y} = \dot{U}$ となる。

次にエネルギー量に関する式を整理する。

式 (1) に $dX = \dot{X}dt$ を乗じて積分すれば次式が得られる。

$$\int_0^t M\ddot{X}\dot{X}dt + \int_0^t C\dot{X}^2dt + \int_0^t Q(X)\dot{X}dt = -\int_0^t M\dot{Y}\dot{X}dt \dots\dots\dots (8)$$

ここで、左辺は次のエネルギー量から構成されていることがわかる。

第1項: 運動エネルギー

$$K_t = \int_0^t M\ddot{X}\dot{X}dt = \frac{1}{2}M\dot{X}^2(t)$$

第2項: 散逸エネルギー

$$C_t = \int_0^t C\dot{X}^2dt$$

第3項: ひずみエネルギー

$$W_t = \int_0^t Q(X)\dot{X}dt = \int_0^{X(t)} Q(X)dX$$

このひずみエネルギー W_t は、弾性ひずみエネルギー W_e と塑性ひずみエネルギー W_p との和で表わされる。しかし、式の上からは W_e と W_p を区別することができないので、数値解析によらなければならない。なお、 W_e と W_p を求める解析方法は 2.(2) で述べる。

式 (8) の右辺は入力エネルギーである。 \dot{Y} は構造特性と地盤特性を考慮したときに、実際に構造物に作用する有効な地震加速度であるから、この入力エネルギーを有効入力エネルギー E_n と定義する。これに対して地盤

が完全剛体である場合、構造系に入力する地震加速度は両特性を考慮に入れない \ddot{U} である。言い換えれば自由地表面の地震加速度がすべて有効に構造物の振動に寄与する場合であるから、 \ddot{U} による入力エネルギーを総入力エネルギー E_g と定義する。総入力エネルギーは、最大可能入力エネルギーの意味として考えればよい。

地震動エネルギーが構造系に入力する現象を考えるならば、ここで定義した有効入力エネルギー E_n と総入力エネルギー E_g とで説明できる。すなわち構造系に入力しようとするエネルギーが総入力エネルギーであって、地盤特性、構造特性の影響を受けてその一部が有効入力エネルギーになると考えられる。そこで地盤特性と構造特性が入力エネルギーにどのように効いてくるかを示すパラメーターとして「有効係数」を提案する。

エネルギー入力の有効性に着目して構造物の地震時損傷を解明しようとする研究はすでに金井ら²⁴⁾によってなされている。すなわち、金井らの提案した有効係数は自由地表面地動と構造物基礎底面の地動との最大振幅の比で定義されている。本論では同じ考えに立つが、エネルギーの授受を問題にするならば、エネルギー量そのものの比で有効係数を定義する方が合理的であろうと考え、有効係数を r として、次式で定義することにした。

$$r = \frac{\int_0^T M\dot{Y}\dot{X}dt}{\int_0^T M\dot{U}\dot{X}dt} \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 \dot{X} : \dot{Y} による応答速度, \dot{X}_U : \dot{U} による応答速度, すなわち、式 (1) で \dot{Y} の代りに \dot{U} を用いたときの応答 $\dot{X} = \dot{X}_U$ である。また、 T : 地震動の全継続時間。

有効係数 $r=1$ のときは、地震動の総入力エネルギーが構造物にすべて有効に入力することを意味する。したがって、 r は地盤特性と構造特性に依存し、一般には $r < 1$ である。構造物の破壊を考えると有効係数 r の大小は一つの着眼点となろう。

次に諸関係式を一般的かつ普遍的にするために、すべてのパラメーターの無次元化を行う。

式 (1), (5)~(8) は、それぞれ以下のようになる。

$$\ddot{x} + 2\beta_0\dot{x} + q(x) = -\ddot{y}(\tau) \dots\dots\dots (10)$$

$$(1 + \theta)\ddot{x} + 2(\beta_0 + \beta_1)\dot{x} + q(x) = -2\ddot{f}(\tau) \dots\dots (11)$$

$$(1 - \theta)\ddot{x} + 2(\beta_0 - \beta_1)\dot{x} + q(x) = -2\ddot{g}(\tau) \dots\dots (12)$$

$$\dot{y}(\tau) = \dot{f}(\tau) + \dot{g}(\tau) \dots\dots\dots (13)$$

$$\int_0^\tau \ddot{x}\dot{x}d\tau + \int_0^\tau 2\beta_0\dot{x}^2d\tau + \int_0^\tau q(x)\dot{x}d\tau = -\int_0^\tau \dot{y}\dot{x}d\tau \dots\dots\dots (14)$$

ここで、 β_0 : 減衰定数

ω_0 : 固有円振動数

X_y : 降伏変位

Q_y : 降伏復元力

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \omega_0 t \\ x &= X/X_y \\ q(x) &= Q(X)/Q_y \\ \ddot{y} &= \ddot{Y}/X_y \omega_0^2 \\ \dot{f} &= \dot{F}/X_y \omega_0^2 \\ \ddot{g} &= \ddot{G}/X_y \omega_0^2 \\ \theta &= C/S\rho V \\ \beta_1 &= MQ'(X)/2 S\rho V \sqrt{KM} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

式 (14) の各無次元化エネルギー量を式 (8) と同じ記号で表わすと、

$$K_\tau + C_\tau + W_\tau = e_n \dots\dots\dots (16)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} K_\tau &= K_t/Q_y X_y \\ C_\tau &= C_t/Q_y X_y \\ W_\tau &= W_t/Q_y X_y = w_p + w_e \\ e_n &= E_n/Q_y X_y \\ e_g &= E_g/Q_y X_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

$Q_y Y_y = K X_y^2$ であるので、各無次元化エネルギーは、降伏変位における弾性ひずみエネルギー $K X_y^2/2$ の2倍の量で無次元化されている。

なお、 θ と β_1 は次のように書き直すことができる。

$$\theta = 2 \beta_0 \omega_0 P / \rho V \dots\dots\dots (18)$$

$$\beta_1 = \alpha \omega_0 P / \rho V \dots\dots\dots (19)$$

ここで、 $P = M/S$: 単位面積質量である。したがって、 $\theta = 4 \beta_0 \beta_1 / \alpha$ なる関係が存在する。

また、無次元化による有効係数 r は次のように書ける。

$$r = \frac{\int_0^{T_\tau} \ddot{y} \dot{x} d\tau}{\int_0^{T_\tau} \ddot{u} \dot{x} d\tau} \dots\dots\dots (20)$$

ここで、 $T_\tau = \omega_0 T_0$

この有効係数の値は無次元化される前のそれと同じである。

(2) 弾性および塑性ひずみエネルギー

Bi-linear 系の復元力モデルは 図-4 のように表示できる。すなわち復元力は、

$$q(x) = \alpha x + b, \begin{cases} \text{弾性領域} : \alpha = 1 \\ \text{弾塑性領域} : 0 \leq \alpha < 1, b = \pm(1-\alpha) x_1, q(x_1) = 1 \end{cases}$$

