

構造物の非線形特性を考慮した耐震信頼性解析

鳥取大学工学部 正会員 白木 渡 鳥取大学大学院 学生員 ○西村克則
鳥取大学工学部 正会員 松保重之

1. まえがき 最近、構造物の安全性の検討における有効な方法として、確率論的な要素を扱う信頼性理論が盛んに研究されている。本研究では、地震に対する構造物の安全性の検討方法としてこの信頼性理論を適用した耐震信頼性解析を行う。また、構造物の安全性の検討においてはその終局限界状態における挙動を考慮して行われるようになってきているため、本研究でもこのような終局限界状態における挙動を考慮して地震に対する構造物の安全性の基準を定義する。そして、その基準に従い耐震信頼度の評価式を作成し、構造物および地震動に関するパラメータを不確定量として計算を行い、耐震信頼性解析の有効性について考察する。

2. 塑性変形による構造物の損傷を考慮した耐震信頼性解析 構造物が地震動により繰り返行われる塑性変形により損傷を受けるとし、それが塑性変形により吸収されるエネルギーに相当すると考えると、この構造物の損傷 E_p が構造物のエネルギー吸収能 W_p 以下 ($W_p \geq E_p$) であれば構造物は安全であるとして信頼性基準を定義する。構造物の損傷については、式(1)のように与えられる¹⁾。ここに、 $I_{E_{max}}$ = 最大地震強度、 ω_s = 構造物の固有円振動数、 ω_0 = 地動の卓越円振動数、 η = 累積塑性率、 γ_s = 構造物の減衰定数、 C_D = 式(1)に含まれる D の誤差係数、 C_v = 式(1)の誘導に用いられた等価速度式の誤差係数である。また、構造物のエネルギー吸収能は式(2)で与えられる。ここに、 a = 降伏点変位、 b = 許容塑性変形量である。さらに、最大地震強度 $I_{E_{max}}$ についてはその確率分布が式(3)のように与えられる¹⁾。ここに、 a_1, a_2, a_3 = 最大地震強度の確率分布の誘導に用いられたアテニュエーション式の係数、 σ_A = アテニュエーション式の誤差係数の標準偏差、 λ = 1年間、断層1km

当たりの地震の発生回数、 T_a = 地震動の強震部分の継続時間、 G_1, G_2 = その地域のマグニチュードの分布状況や震央距離、アテニュエーション式の係数によって決定される係数、 m_0, m_1 = 構造物に影響を与えると思われるマグニチュードの最小値および対象地域のマグニチュードの最大値、 r = 震央距離、 $\Phi_n(\cdot) = 1 - \Phi_n(\cdot)$ 、 $\Phi_n(\cdot)$ = 標準正規分布の累積分布関数である。以上示した各式を用いることにより式(4)のように耐震信頼度の評価式が作成できる。ここに、 $F_{I_{E_{max}}}(\delta)$ = 最大地震強度 $I_{E_{max}}$ の確率分布関数、 $f_x(\delta)$ = 確率変数ベクトル $X = (\omega_s, \gamma_s, \omega_0, T_a, C_D, C_v)$ の同時確率密度関数である。

3. 構造物の非線形変位応答スペクトルを用いた耐震信頼性解析

ここでは、構造物の地震に対する安全性の基準に構造物の非線形変位応答スペクトルを用い、非線形変位応答スペクトル u_s が構造物の許容変位 u ($= a$ (降伏点変位) + b (塑性変形量)) 以下 ($u \geq u_s$) であれば安全であるとして信頼性基準を定義する。また、構造物の非線形変位応答スペクトル u_s の確率分布は、式(5)のように与えられる²⁾。ここに、 $E(N_c(T_a))$ = 時間 T_a の間に総変位 x が降伏点変位 a より大きな値となる回数の期待値、 ν_a = 単位時間に x が a を超過する確率、 $E(N_a)$ = 平均超過回数、 δ = 平均降伏増分と呼ばれる塑性変形の平均振幅、 σ_{xL}^2 = 線形部分の変位 X_L の分散、 $S_a(\omega_s)$ = 地動加速度の(両側)スペクトル密度、 ω_s, γ_s = 構造物の固有円振動数および減衰定数、 ω_g, γ_g = 地盤の固有円振動数および減衰

$$E_p = Q I_{E_{max}} \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{aligned} & \omega_s^{-1} \leq 0.83 \omega_0^{-1} \text{の時} \\ & Q = 1.13 D^2 M \omega_0 \omega_s^{-2} C_v^2 C_D^2 \\ & \omega_s^{-1} > 0.83 \omega_0^{-1} \text{の時} \\ & Q = 0.785 D^2 M \omega_0^{-1} C_v^2 C_D^2 \end{aligned}$$

