シミュレーション手法に基づく地震応答スペクトルの確率論的評価

鳥取大学工学部　正会員　高岡宣善　　鳥取大学大学院　学生員　○有元　毅
鳥取大学工学部　正会員　白木　渡　　荒谷建設C.　正会員　今田賢三
鳥取大学工学部　正会員　松保重之

1.まえがき　近年、構造物の大型化・高層化に伴い、その動的特性を十分に考慮した耐震設計の必要性が増している。現行の耐震設計示方書に規定されている修正震度法は、一応この動的特性は考慮しているが、地震動自体の取り扱いは確定論的である。そこで本研究は、確率論的な立場から地震動をモデル化して地震応答スペクトルの評価を行い、その耐震設計への応用について考察しようとするものである。地震動のモデル化に際しては、その発生をポアソン過程でモデル化し、地震動自体の波形は、非定常正規不規則過程としてモンテカルロ・シミュレーション手法を用いてモデル化を行う。

2.地動加速度のシミュレーションモデル　実際の地動加速度は非定常不規則過程の標本値であると考え、その確率モデルを式(1)のように定常過程 $a^d(t)$ と形状関数 $\Phi(t)$ の積として表すことを考える。いま、定常過程として工学上最もよく用いられる正規定常確率過程を使用すると、そのサンプルは式(2)で示すCos波の重ね合わされた三角級数モデルを用いて近似的にシミュレートできる[1]。ここに、Nは重ね合わせる波の数、ϕ_kは0から2πまでの範囲内で一様に分布する確率変数である。形状関数$\Phi(t)$としては、式(3)に示すものを用いる。式中のC_1, C_2は定数である。

$$a_p^d(t) = \Phi(t) a^d(t) \qquad (1)$$

$$\left.\begin{aligned} a^d(t) &= \sum_{k=1}^{N} C_k \cos(\omega_k t + \phi_k) \\ C_k^2 &= 4 S_a(\omega_k)\Delta\omega \\ \Delta\omega &= (\omega_u - \omega_\ell)/N \\ \omega_k &= \omega_\ell + (k - \tfrac{1}{2})\Delta\omega \\ S_a(\omega) &= S_0 / \{(\omega^2 - \omega_g^2)^2 + 4h_g^2\omega_g^2\omega^2\} \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

$$\Phi(t) = C_1 C_2 t \exp(-C_1 t) \qquad (3)$$

3.地震応答スペクトルの確率論的評価　上でモデル化した非定常な地動加速度が1自由度構造モデルに作用する場合の地震応答スペクトルの確率論的評価を行なう。いま、入力する地震動が非定常な不規則過程であるので構造物の応答はやはり非定常な不規則過程である。したがって、地震応答スペクトルの確率論的評価を行うためには、構造物の最大応答の確率分布関数が必要となってくる。しかし、その正確な確率分布が得られていないのが現状である。ここでは、従来の研究により、時間区間(T_1, T_2)での非定常応答の極値ηの分布はワイブル分布に従い式(4)で与えられるものとする。ここに、αとσはワイブルパラメータである。次に、y_mを時間区間(T_1, T_2)での絶対最大値とすると$F_{y_m}(u) = P[y_m \leq u]$で示される$y_m$の分布関数は式(5)のようになる。ここに、nは時間区間(T_1, T_2)での極値の総数でる。

$$F_\eta(u; T_1, T_2) = 1 - \exp\left[-\frac{1}{\alpha}\left(\frac{u}{\sigma}\right)^\alpha\right] \qquad (4)$$

$$\left.\begin{aligned} F_{y_m}(u) &= \exp\left[-\exp\left\{-K^{\alpha-1}\left(\frac{u}{\sigma} - K\right)\right\}\right] \\ K &= (\alpha \ln n)^{1/\alpha} \end{aligned}\right\} \qquad (5)$$

4.耐震設計への応用　ここでは、上で示した地震応答スペクトルの確率論的評価に基づいて、耐用期間中における構造物の規定された信頼度に対する耐震設計荷重の決定法について考える。まず、当該地域のすべての大地震を階級$Y_1, Y_2, \cdots, Y_m$に分割する。そして、時間区間$(0, t)$において階級Y_kの地震動がちょうどn回発生する確率を$P_n(Y_k, t)$とし、その場合の信頼度の指標$R(Y_k|q_*)$を用いると、全地震動に対する構造物の時間区間$(0, t)$における信頼度関数$R(t|q_*)$は、式(6)のように表せる[2]。いま、$P_n(Y_k, t)$をポアソン分布で近似し、簡単のために$m=1$とすると、式(6)は式(7)のようになる。ここで、$R(Y_1|q_*)$は式(5)の$F_{y_m}(u)$に相当するものと考えられるので、”予定耐用期間Tの終点において、信頼度関数の値は、その規定値R に等しい”という条件を考慮すれば式(8)が得られる。ここに、Tは構造物の耐用年数、νは単位時間あたりの平均発生回数である。

$$R(t|q_*) = \prod_{k=1}^{m} \sum_{n=0}^{\infty} R^n(Y_k|q_*) P_n(Y_k, t) \qquad (6)$$