である。特に $\alpha=0$ のときは、完全弾塑性系モデルとなる。

ひずみエネルギーは次式で示される。

$$W_\tau = \int_0^\tau q(x) \dot{x} d\tau = \int_0^{x(\tau)} q(x) dx$$

以下に弾性ひずみエネルギー w_e と塑性ひずみエネルギー

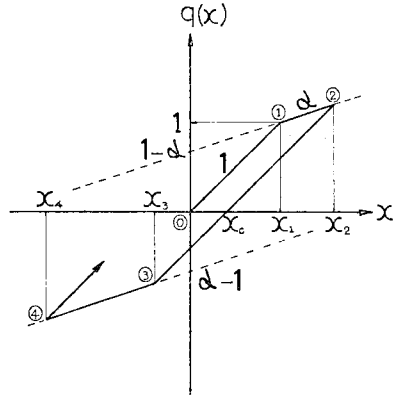


図-4 Bi-Linear 系の復元力特性

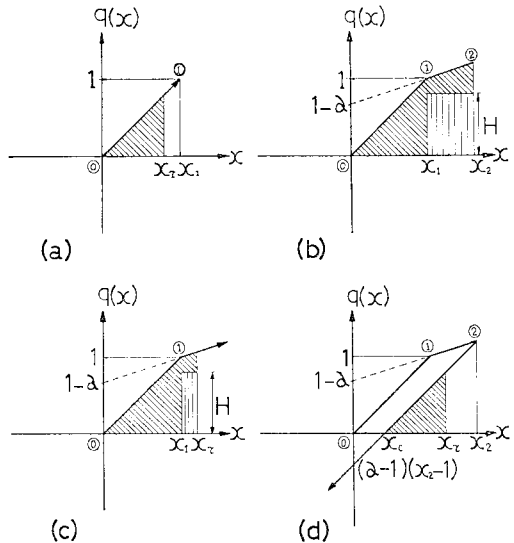


図-5 Bi-Linear 系の弾性および塑性ひずみエネルギー

ギー w_p の算出方法を説明していく。

a) ①~② : 弾性領域 $q(x) = x$

変位 $x(\tau)$ までの弾性ひずみエネルギー w_e は、図-5 (a) の斜線部の面積に相当する。

$$w_e = \int_0^{x(\tau)} q(x) dx = \int_0^{x(\tau)} x dx = \frac{1}{2} x^2(\tau)$$

ゆえに、 x_1 までの弾性ひずみエネルギーは

$$w_{e1} = \frac{1}{2} x_1^2 = \frac{1}{2}$$

である。

b) ①~② : 弾塑性領域 $q(x) = \alpha x + 1 - \alpha$

この領域では弾性ひずみエネルギーと塑性ひずみエネルギーが共存し、両者の区別は式の上からはできない。そこで次のように仮定する。ひずみエネルギーは履歴曲線の面積に相当するから ② まで累積された塑性ひずみエネルギーを 図-5 (b) のように矩形面積と仮定し、その高さを H とする。

変位 $x(\tau)$ までの弾性ひずみエネルギー w_e は、**図一5 (c)** の斜線部の面積に相当する。

$$\begin{aligned} w_e &= w_{e1} + \int_{x_1}^{x(\tau)} \{ax + (1-a) - H\} dx \\ &= \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \alpha \{x^2(\tau) - x_1^2\} \\ &\quad + (1-\alpha-H) \{x(\tau) - x_1\} \end{aligned}$$

ゆえに x_2 までの弾性ひずみエネルギーは、

$$w_{e2} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \alpha (x_2^2 - x_1^2) + (1-\alpha-H)(x_2 - x_1)$$

である。

次に変位 $x(\tau)$ までの塑性ひずみエネルギー w_p は、**図一5 (c)** の縦線部の面積に相当する。

$$w_p = \int_{x_1}^{x(\tau)} H dx = H \{x(\tau) - x_1\}$$

したがって、 x_2 までの塑性ひずみエネルギーは、

$$w_{p2} = H(x_2 - x_1)$$

である。

この段階で、 H の値は未知であるが、次の段階で決定される。

c) ②～③：弾性領域 $q(x) = x + (\alpha-1)(x_2-1)$

変位 $x(\tau)$ までの弾性ひずみエネルギー w_e は、**図一5 (d)** の斜線部の面積に相当する。

$$\begin{aligned} w_e &= \int_{x_c}^{x(\tau)} \{x + (\alpha-1)(x_2-1)\} dx \\ &= \frac{1}{2} x^2(\tau) - (1-\alpha) \{x(\tau) - 1\} x(\tau) \\ &\quad + \frac{1}{2} (1-\alpha)^2 (x_2-1)^2 \end{aligned}$$

ここで、 $x_c = (1-\alpha)(x_2-1)$

ゆえに x_2 における弾性ひずみエネルギーは、

$$w_{e2} = \frac{1}{2} \{ax_2 - (\alpha-1)\}^2$$

である。

この弾性ひずみエネルギー w_{e2} は、**b)** の段階のそれと等しくならなければならない。すなわち、

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \alpha (x_2^2 - 1) + (1-\alpha-H)(x_2-1) \\ = \frac{1}{2} \{ax_2 - (\alpha-1)\}^2 \end{aligned}$$

ゆえに、

$$H = \frac{1-\alpha}{2} (ax_2 - \alpha + 2)$$

となる。

以上のことから、 H の値は弾塑性領域から弾性領域に変化する時の変位 x と、弾塑性傾斜率 α によって決定できることが示された。

以後の弾性ひずみエネルギーと、塑性ひずみエネルギーの算出方法は、**b)**、**c)** 段階の方法を適用し、 H の値はそのつど同様にして算出される。

3. 数値解析

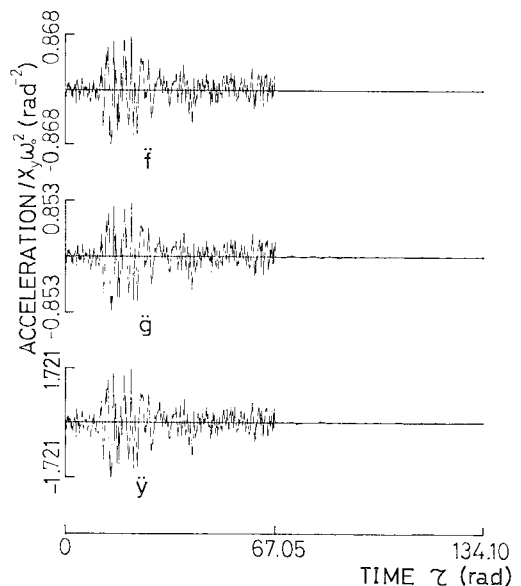
ここでは、前章で述べた地盤と構造系のモデルに対して数値解析を行った一例を示し、入力エネルギーがどのように伝播していくかを示すとともに、各種応答量を詳しく論ずることとする。特にエネルギーの伝播、分配状態を図示することにより、塑性ひずみエネルギーが時間経過に伴い構造系にどのように蓄積されていくかを把握する。

本解析で採用した地震加速度 \ddot{U} は、1968年十勝沖地震の八戸記録 E-W 成分である。継続時間は 28 秒間とし、非線形解析を対象とするためにその最大加速度を 500 gal に正規化した。なお、八戸記録の波形は **図一10** に示した。

一方地盤と構造系モデルを与えるためには無次元化された基本方程式が式 (10)～(13) で示されているように減衰定数 β_0 、弾塑性傾斜率 α 、それと θ 、 β_1 を決定しなければならない。また地震加速度を無次元に正規化するために固有周期 T_0 、降伏変位 X_y を決めなければならない。そこで本章では、解析の一例として、 $\beta_0 = 0.013$ 、 $\alpha = 0.36$ 、 $\theta = 0.00055$ 、弾性領域における $\beta_1 = 0.00326$ 、 $T_0 = 2.6$ sec、 $X_y = 41.9$ cm の場合を示すことにする。ただし、 θ 、 β_1 は式 (18)、(19) から求めたものであり、各定数に関しては後述する。

解析結果を以下に示す。

① **図一6** は、進行波加速度 \ddot{f} 、後退波加速度 \ddot{g} 、および有効入力加速度 \ddot{y} をそれぞれ示したものである。

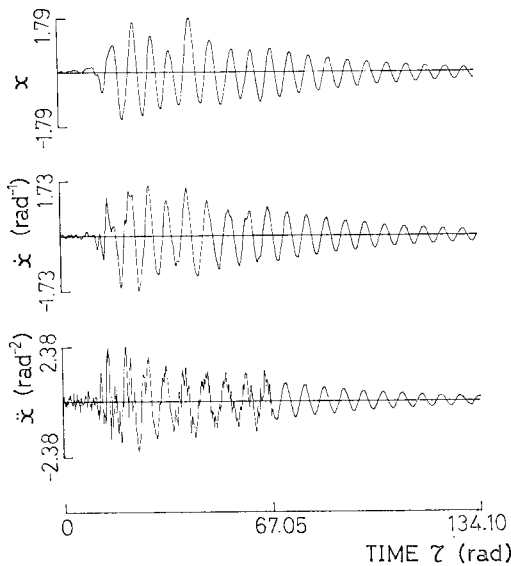


図一6 八戸記録の無次元化された進行加速度 \ddot{f} と後退加速度 \ddot{g} および有効入力加速度 \ddot{y}

\ddot{f} は $u/2$ であるから形状は 図-10 の八戸記録と同じになる。 \ddot{f} と \ddot{u} とを比較すると最大値が多少異なるが、形状ではほとんど差が認められない。また \ddot{u} についても形状的には同様である。なお、 \ddot{u} の無次元継続時間は $T_c = 67.05$ rad である。