$$D = \frac{\eta + 0.15}{20(3\gamma_s + 1.2\gamma_s^{0.5})}$$

$$W_p = 0.5M\omega_s^2(a^2 + 2ab) \dots \dots (2)$$

$$F_{I_{E_{max}}}(i) = q_i(L) i^{-B/a_2} \dots \dots (3)$$

$$\begin{aligned} q_1(y) &= \lambda t K e^{B \cdot m_0 a_1 B^{a_2}} \\ & \cdot r^{1-a_2} G_1 G_2 \\ q_2(y) &= \lambda t (K-1) y \\ L &= 1.5r [a_1 B(m_1 - m_0)]^2 \\ C_{10} &= [1 \ln(i) - \ln(a_1) \\ & - a_3 m_1 + a_3 \ln(r)] / \sigma_A \\ K &= (1 - \exp[-B(m_1 - m_0)])^{-1} \end{aligned}$$

$$P_r = \int_{\delta} \{1 - F_{I_{E_{max}}}(\delta)\} f_x(\delta) d\delta \dots (4)$$

$$F_{u_s}(\delta) = \exp[-\{\exp(E(N_c(T_a))) - 1\} \exp(-b/\delta)] \dots (5)$$

$$\begin{aligned} E(N_c(t)) &= \frac{2\nu_a}{E(N_a)} t \\ \nu_a &= \frac{\omega_s}{2\pi} \exp\left(-\frac{a^2}{2\sigma_{xL}^2}\right) \\ E(N_a) &= \left\{1 - \exp\left[-\left(\frac{\pi}{2}\right)^{0.5} \frac{2a}{\sigma_{xL}} \left(\frac{\gamma_s}{\pi}\right)^{0.5}\right]\right\}^{-1} \\ \delta &= \frac{\sigma_{xL}^2}{2a} \left[1 + \frac{\sigma_{xL}(\omega_s)}{\sigma_{xL} a \omega_s^2}\right] \\ \sigma_{xL}^2 &= \frac{2\gamma_s \omega_s^3}{\omega_s^2} \\ S_a(\omega) &= \frac{\left[1 + 4\gamma_s \left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^2\right] S_0}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^2\right] + 4\gamma_s \left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^2} \end{aligned}$$

$$P_r = \int_{\delta} F_{u_s}(\delta) f_x(\delta) d\delta \dots \dots \dots (6)$$

定数、 T_a = 地震動の強震部分の継続時間、 S_0 = 基盤における地震動外乱のスペクトル密度である。以上示した各式を用いることにより式(6)のように耐震信頼度の評価式が作成できる。ここに、 $F_{us}(x)$ = 構造物の非線形変位応答スペクトルの確率分布関数、 $f_x(x)$ = 確率変数ベクトル $x = (\omega_s, \gamma_s, \omega_g, \gamma_g, T_a, S_0)$ の同時確率密度関数である。

4. 数値計算例および考察 本研究における耐震信頼度の計算においては、高速繰り返しモンテカルロ法を用いて行った。また、不確定量として扱った各パラメータについては、表-1に示すようにその確率特性を決定した³⁾。図-1は、式(4)において $\lambda = 0.0001$ とし、 $r = 10, 50, 100$ (km) としたときの耐震信頼度 P_r の計算結果を、図-2は、式(6)による耐震信頼度 P_r の計算結果を示している。いずれの図においても構造物の許容変位に着目し、降伏点変位 a を $a = 5$ (cm) とし、塑性変形量 b を変化させて計算を行った。これらの図から各パラメータを確定量とした場合と不確定量とした場合では耐震信頼度の評価にかなりの差が見られることが分かる。また、不確定量とした各パラメータの不規則性が耐震信頼度に及ぼす影響を調べるために、式(4)において $a = 5$ (cm)、 $b = 15$ (cm)、 $r = 50$ (km)、 $\lambda = 0.0001$ とし、各パラメータの変動係数を0.1, 0.5と変えた場合の破壊確率 $P_f (= 1 - P_r)$ の計算結果を表-2に、同様に式(6)について計算した結果を表-3に示す。これらの表から、構造物の固有円振動数の影響が他のパラメータに比べてかなり大きいことが分かる。以上のような数値計算例から分かるように、耐震信頼性解析は地震に対する構造物の安全性、並びに地震動および構造物に関する数々のパラメータが構造物の安全性に対してどのような関わりを持っているかを確率論的に評価することができ、有効な方法であると思われる。しかしながら、耐震信頼度の評価式の作成方法により、その中に含まれるパラメータが異なるため、目的にあった耐震信頼度の評価式の作成が必要である。