$$R(t|q_*) = \exp[-t\nu_1\{1 - R(Y_1|q_*)\}] \qquad (7)$$

$$R_* = \exp[-T\nu\{1 - F_{y_m}(u)\}] \qquad (8)$$

5.数値計算例および考察　まずはじめに、計算に必要なパラメータを設定する。式(1)～(3)を用いて地震動をモデル化するに際して必要なパラメータは、地震動の強度を表す定数S_0,表層地盤の特性に対応するγ_f, ω_fとω_u, ω_l, NそれにC$_1$,C$_2$である。S_0は地動加速度の分散を求める関係式とRiceの公式[3]から決定できる。γ_f, ω_fはそれぞれ、γ_f=0.4, ω_f=41.89rad/secとした。ω_u, ω_l, Nについてはω_u=60 rad/sec, ω_l=0,N=100と定めた。またC_1,C_2は、C_1=0.54,C_2=exp(1)とした。このようなパラメータを用いマグニチュードM=6.3,震央距離Δ=82.9km,第一種地盤について構造物の応答をシミュレートする。そして、その応答の極値の平均値と変動係数からワイブルパラメータを決定する。このワイブルパラメータを用いて、構造物の応答スペクトルおよび耐震設計荷重の確率論的評価に関する数値計算を行なった。その結果の一部をFig.1～Fig.3に示す。Fig.1は応答の極値の累積度数分布と式(4)による分布関数とを比較したものである。この図は構造物の固有周期T_0=0.2秒について計算したものであり、従来の研究通り非定常応答の極値分布はワイブル分布に一致することが確かめられた。Fig.2は式(5)によって超過確率p=0.5,0.05に対して求めた地震応答スペクトルと片山ら[4]の地震応答スペクトルとを比較したものである。片山らの地震応答スペクトルは、マグニチュード・震央距離のばらつきを含んでいるため、本研究で計算した応答スペクトルと直接比較することはできないが、形状の比較には十分意味があると考えられる。この図からわかるように、2つの地震応答スペクトルの形状はよく似ているといえる。それゆえ、ここで示したシミュレーションによる解析方法は、地震動の構造物へ与える影響をよくとらえているといえる。Fig.3は、式(8)によって構造物の予定耐用期間中の信頼性を考慮した場合の応答スペクトルを示したものである。この計算には、構造物の信頼度R =0.5を用い、Tν=0.7,1,5の各場合について行なった。この図からTνが大きく(構造物の耐用年数が長い、あるいは単位時間あたりの地震発生回数が多い)なれば、地震応答スペクトルは高くなる、つまり設計地震荷重を大きくする必要があることがわかる。

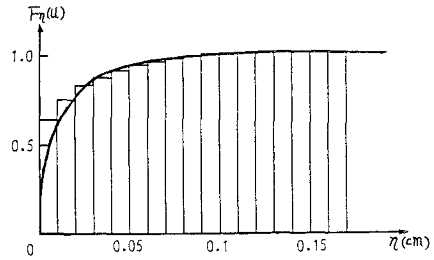

Fig.1

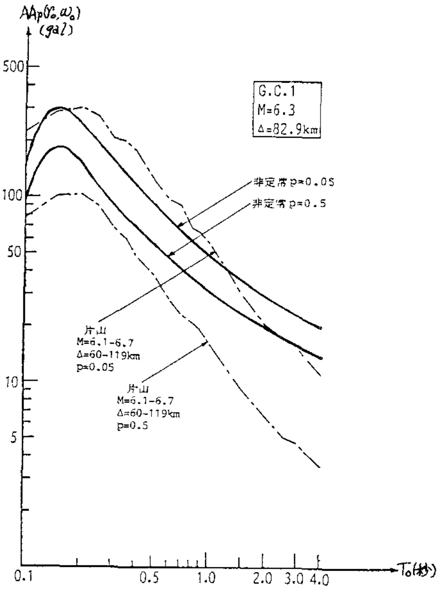

Fig.2

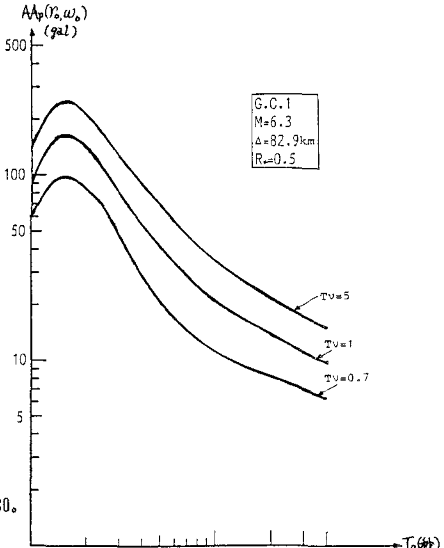

Fig.3

参考文献

1) 星谷　勝：確率論手法による振動解析,鹿島出版会,1974。
2) V.V.Bolotin:地震荷重に対する構造物の設計計算,CMИPC,No.1,pp.9-14,1980。
3) 髙岡宣善：工学のための応用不規則関数論,共立出版,1975。
4) 片山恒雄・岩崎敏男・佐伯光昭：地震動加速度スペクトルの統計解析,土木学会論文報告集,No.275,pp.29-40,1978。