② 図-7 では \ddot{y} が構造系に入力したときの相対変位 x 、相対速度 \dot{x} そして相対加速度 \ddot{x} が自由振動も含めて継続時間の2倍の時間まで示されている。相対変位 x の最後部に注目すると、負の方向に中立軸が多少移動していることがわかる。これは塑性変形によるものである。

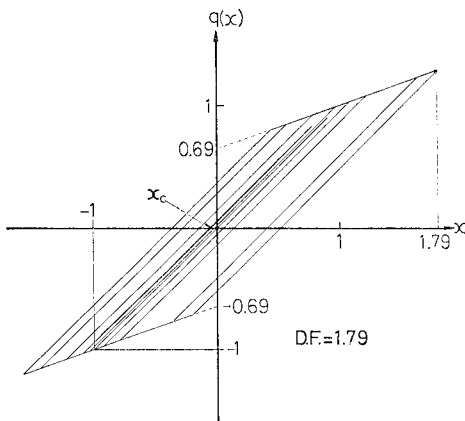
③ その塑性変形特性を示す履歴復元力特性が 図-8



$$(T_0 = 2.6 \text{ sec}, \beta_0 = 0.013, \theta = 5.5 \times 10^{-4})$$

$$(\beta_1 = 0.0026, \alpha = 0.36, X_y = 41.9 \text{ cm})$$

図-7 1 自由度系の無次元化応答 (八戸記録)



$$(T_0 = 2.6 \text{ sec}, \beta_0 = 0.013, \theta = 5.5 \times 10^{-4})$$

$$(\beta_1 = 0.0026, \alpha = 0.36, X_y = 41.9 \text{ cm})$$

図-8 履歴復元力特性 (八戸記録)

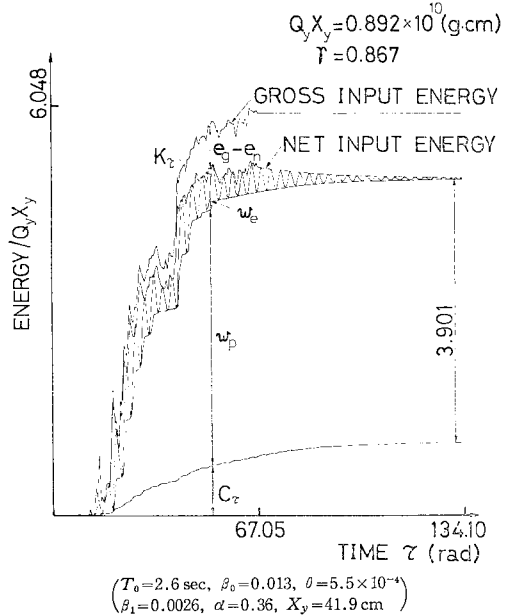


図-9 1 自由度系のエネルギー応答 (八戸記録)

に示されている。この図によれば弾塑性領域を経た回数は合計9回であり、最後は変位 x_c を中心に弾性挙動している。すなわち x_c が ② で述べた中立軸である。

なお、最大変位は $x_{max} = 1.79$ であるが、無次元化相対変位であるから $X_{max}/X_y = 1.79$ の意味である。この量は耐震工学でしばしば用いられている塑性率 (Ductility Factor : D.F.) であり、非線形性の度合を示す代表的なパラメーターである。

④ エネルギー伝播、分配状態図を 図-9 に示す。横軸は無次元化時間 τ であり、縦軸は無次元化エネルギー量である。

総入力エネルギー e_g の最大値は 6.048、有効入力エネルギー e_n の最大値は 5.259 で、両者は量的に異なるが形状的には同様な傾向であることがわかる。

e_n は有効に構造系に入力された地震動エネルギーであるから、一方的に増加すると考えられたが部分的な減少がみられる。これは構造系が振動することによって逆に地盤に対してエネルギーを放出する現象と考えられる。 $T_c = 67.05$ rad 以後の自由振動における e_n の減少も同様である。なお、有効係数は $r = 0.867$ である。

次に構造物の損傷に直接寄与する塑性ひずみエネルギー w_p に注目してみる。 w_p は階段状に増加し、有効入力エネルギー全体の中で占める割合が他のエネルギーに比べて大きいことがわかる。 w_p の最大値は、3.901 であるから e_n の最大値 5.259 に対して約 72% の割合である。

一方散逸エネルギー C_r は単調に増加し、運動エネルギー K_r と弾性ひずみエネルギー w_e が互いに交番し

あっていることがわかる。

なお、 $Q_y X_y = 0.892 \times 10^{10} \text{ g} \cdot \text{cm}$ であるのでそれぞれの無次元化エネルギーに、この数値を乗ずることによって実際のエネルギー量が算出される。特に塑性ひずみエネルギー W_p は $3.480 \times 10^{10} \text{ g} \cdot \text{cm}$ となる。

本解析では線形加速度法により応答を求めてエネルギー伝播、分配状態図を得たが、高瀬ら⁷⁾、あるいは、Franklin⁸⁾らは増分法で応答を求めエネルギー伝播、分配状態図を得ている。

このように構造系の応答を、エネルギー入出力概念を含めて観察することは興味深い結果を与えてくれる。しかし、構造系の損傷に寄与する塑性ひずみエネルギーや塑性率あるいは、有効係数が地盤と構造系のどのような要因に強く影響されているのかはわからない。そこで塑性ひずみエネルギー、塑性率、有効係数と各要因との関係を調べるが必要となってくる。

4. 数量化理論第I類の適用

地盤と構造系の要因は式(10)~(14)からわかるように、 $\theta, \beta_0, \beta_1, \alpha$ の4種類と、正規化する際に必要となる ω_0, X_y, M との合計7種類のパラメーターで代表される。このように多くのパラメーターが存在する場合、塑性ひずみエネルギーや塑性率、あるいは有効係数がどのようなパラメーターに影響されるのかを判断するのは容易なことではない。そこで本研究では、この関係を調べるのに一様分布則に従って、ランダムに抽出した多くの構造-地盤系に対して注目量(塑性ひずみエネルギー、塑性率、有効係数)を解析し、その結果に対して数量化理論第I類によるSensitivity Analysisを行うことにした。本章では、最初に数量化理論第I類の概略を示し、後に解析結果を示す。

(1) 数量化理論第I類の概要

数量化理論第I類は、説明変量(要因)が質的なもので与えられ、被説明変量(外的基準)が量的なものの予測回帰式を求める目的で使用される。外的基準に影響を及ぼす質的変量は、アイテム(項目)と、カテゴリー(分類)に分けられる。これらの要因と外的基準の観測値とから次の回帰式を得る。

$$\alpha_i = \sum_{j=1}^R \sum_{k=1}^{K_j} \delta_i(jk) x_{jk} \dots\dots\dots (21)$$

ここで、

$$\alpha_i: \text{サンプル } i \text{ のサンプル数量 (再現値)}$$

$$\delta_i(jk): \begin{cases} 1: \text{サンプル } i \text{ が, } j \text{ アイテム, } k \text{ カテゴリーに反応しているとき} \\ 0: \text{それ以外のとき} \end{cases}$$

x_{jk} : j アイテム, k カテゴリーのカテゴリー数量
ただし、

$$j: 1, 2, \dots, R \quad \text{アイテム数}$$

$$k: 1, 2, \dots, K_j \quad j \text{ アイテムのカテゴリー数}$$

$$i: 1, 2, \dots, n \quad \text{サンプル数}$$

カテゴリー数量 x_{jk} は、サンプル全体にわたって観測値 A_i と、サンプル数量 α_i との相関係数ができるだけ1に近くなるように求める。アイテム内でのカテゴリー数量の最大値と最小値の差をレンジといい、その大小によって、その要因が外的基準の観測値に与える影響の大小を知ることができる。以上のことについて詳細は文献9)を参照されたい。

