

非定常地震応答スペクトルの確率論的評価に基づく耐震設計荷重の決定法

鳥取大学工学部 正会員 高岡宜善
 鳥取大学工学部 正会員 白木 渡
 鳥取大学大学院 学生員 ○今田賢三

1. まえがき 地震動は、本来、その発生において不規則であり、また、その波形に再現性が認められないという2つの確率的性質を有している。それゆえ、耐震設計荷重をより合理的に決定するためには、地震動および構造物の地震動応答の確率論的評価が必要である。本研究は、地震動を非定常不規則過程と考え、1自由度構造物の非定常応答スペクトルを確率論的に評価し、さらに、構造物の耐用期間中の信頼度を考慮した耐震設計荷重の決定法について示す。

2. 地動加速度のモデル化および構造物の応答の確率論的評価

地震動は一般に、その確率特性が時間領域において変化する非定常不規則過程と考えられる。本研究では、固有円振動数 ω_f と減衰定数 γ_f をもつ2次線形フィルターでモデル化した地盤によって波された正規白色雑音過程に式(2)に示す形状関数 $\phi(t)$ をかけた正規非定常不規則過程で地動加速度をモデル化する。いま、この地動加速度が1自由度構造モデルに作用する場合を考える。この場合、構造物の応答過程 $Y(t)$ の分散 $\sigma_y^2(t)$ は式(3)で与えられる。ここに、 $|M(t, \omega)|^2 \cdot S_a(\omega)$ は $Y(t)$ のEvolutionary パワー・スペクトル密度、 $h(t)$ は衝撃応答関数、そして、 $S_a(\omega)$ および σ_a は定常不規則過程のパワー・スペクトル密度および分散である。

$$F L: \frac{d^2}{dt^2} + \gamma_f \omega_f \frac{d}{dt} + \omega_f^2 \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \phi(t) &= (t/T_1) & 0 \leq t \leq T_1 \\ \phi(t) &= 1 & T_1 \leq t \leq T_2 \\ \phi(t) &= \exp[-c(t-T_2)] & T_2 \leq t \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y^2(t) &= \int_{-\infty}^{\infty} |M(t, \omega)|^2 \cdot S_a(\omega) d\omega \\ M(t, \omega) &= \int_0^t h(\tau) \cdot \phi(t-\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \\ S_a(\omega) &= \frac{2\sigma_a^2}{\pi} \cdot \frac{\gamma_f \omega_f^2}{(\omega^2 - \omega_f^2)^2 + 4\gamma_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

3. 地震応答スペクトルの確率論的評価 非定常な不規則過程

である地震動を受ける構造物の応答はやはり非定常な不規則過程であると考えられる。しかし、残念ながら今まで構造物の応答の正確な確率分布は得られていない。それゆえ、地震応答スペクトルの確率論的評価を行なうためには、応答の漸近分布を仮定する必要がある。時間区間 (T_1, T_2) における構造物の応答の非定常な極値 η の分布関数 $F_\eta(\hat{\alpha}_i)$ はワイブル分布によって式(4)で与えられる¹⁾。ここに、 α と σ はワイブルパラメータである。また、 Y_m を $Y(t)$ の絶対最大値とし、 (T_1, T_2) 内の極値の総数が大きいと仮定すると、 Y_m の確率分布 $F_{Y_m}(\hat{\alpha}_i)$ は式(5)で与えられる²⁾。ここに、 ω_0 は応答のEvolutionary スペクトル密度の卓越振動数である。

$$F_\eta(\hat{\alpha}_i) = 1 - \exp\left[-\frac{1}{\alpha} \left(\frac{\hat{\alpha}_i}{\omega_0 T}\right)^\sigma\right] \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{Y_m}(\hat{\alpha}_i) &= F_\eta^m(\hat{\alpha}_i) = \exp\left\{-\exp\left[K^{-\frac{1}{\sigma}} \left(\frac{\hat{\alpha}_i}{\omega_0 T}\right) - K\right]\right\} \\ K &= (\alpha \ln n)^{\frac{1}{\sigma}} = \left[\alpha \ln \int_{T_1}^{T_2} \nu(t) dt\right]^{\frac{1}{\sigma}} = \left[\alpha \ln \left[\frac{\omega_0 (T_2 - T_1)}{\pi}\right]\right]^{\frac{1}{\sigma}} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