表-1

パラメータ	確率分布	平均値	変動係数	下限値
ω_s	対数正規分布	2π	0.1	
γ_s	対数正規分布	0.05	0.4	
ω_g	Rayleigh分布	20.25	0.445	
γ_g	Gumbel分布	0.321	0.423	
ω_0	Rayleigh分布	22.14	0.397	
T_a	Weibull分布	9.294	0.945	0.3
S_0	Weibull分布	37.80	2.315	0.09

ω : (rad/sec) T_a : (sec) S_0 : (cm²/sec²)

表-2

(a) ω_s と γ_s の不規則性の比較

$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.2199×10^{-2}	0.4542×10^{-2}
0.5	0.2289×10^{-2}	0.4660×10^{-2}

(b) ω_s と T_a の不規則性の比較

$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.1981×10^{-2}	0.3952×10^{-2}
0.5	0.2650×10^{-2}	0.5647×10^{-2}

(c) ω_s と S_0 の不規則性の比較

$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.2316×10^{-2}	0.4636×10^{-2}
0.5	0.2288×10^{-2}	0.4591×10^{-2}

表-3

(a) ω_s と γ_s の不規則性の比較

$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.3627×10^{-1}	0.4008×10^{-1}
0.5	0.3717×10^{-1}	0.4767×10^{-1}

(b) ω_s と ω_0 の不規則性の比較

$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.2893×10^{-1}	0.3601×10^{-1}
0.5	0.2650×10^{-1}	0.4705×10^{-1}

(c) ω_s と γ_g の不規則性の比較

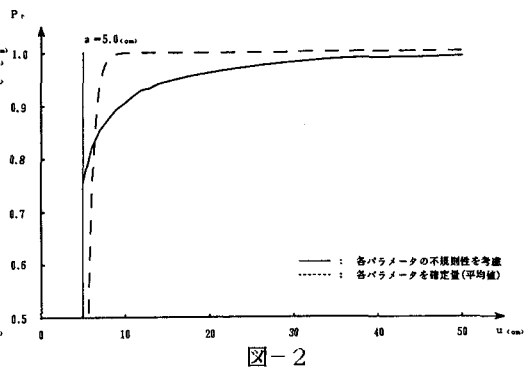
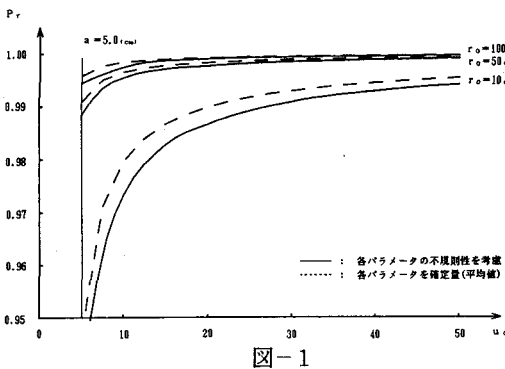
$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.3616×10^{-1}	0.4799×10^{-1}
0.5	0.3917×10^{-1}	0.5291×10^{-1}

(d) ω_s と T_a の不規則性の比較

$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.3840×10^{-1}	0.5550×10^{-1}
0.5	0.3745×10^{-1}	0.4743×10^{-1}

(e) ω_s と S_0 の不規則性の比較

$\sqrt{V_{r_s}} - V_{g_s}$	0.1	0.5
0.1	0.1129×10^{-1}	0.5837×10^{-1}
0.5	0.1671×10^{-1}	0.6617×10^{-1}



【参考文献】 1) H. Kuwamura and V. Galambos: Earthquake Load For Structural Reliability, J. Struct. Engrg. Vol. 115, No. 6, 1989-6. 2) R. Hasenzagl, H. Irtschik and F. Ziegler: Design Chart for Random Vibrations of Elasto-plastic Oscillation Subjected to Kanai-Tajimi Spectra, Reliability Engineering and System Safety 23, pp. 109-126, 1988-1. 3) S. P. Lai: Statistical Characterization of Strong Ground Motions Using Power Spectral Density Function, Bull. Seismol. Soc. Am. Vol. 72, No. 1, pp. 259-274, 1982-2.