本研究では外的基準に塑性ひずみエネルギー、塑性率、有効係数の3種類を採用し、それぞれについて解析を行うが、それらの量は正值のみをとる。ところが式(21)では、カテゴリー数量が負の値を示すこともあり、サンプル数量は、必ずしも正值とは限らなくなる。そこで、サンプル数量がすべて正值になるように式(21)を次式のように変形する¹⁰⁾。

$$\log \alpha_i = \sum_{j=1}^R \sum_{k=1}^{K_j} \delta_i(jk) \cdot \log x_{jk} \dots\dots\dots (22)$$

すなわち、式(22)は積による回帰式となるのである。

したがって、レンジはアイテム内のカテゴリー数量の最大値と最小値の差ではなくて倍率となり、常に1以上となる。

本解析では式(22)による回帰式を採用する。

次に本解析で採用されるアイテムを決定しなければならない。

先にあげた地盤と構造系におけるパラメーターは合計7個であるが、直接アイテムとして、これらを取り上げるのは適当ではない。なぜならば、 θ と β_1 は式(18)、(19)で示されるように、 ω_0 に対して独立ではなく、また互いに独立ではない。ゆえに θ と β_1 に代わる独立なパラメーターを考えなければならない。また、降伏変位 X_y は降伏せん断力係数で表わした方がより一般的である。すなわち、降伏せん断力係数を a とすると、 $a = Q_y / Mg_r$ であるから、

$$X_y = ag_r / \omega_0^2$$

と表わせる⁵⁾。

ここで、 g_r は重力加速度である。

したがって、地盤と構造系におけるアイテムは、波動インピーダンス ρV 、減衰定数 β_0 、固有周期 T_0 、単位面積質量 P 、弾塑性傾斜率 α 、降伏せん断力係数 a の6種類とするのが妥当であろう。

ここで、各パラメーターは、量的変量で与えられるので、数量化理論第I類の適用に際して、各パラメーターを質的変量にしなければならない。すなわち、各パラメ

ーターの取り得る値の範囲のなかで、一様乱数を用いてそのデータを作成し、大、中、小などの質の量に分類した。一方、外的基準はそのデータを用いて応答解析により得られた。

なお、入力特性もアイテムとして考慮すべきであるが、そのパラメーターを決定するのが困難である。そこで実地震動記録3成分をアイテム、カテゴリーとして採用した。

以下に本解析で採用したアイテム、カテゴリーについて述べる。

a) 地震外力

入力地震加速度は以下の3成分をカテゴリーとした。

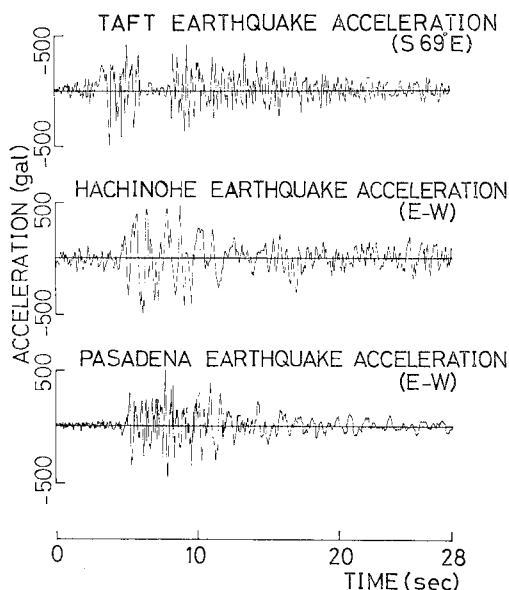
- ① 1952年 Kern Country 地震, Taft 記録, S 69° E 成分
- ② 1968年 十勝沖地震, 八戸記録, E-W 成分
- ③ 1971年 San Fernando 地震, Pasadena 記録, E-W 成分

ただし、これらの記録は最大加速度を500 gal に正規化し、継続時間を28秒間に統一し、図-10に示した。

①の地震加速度は、振動数成分の中心が約3 Hzあたりで一定となり、時間の経過とともに周波数成分が変化しないタイプである。この地震加速度の自乗平方根平均強度¹¹⁾は $I_{rms} \approx 61 \text{ cm/sec}^2$ である。

②の地震加速度は、強震部分で低振動数が卓越するタイプで、その振動数成分の中心は約1~2 Hzを示す。また自乗平方根平均強度は $I_{rms} \approx 71 \text{ cm/sec}^2$ である。

③の地震加速度は時間の経過にともない、振動数成分の中心が高振動数から低振動数へと移行するタイプで



(Taft 記録, 八戸記録, Pasadena 記録)

図-10 地震加速度波形

ある。この地震動の場合は、継続時間の初期で振動数成分の中心は約6 Hzを示し、終わりでは約2 Hzを示す。また自乗平方根平均強度は $I_{rms} \approx 52 \text{ cm/sec}^2$ である。

b) 波動インピーダンス ρV

道路橋耐震設計指針で規定されている地盤は次の4種に分類されている。

- 第1種地盤 (岩盤地域)
- 第2種地盤 (洪積地域)
- 第3種地盤 (沖積地域)
- 第4種地盤 (沖積のうち軟弱地盤地域)

そこでこれらの地盤における単位体積重量とせん断波速度について大まかに検討してみる。

岩石の単位体積重量はほとんどが $1.5 \sim 2.5 \text{ g/cm}^3$ を中心に比較的狭い範囲に分布しており、その岩盤中のせん断波速度は $0.5 \sim 3.0 \text{ km/sec}$ 程度であるといわれている¹¹⁾。

一方、沖積層のせん断波速度は $0.04 \sim 0.50 \text{ km/sec}$ に分布しており、洪積層のせん断波速度は $0.10 \sim 0.65 \text{ km/sec}$ に分布している。また単位体積重量は沖積層も洪積層も $1.3 \sim 2.0 \text{ g/cm}^3$ の範囲に分布している¹²⁾。

そこで沖積層と洪積層のせん断波速度を、それぞれ、 $0.05 \sim 0.30 \text{ km/sec}$, $0.30 \sim 0.55 \text{ km/sec}$ とすると、単位体積重量 1.65 g/cm^3 より、地盤インピーダンス ρV は沖積層に対しては $10 \sim 50 \text{ g} \cdot \text{sec/cm}^2$, 洪積層に対しては $50 \sim 90 \text{ g} \cdot \text{sec/cm}^2$ となる。両者とも $40 \text{ g} \cdot \text{sec/cm}^2$ の範囲を持つので岩盤に対する地盤インピーダンス ρV を $90 \sim 130 \text{ g} \cdot \text{sec/cm}^2$ として三者とも等間隔にした。すなわちこれらの3段階を第3種地盤, 第2種地盤, 第1種地盤に対応させ、カテゴリーとした。なお、単位体積重量を w とすると密度 ρ は $\rho = w/g_r$ である。ただし g_r は重力加速度である。

c) 減衰定数 β_0

減衰定数は一般に鉄骨造では2%, 鉄筋コンクリート造では5% ぐらいであるといわれている。

そこで β_0 は $0 \sim 5\%$ を採用し、2等分したものをカテゴリーとした。

d) 固有周期 T_0

固有周期は応答スペクトルなどでも $0.1 \sim 10.0 \text{ sec}$ が採用されているので、ここでもそれを採用し、3等分したものをカテゴリーとした。

e) 単位面積質量 P

この量は一般的ではないが、山原¹³⁾によれば建築物の底面積 S を 100 m^2 とした場合には P は約 $0.1 \sim 1.0 \text{ g} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}^3$ に分布している。たとえば、1~2階建の建築物では $P = 0.15 \text{ g} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}^3$ ぐらいであり、8階建ぐらいになると $P = 1.0 \text{ g} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}^3$ ぐらいになるであろう。そ