4. 耐震設計荷重の決定

前項では、襲来した非定常な地震動に対する構造物の応答スペクトルを確率論的導入によって理論づけた。しかし、本来、設計用地震荷重は構造物の耐用期間中の所要の信頼度と密接に結びついているため、構造物の耐用期間において、構造物が所要の信頼度を有するための設計用地震荷重を決定しなければならない。本項においては、前項で示した非定常地震応答スペクトルの確率論的評価に基づき、耐用期間中における構造物の信頼度を考慮した耐震設計荷重の決定法について述べる。まず、当該地域のすべての地震を階級 L_1, L_2, \dots, L_m に分割する。そして、階級 L_k の地震動がちょうど n 回発生する確率を $P_n(L_k, t)$ 、 L_k から任意に抽出した地震動に対する信頼度指標 $R(t|\hat{\alpha}_i) = F_{Y_m}(\hat{\alpha}_i)$ は式(6)で与えられる³⁾。ここで、 $P_n(L_k, t)$ をポアソン分布で近似し、 $m=1$ とすると、式(6)は式(7)のようになる。ここで、 T は構造物の耐用期間、 ν は階級 L_1 の地震動の単位時間あたりの発生回数である。

$$R(t|\hat{\alpha}_i) = \prod_{k=1}^m \sum_{n=0}^{\infty} R^n(L_k|\hat{\alpha}_i) P_n(L_k, t) \quad (6)$$

$$R(T|\hat{\alpha}_i) = \exp\{-T\nu[1 - F_{Y_m}(\hat{\alpha}_i)]\} \quad (7)$$

5. 数値計算例および考察

数値計算に先立って種々のパラメータを決定する必要がある。まず、地震

動のパラメータを決定する。地盤条件を1種とし、構造物がマグニチュードM=6.3、震央距離Δ=82.9 kmの地震動を受ける場合を考える。

また、地盤フィルターのパラメータ ω_n 、 γ はそれぞれ $\omega_n=41.89$ 、 $\gamma=0.4$ とし、定常過程の分散 $\sigma_a^2 = \frac{a_{max}^2}{\sqrt{2L_n} \frac{\omega_n T_d}{\pi}}$ (8)

それぞれ $\omega_n=41.89$ 、 $\gamma=0.4$ とし、定常過程の分散 σ_a^2 はRiceの公式の右辺を1として σ_a^2 について整理した式(8)によって求めた。ここで、 a_{max} 、 T_d は地動加速度の最大値および主要動の継続時間であり、示方書で規定されている回帰式より決定した。そして、 ω_n は定常な地動加速度の卓越振動数であり、 $\omega_n \approx \omega_0$ とした。次に必要なパラメータはワイブルパラメータ

$$\alpha \text{ と } \sigma \text{ である。 } \alpha \text{ と } \sigma \text{ は } (T_1, T_2) \text{ に } V_{\eta} = \frac{[\Gamma(\frac{\alpha}{\sigma} + 1) - \Gamma^2(\frac{\alpha}{\sigma} + 1)]^{1/2}}{\Gamma(\frac{\alpha}{\sigma} + 1)} \quad (9)$$

$$\bar{\eta} = \sigma \alpha^{1/\sigma} \Gamma(\frac{\alpha}{\sigma} + 1)$$

ここに、 $\Gamma(\cdot)$ はガンマ関数であり、 $\bar{\eta}$ と V_{η} は式(10)によって与えられ、 T_0 は構造物の固有周期である。以上のように決定したパラメータを用いて、構造物の減衰定数 γ が

$$\bar{\eta} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \bar{\eta}_j(t_j) \quad (10)$$