ここで P の値を $0.1 \sim 1.0 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$ の範囲とし、これを3等分してカテゴリーとした。ただし、 $S=100 \text{ m}^2$ と固定した。

f) 弾塑性傾斜率 α

復元力が弾性系である場合には $\alpha=1.0$ であり、完全弾塑性系では $\alpha=0.0$ であるので、 $0.0 \sim 1.0$ を3等分してカテゴリーとした。

g) 降伏せん断力係数 a

加藤³⁾、小林¹⁾らは $0.1 \sim 0.6$ ぐらいまで採用している。本研究でもこれを採用し3等分したものをカテゴリーとした。

(2) 数量化理論第I類による解析結果

4.(1) で述べた方法を用いて塑性ひずみエネルギー、塑性率、有効係数に関するデータを総計366サンプル作成し、そのなかから弾性応答を除いた100サンプルが抽出された。

以下にそれぞれの外的基準に対する解析結果を示す。

a) 塑性ひずみエネルギーを外的基準とした場合

表-1 にアイテム、カテゴリー、カテゴリー数量、レンジ、そのレンジの大きさの順位を示す。

外的基準に及ぼす影響はレンジでみると、固有周期、単位面積質量、地震外力の順であるが、固有周期がかなり大きく影響を及ぼす。その他はレンジが $1.0 \sim 2.0$ の

表-1 数量化理論第I類解析結果(塑性ひずみエネルギーを外的基準とした場合)

Item	Category	Category Score (g·cm)	Range	Order
T.E.	Taft	0.147×10^{10}	3.662	3
	Hachinohe	0.538×10^{10}		
	Pasadena	0.259×10^{10}		
ρV (g·sec/cm ³)	10.0~50.0	1.000	1.258	7
	50.0~90.0	1.093		
	90.0~130.0	1.258		
β_0	0.0 ~0.025	1.000	1.426	6
	0.025~0.05	0.701		
T_0 (sec)	0.1~3.4	1.000	15.667	1
	3.4~6.7	0.115		
	6.7~10.0	0.064		
P (g·sec ² /cm ³)	0.1~0.4	1.000	4.105	2
	0.4~0.7	2.849		
	0.7~1.0	4.105		
α	0.0 ~0.33	1.000	1.829	4
	0.33~0.66	0.547		
	0.66~1.00	0.698		
a	0.1 ~0.27	1.000	1.631	5
	0.27~0.44	0.664		
	0.44~0.60	0.983		

T.E.=Type of Earthquake, ρV =Input Impedance of Wave, β_0 =Damping Coefficient, T_0 =Natural Period, P =Mass per Unit Foundation Area, α =Ratio of Elastic and Plastic Moduli, a =Yield Shear Coefficient.

範囲にありそれほど影響を与えていない。

固有周期は、カテゴリーが大きくなるほどカテゴリー数量が減少し、単位面積質量はその逆となっている。これは構造物の重量が大きく、固有周期が小さいほど塑性ひずみエネルギーが蓄積されやすいことを示す。すなわち、応答解析において構造物の重量効果も決して無視できない要因といえる。

地震外力のカテゴリー数量は、パワーが最大であるカテゴリー(八戸記録)が最大であるが、Taft と Pasadena 記録ではパワーの大きさに比例していない。すなわち、地震動の形状、周波数特性などの影響もあると思われる。

b) 塑性率を外的基準とした場合

表-2 に a) と同様に解析結果を示す。

外的基準に及ぼす影響は固有周期、降伏せん断力係数、地震外力、単位面積質量の順である。

固有周期、降伏せん断力係数、単位面積質量ともカテゴリー数量でみるとカテゴリーが大きくなるほど塑性率を減少させる傾向を示す。ここで注目すべきことは塑性ひずみエネルギーの場合の重量効果と異なり、単位面積質量が大きくなるほど塑性率が小さくなる重量効果があることである。

これは a) の外的基準に塑性ひずみエネルギー W_p そのものを採用したための影響であると思われる。今後は、 W_p に代わる別の物理量、たとえば、 W_p を正規

表-2 数量化理論第I類解析結果(塑性率を外的基準とした場合)

Item	Category	Category Score (g·cm)	Range	Order
T.E.	Taft	3.283	1.388	3
	Hachinohe	4.555		
	Pasadena	3.766		
ρV (g·sec/cm ³)	10.0~50.0	1.000	1.153	5
	50.0~90.0	1.037		
	90.0~130.0	0.899		
β_0	0.0 ~0.025	1.000	1.094	6
	0.025~0.05	0.914		
T_0 (sec)	0.1~3.4	1.000	3.337	1
	3.4~6.7	0.372		
	6.7~10.0	0.300		
P (g·sec ² /cm ³)	0.1~0.4	1.000	1.290	4
	0.4~0.7	0.821		
	0.7~1.0	0.775		
α	0.0 ~0.33	1.000	1.077	7
	0.33~0.66	1.073		
	0.66~1.00	0.996		
a	0.1 ~0.27	1.000	1.690	2
	0.27~0.44	0.661		
	0.44~0.60	0.592		

T.E.=Type of Earthquake, ρV =Input Impedance of Wave, β_0 =Damping Coefficient, T_0 =Natural Period, P =Mass per Unit Foundation Area, α =Ratio of Elastic and Plastic Moduli, a =Yield Shear Coefficient.

表—3 数量化理論第I類解析結果（有効係数を外的基準とした場合）

Item	Category	Category Score (g·cm)	Range	Order
T.E.	Taft	0.482	1.289	3
	Hachinohe	0.621		
	Pasadena	0.595		
ρV (g·sec/cm ³)	10.0~50.0	1.000	1.482	1
	50.0~90.0	1.137		
	90.0~130.0	1.482		
β_0	0.0 ~0.025	1.000	1.091	6
	0.025~0.05	1.091		
T_0 (sec)	0.1~3.4	1.000	1.264	4
	3.4~6.7	1.236		
	6.7~10.0	1.264		
P (g·sec ² /cm ³)	0.1~0.4	1.000	1.050	7
	0.4~0.7	0.974		
	0.7~1.0	0.952		
α	0.0 ~0.33	1.000	1.113	5
	0.33~0.66	0.898		
	0.66~1.00	0.934		
a	0.1 ~0.27	1.000	1.344	2
	0.27~0.44	0.976		
	0.44~0.60	0.744		

T.E.=Type of Earthquake, ρV =Input Impedance of Wave, β_0 =Damping Coefficient, T_0 =Natural Period, P =Mass per Unit Foundation Area, α =Ratio of Elastic and Plastic Moduli, a =Yield Shear Coefficient.

化した無次元量 W_p/E_n 等を用いて解析を行い、この重量効果の傾向を確認していくべきであると考えられる。

次に弾塑性傾斜率に注目すると、レンジが最小であることから弾塑性傾斜率はほとんど塑性率に影響を与えないことが判断される。

c) 有効係数を外的基準とした場合

表—3 に a) と同様に解析結果を示す。

外的基準に及ぼす影響は波動インピーダンス、降伏せん断力係数、地震外力、固有周期の順であるが、あまり差はない。

波動インピーダンスが大きくなるほど、カテゴリー数量は大きくなる。言い換えると、良質地盤ほど地震動エネルギーが構造物に有効に入力されるといえる。

次に降伏せん断力係数についてはカテゴリーが大きくなるほど有効係数を小さくさせる傾向を示す。その理由はいまのところわからない。

単位面積質量はレンジが最小であることから重量効果はほとんどないことがわかる。

5. 数値化解析の検証

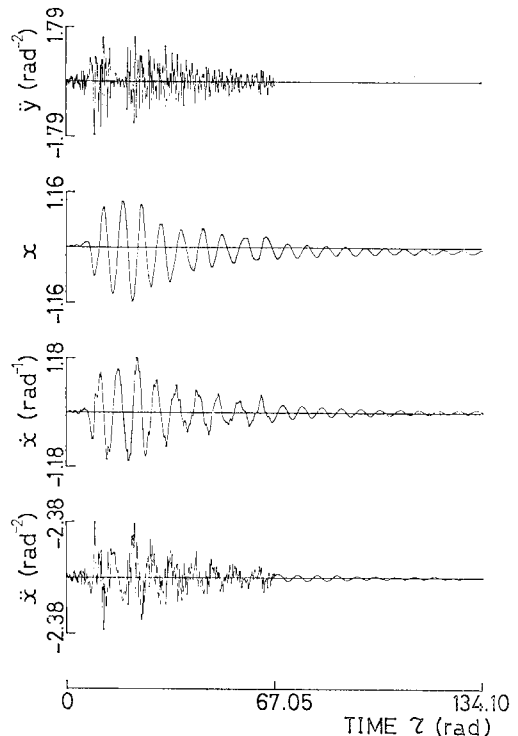
4. で地盤、構造特性と塑性ひずみエネルギー、塑性率、有効係数との関係がある程度明確になったが、ここではその関係を用いて、数値解析により数量化理論の解析結果を検証し、さらに若干の考察を加えるものであ

る。

a) 最初に数量化の解析において、塑性ひずみエネルギーが最大となっているサンプルの例を示す。すなわち、地震外力は八戸記録、地盤は第1種地盤で $\rho V=100 \text{ g}\cdot\text{sec}/\text{cm}^3$ 、構造系の減衰定数は $\beta_0=0.013$ 、固有周期は $T_0=2.6 \text{ sec}$ 、単位面積質量は $P=0.87 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$ 、弾塑性傾斜率は $\alpha=0.31$ 、降伏せん断力係数は $a=0.25$ である。実は 3. の数値解析例がこのサンプルなのである。

3. で得られた塑性ひずみエネルギー、塑性率、有効係数はそれぞれ $W_p'=3.901 \times 0.892 \times 10^{10} \text{ g}\cdot\text{cm}=3.480 \times 10^{10} \text{ g}\cdot\text{cm}$ 、D.F.=1.79、 $\gamma=0.867$ であり、式 (22) の回帰式によるサンプル数量を W_p' 、D.F.'、 γ' とすると、 $W_p'=2.778 \times 10^{10} \text{ g}\cdot\text{cm}$ 、D.F.'=3.174、 $\gamma'=0.876$ となる。有効係数のサンプル数量は、外的基準の観測値にかなり近い値を示しているが、塑性ひずみエネルギーと塑性率の場合にはかなり異なる。これは両者の観測値が有効係数のそれに比べてばらつきが大きいからであろう。

b) 次に a) と同じ地盤、構造特性において入力地震動 Taft の記録を用いる。図—11 にはその Taft の記録（有効入力地震加速度波）と構造系の応答を示し、このときの復元力履歴曲線を 図—12 に示す。また 図—13

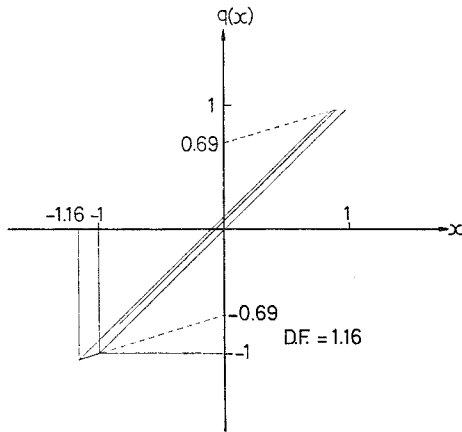


(Taft 記録, $\rho V=100 \text{ g}\cdot\text{sec}/\text{cm}^3$, $\beta_0=0.013$, $T_0=2.6 \text{ sec}$)
($P=0.87 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$, $\alpha=0.31$, $a=0.25$)

図—11 無次元化有効入力加速度 \ddot{y} と1自由度系の応答

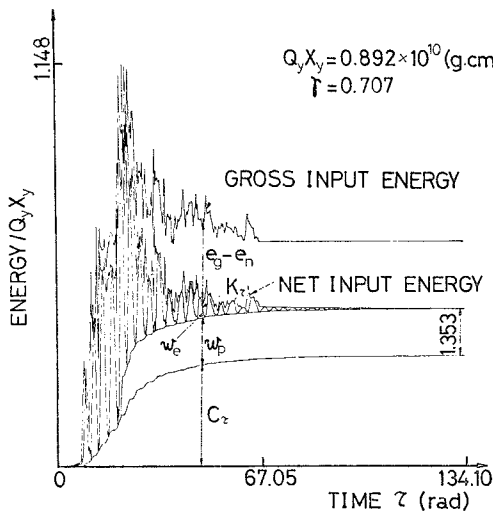
にはエネルギーの伝播，分配状態図を示す。

履歴曲線をもてわかるように，塑性変形は **a)** の例に比べてかなり小さく，塑性率は $D.F.=1.16$ である。したがって，塑性ひずみエネルギーは $Q_y X_y = 0.892 \times 10^{10} \text{ g}\cdot\text{cm}$ より， $W_p = 1.353 \times 0.892 \times 10^{10} = 1.207 \times 10^{10} \text{ g}\cdot\text{cm}$ となり，**a)** の $W_p = 3.480 \times 10^{10} \text{ g}\cdot\text{cm}$ には及ばない。また有効係数は $r=0.707$ となり，**a)** の r よりも小さくなる。さらに 図-9 と 図-13 を比較してみると，前者は有効入力エネルギーが徐々に増加し，自由振動部で若干減少しているのに対して，後者は有効入力エネルギーが $\tau=22 \text{ rad}$ ($t=9 \text{ sec}$) あたりにピークをもち，徐々に減少し，自由振動部ではほとんど減少していない。すなわち，同一の地盤と構造特性の場合でも入力地震動の特性にかなり影響されていることがわかる。



(Taft 記録, $\rho V = 100 \text{ g}\cdot\text{sec}/\text{cm}^3$, $\beta_0 = 0.013$, $T_0 = 2.6 \text{ sec}$)
 $P = 0.87 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$, $\alpha = 0.31$, $a = 0.25$

図-12 履歴復元力特性

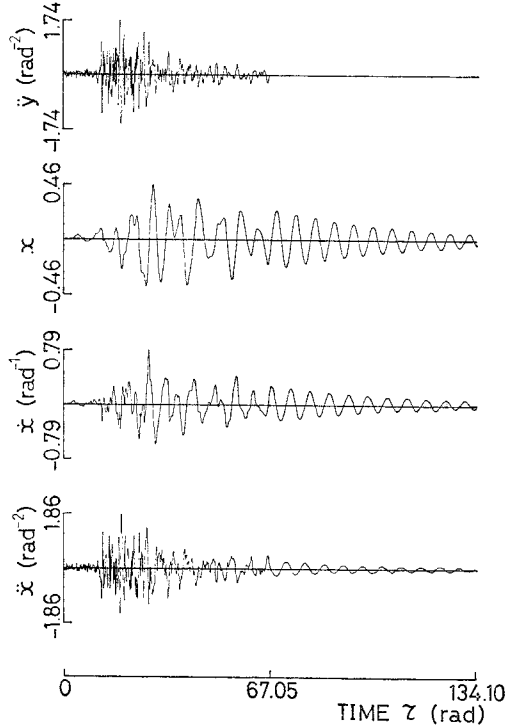


(Taft 記録, $\rho V = 100 \text{ g}\cdot\text{sec}/\text{cm}^3$, $\beta_0 = 0.013$, $T_0 = 2.6 \text{ sec}$)
 $P = 0.87 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$, $\alpha = 0.31$, $a = 0.25$