$$V_{\eta}^2 = \frac{2}{n} \sum_{j=1}^n \bar{\eta}_j^2(t_j) - \bar{\eta}^2$$

$$V_{\eta} = \frac{\sigma_n}{\bar{\eta}}, \quad t_j = T_0 + j \frac{T_0}{2}$$

0.05と0.01の各場合について、レベル $\hat{\sigma}_a$ の超過確率 $p = F_{\gamma_n}(\hat{\sigma}_a)$ を0.5、0.05と規定した場合の非定常地震応答スペクトルを式(5)によって計算した結果をそれぞれ図1、2に示す。図中の破線は定常応答スペクトルであり、一点鎖線は片山らの応答スペクトルである。図1、2の $p=0.5$ の場合について定常応答と非定常応答の比較を行なうと、構造物の固有周期 T_0 が大きく、減衰定数 γ が小さい場合に定常と非定常の差が大きくなり、非定常応答の方が常に小さい値を示すことがわかる。また、定常応答よりも非定常応答の方が片山らの応答スペクトルに近いことがわかる。しかし、 p が0.05の場合、 T_0 が小さいときの非定常応答が定常応答を上まわるという結果が生じた。これは、非定常応答の確率分布を決定する際に分布形の裾野に誤差が生じたのではないかと考えられる。また、 p が0.05の場合に、片山らの応答スペクトルが本研究において求めた定常および非定常応答スペクトルよりも大きな値を示すことがわかる。これは、本研究において地動加速度の最大値 a_{max} および地震動の継続時間 T_d を確定量として扱ったためではないかと考えられる。このような問題点は残っているが、非定常応答スペクトルを用いた解析結果は定常応答スペクトルによる解析結果よりも現実をよく反映していると考えられるので、今後さらに検討していくことは有用なことであろう。最後に、式(7)によって計算した構造物の耐用期間中の信頼度を考慮した耐震設計荷重を図3に示す。ここで、構造物の信頼度 $R = R(T|\hat{\sigma}) = 0.5$ として、 $T_p = 0.7, 1, 1.5$ と増加させたときについてそれぞれ計算した。

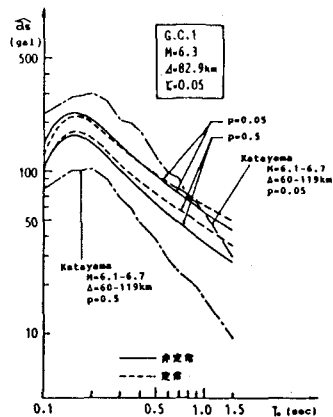


図1

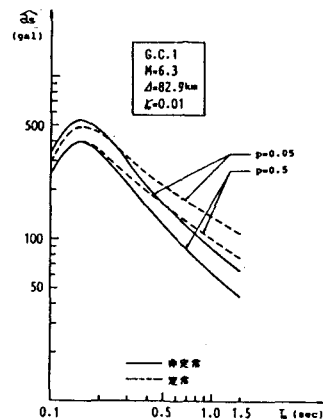


図2

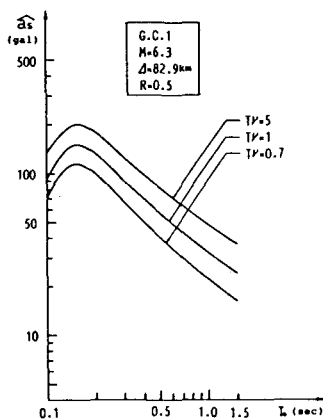


図3

参考文献

- 1) J.N.Yang et al: Distribution of Maximum And Statistical Response Spectra, ASCE, EM, VOL. 107 NO. 6 1981-12.
- 2) B.B. БОГОТЫН: 地震荷重に対する構造物の設計計算, CHPC, NO. 1, PP. 9-14, 1980.
- 3) 高岡宜善: 工学のための応用不規則関数論, 共立出版, 1975.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編(昭和55年 5月), 丸善, 1980.
- 5) 片山ほか: 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, 1978-7.