図-13 1 自由度系のエネルギー応答

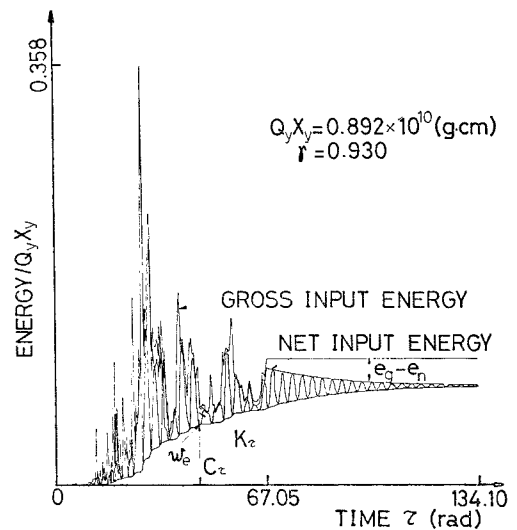
ちなみに，それぞれのサンプル数量は $W_p' = 0.759 \times 10^{10} \text{ g}\cdot\text{cm}$, $D.F.' = 2.288$, $r' = 0.673$ であり，**a)** の場合と同じ傾向である。

さらに地盤と構造特性が，同じ条件で入力地震動に



(Pasadena 記録, $\rho V = 100 \text{ g}\cdot\text{sec}/\text{cm}^3$, $\beta_0 = 0.013$, $T_0 = 2.6 \text{ sec}$)
 $P = 0.87 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$, $\alpha = 0.31$, $a = 0.25$

図-14 無次元化有効入力加速度 \ddot{y} と 1 自由度系の応答



(Pasadena 記録, $\rho V = 100 \text{ g}\cdot\text{sec}/\text{cm}^3$, $\beta_0 = 0.013$, $T_0 = 2.6 \text{ sec}$)
 $P = 0.87 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$, $\alpha = 0.31$, $a = 0.25$

図-15 1 自由度系のエネルギー応答

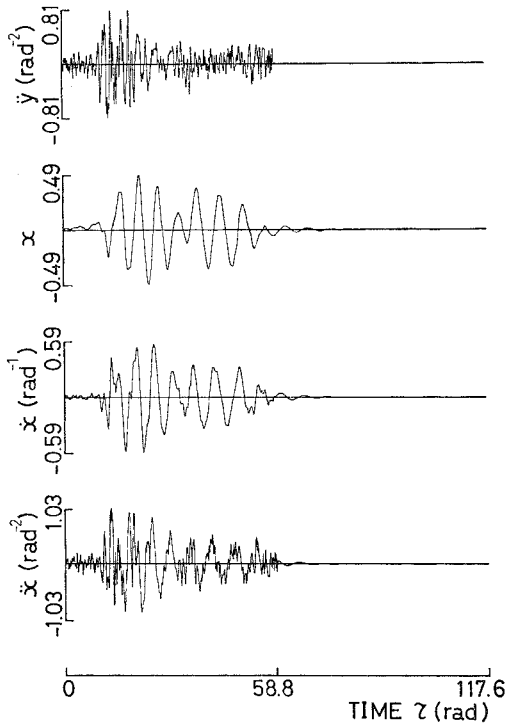
Pasadena の記録を用いた数値解析例が 図-14 と 図-15 である。この例では系が弾性系となり、塑性ひずみエネルギー、塑性率が得られない。有効入力エネルギーは $\tau=29$ rad ($t=12$ sec) あたりで鋭いピークをもち、 $\tau=38$ rad ($t=16$ sec) と $\tau=55$ rad ($t=23$ sec) あたりで次に鋭いピークをもち、すなわち、地震動エネルギーの吸収、放出が激しい。また有効入力エネルギーは、総入力エネルギーとほぼ同様であり、有効係数は $r=0.93$ と高い値を示す。自由振動部における有効入力エネルギーの減少は、a) の例と同様である。

以上、a) と b) で地盤と構造特性が同一な場合において、3種類の入力地震動を作用させた数値解析例を示したが、最大加速度を 500 gal に正規化したにもかかわらず、その結果が相当異なることから、入力地震動の特性についてもさらに考慮すべきであろう。

c) ここでは有効係数をなるべく小さくするような地盤特性と構造特性を考える。

表-3 のカテゴリーを参考にして、 $\rho V=10$ g·sec/cm³, $\beta_0=0.02$, $T_0=3.0$ sec, $P=1.0$ g·sec²/cm³, $\alpha=0.5$, $a=0.6$ とした。入力地震動は a) の例と以下の解析例とを統一するために八戸の記録を採用した。

その結果、図-16 に有効入力加速度と構造物の応答を得た。応答は弾性挙動となり、自由振動部で減衰が大

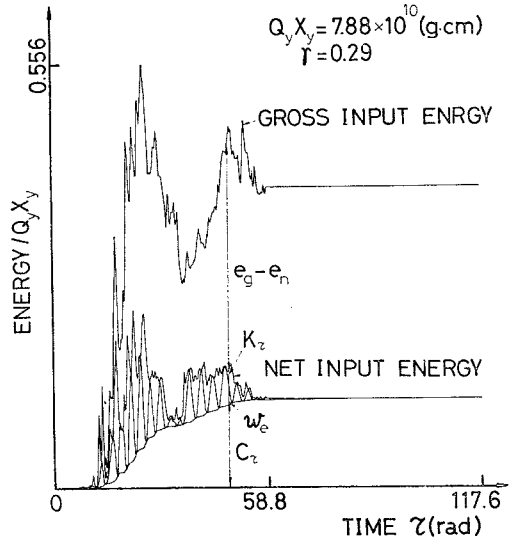


(八戸記録, $\rho V=10$ g·sec/cm³, $\beta_0=0.02$, $T_0=3.0$ sec)
 $(P=1.0$ g·sec²/cm³, $\alpha=0.5$, $a=0.6$)

図-16 無次元化有効入力加速度 \ddot{y} と 1 自由度系の応答

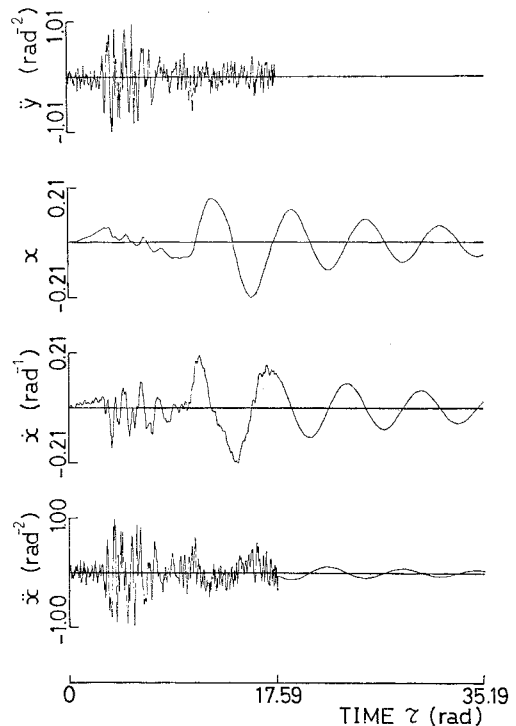
きく、 $\tau=117.6$ rad ($t=56$ sec) ではほとんど振動していない。

図-17 は、そのエネルギー伝播、分配状態図を示している。総入力エネルギーは $\tau=35$ rad ($t=17$ sec) あた



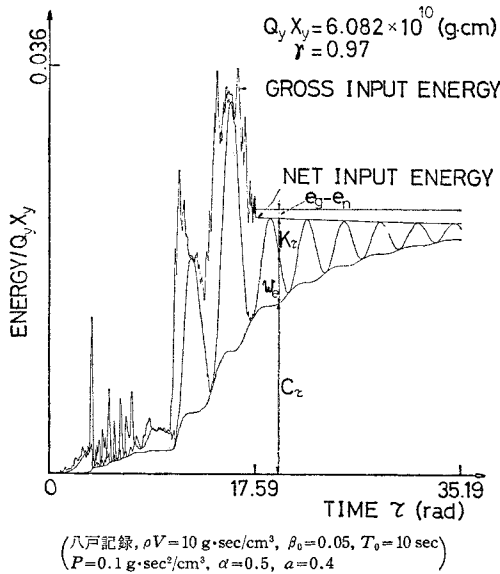
(八戸記録, $\rho V=10$ g·sec/cm³, $\beta_0=0.02$, $T_0=3.0$ sec)
 $(P=1.0$ g·sec²/cm³, $\alpha=0.5$, $a=0.6$)

図-17 1 自由度系のエネルギー応答



(八戸記録, $\rho V=10$ g·sec/cm³, $\beta_0=0.05$, $T_0=10$ sec)
 $(P=0.1$ g·sec²/cm³, $\alpha=0.5$, $a=0.4$)

図-18 無次元化有効入力加速度 \ddot{y} と 1 自由度系の応答



図一19 1自由度系のエネルギー応答

りでかなり落ち込み、その後徐々に増加している。有効入力エネルギーは、 $\tau = 35 \text{ rad}$ ($t = 17 \text{ sec}$) あたりで落ち込んでいるが、総入力エネルギーほどではない。そして有効係数は $\gamma = 0.29$ となり低い値を示した。なお、有効係数のサンプル数量は $\gamma = 0.39$ である。

d) ここでは塑性ひずみエネルギーをなるべく小さくするような地盤特性と構造特性を考えてみる。すなわち、 $T_0 = 10 \text{ sec}$ 、 $P = 0.1 \text{ g}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}^3$ 、 $\rho V = 10 \text{ g}\cdot\text{sec}/\text{cm}^3$ 、 $\beta_0 = 0.05$ 、 $\alpha = 0.5$ 、 $a = 0.4$ としてサンプル数量 W_p' を最小にする場合である。ただし、入力地震動は八戸記録を採用する。この場合のサンプル数量は、 $W_p' = 8.767 \times 10^7 \text{ g}\cdot\text{cm}$ 、 $D.F.' = 0.866$ 、 $\gamma' = 0.75$ となる。

これらのデータを基にして数値解析を行った結果、構造系の応答は線形応答となった。それぞれの応答を図一18に示し、エネルギー伝播、分配状態図を図一19に示す。

固有周期が10秒であるような構造系を1質点系モデルに置換することは問題であるが、塑性ひずみエネルギーを蓄積させないようにするには地盤が良質地盤ではなく、減衰定数が大きく、かつ長周期で振動する構造系で、しかも単位面積当りの質量が小さい安定した構造物が理想となってこよう。

6. まとめ

本研究では、図一2に示す特殊な構造系に対して、弾性地盤という条件を設定したうえで、地震時の構造-地盤系のエネルギー入出力関係を追跡したものである。したがって、本研究の結論は、このような構造系に対して

いえるという制約を受ける。すなわち、地盤と構造系の簡単な力学モデルを採用し、総入力エネルギー、有効入力エネルギー、塑性ひずみエネルギーおよび塑性率に着目して、構造物の損傷が地盤特性と構造特性のなかの、どのような要因に影響されるのかを、数量化理論第I類を用いて検討した。その結果、以下のように要約された。

(1) 塑性ひずみエネルギーに影響を与える主な要因は、固有周期、単位面積重量であった。すなわち、固有周期が小さく、単位面積重量が大きくなるほど塑性ひずみエネルギーは蓄積されやすいことが示された。しかしその結果は、単位面積重量が大で、固有周期が小ならば逸散減衰が大きくなり、増幅率は小さくなるはずと思われることと、矛盾すると考えられる。今後、さらに解析を行ってこの関係を明確にすべきと考える。

(2) 塑性率に影響を与える主な要因は、固有周期、降伏せん断力係数であった。すなわち、固有周期、降伏せん断力係数とも小さくなるほど塑性率は大きくなりやすいことが示された。

(3) 有効係数に影響を与える主な要因は、波動インピーダンスであった。すなわち、地盤が剛であるほど地震動エネルギーは入力されやすいといえる。

(4) また、地震動特性が塑性ひずみエネルギー、塑性率および有効係数に対して重要な要因になることが明らかにされた。

以上の結果は、単純な地盤-構造系モデルに対して行った解析と数量化理論第I類の大まかな適用からいえることである。地盤の非線形性を考慮していないこと、構造モデルが単純なこと、数量化理論第I類の解析精度の問題等からこの結果はすぐに受け入れられるとは思われないが、少なくとも理論的にはエネルギー的な追跡ができたと思われる。

今後は入力特性も要因を抽出し、かつ上述の問題を含めて検討することが望まれる。さらに従来使用されてきた応答スペクトルに代わる地震動エネルギーに基づいた設計基準などの基本的な検討は応答スペクトルを補足する意味からも興味ある課題である。

参考文献

- 1) 小林啓美・長橋純男：構造物の破壊作用を対象とした地震動の強さの評価，日本建築学会論文報告集，No. 160，Jun. 1969.
- 2) 大沢 胖：昭和41年1月23日の松代附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，Sept. 1966.
- 3) 山原 浩：エネルギーの平衡を考えた構造物の地震応答，日本建築学会論文報告集，No. 187，Sept. 1971.
- 4) 後藤尚男・家村浩和：強震時における1自由度系の塑性変形に関する考察，土木学会論文報告集，No. 184，1970

- 年 12 月.
- 5) 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，日本建築学会論文報告集，No. 235，Sept. 1975.
 - 6) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用，pp. 119～141.
 - 7) 高瀬啓正・宮下 丘・甘粕敏昭：地震時における建物のエネルギー消費について，鹿島建設技術研究所年報，Vol. 21，1972.
 - 8) Franklin, Y.C. and B.O. Kenneth：Effect of Coupling Earthquake Motions on Inelastic Structural Models, International Symposium on Earthquake Structural Engineering, Vol. 1, pp. 107～125, Aug. 1976.
 - 9) 吉田信夫：土木技術者への計画と管理のための予測手法，pp. 104～123，山海堂，1974.
 - 10) 常田賢一・片山恒雄・佐伯光昭：加速度応答スペクトルの統計解析，土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集第 1 部，1977.
 - 11) 土木学会編：地震応答解析と实例，pp. 59～60.
 - 12) 土木学会編：土木工学ハンドブック，上巻，p. 533.
 - 13) 星谷 勝・矢作 証・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，No. 232，1974 年 12 月.
 - 14) 大沢 胖ほか：広尾沖地震における釧路の強震記録と構造物の被害について，昭和 44 年 8 月，文部省科学研究報告書.
 - 15) 金井 清ほか：松代地域における強震計観測結果第 1 報，地震研究所彙報，Vol. 44，1966.
 - 16) Kato, B., H. Akiyama and H. Yamanouchi：Predictable Properties of Material under Incremental Cyclic Loading, Preliminary Report, IABSE Symposium, Lisbon, 1973.
 - 17) Kato, B. and H. Akiyama：Theoretical Prediction of Load-Deflexion Relationship of Steel Members and Frames, Preliminary Report, IABSE Symposium, Lisbon, 1973.
 - 18) 加藤 勉・秋山 宏：鋼構造剛接骨組の耐震極限設計，日本建築学会論文報告集，No. 237，Nov., 1975.
 - 19) 安藤範平ほか：地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて——その 1. 各種復元力特性をもつ 1 質点系の塑性エネルギー入力——，日本建築学会大会講演梗概集，昭和 52 年 10 月.
 - 20) 安藤範平ほか：地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて——その 2. 塑性エネルギースペクトルについての考察——，日本建築学会大会講演梗概集，昭和 52 年 10 月.
 - 21) 安藤範平ほか：地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて——その 3. 塑性エネルギー入力と構造物の耐震性——，日本建築学会大会講演梗概集，昭和 52 年 10 月.
 - 22) 田治見宏：山原氏の論文「エネルギーの平衡を考えた構造物の地震応答」に対する討論，日本建築学会論文報告集，No. 193，昭和 47 年 3 月.
 - 23) 富沢 稔ほか：「エネルギーの平衡を考えた構造物の地震応答」論文に対する若干の質疑，日本建築学会論文報告集，No. 193，昭和 47 年 3 月.
 - 24) Kanai, K.：Transmission Coefficient of Seismic Waves to Structures, 地震研究所彙報，Vol. 43，1965.

(1978.4.5・受付)