

I-560

エネルギー一定則に基づくRC構造物の最適降伏震度

東京電機大学 理工学部 学生員○梅原健生
東電設計(株) 正会員 松島 学
東京電機大学 理工学部 正会員 松井邦人

(1) はじめに

過去の大地震により鉄筋コンクリート構造物(以下RC構造物)は、数多くの被害を受けてきた。構造物の耐震設計では、ある程度の損傷を経済的な理由から許すことが多い。本研究では、RC構造物が強震時にある程度の損傷を受けることを前提に、この問題を費用便益問題として考え、その最適降伏震度について検討するものである。

(2) 解析方法

地震時に構造物の塑性域まで考慮した最適降伏震度を期待総費用に基づく手法により求める。図1に解析フローを示す。そのフローは、①で応答スペクトルを設定する。これにより入力地震動の震度が与えられれば、②で設定した対象の構造物の応答速度を求めることができる。次に、③ではエネルギー一定則により対象とする構造物の塑性率を推定する。④では、求められた塑性率を用いて各降伏震度 α_v での期待総費用 C_T を求める。⑤で最小の期待総費用の時の設計震度 α_v が最適降伏震度 $\alpha_{v,opt}$ となる。

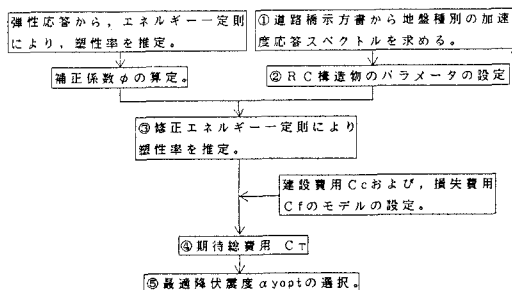


図1 解析の流れ

一般に、構造物の応答は、比較的短周期の範囲では、初期周期の等しい弾性系の最大ポテンシャルエネルギーと、弾塑性系のポテンシャルエネルギーとは降伏耐力にかかわらず等しいことが知られている。また、RC構造物の復元力特性は完全弾塑性とはならず、Degrading-Tri-Linear モデルが実際の部材の挙動とよく合致することが明かである。従って、この復元力特性を用いて弾塑性応答解析から求めた塑性率と、弾性応答値からエネルギー一定則により推

定される応答塑性率を図2に比較して示す。図に見られるように両者には、かなりの相関はあるものの、推定塑性率の方が大きくなる傾向がある。

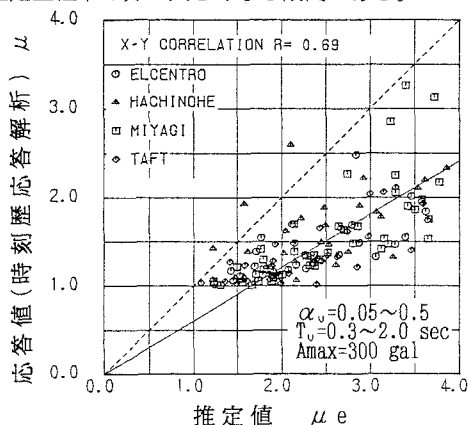


図2 応答値と推定値の相関

従って、次式のように線形回帰により補正した。

$$\mu_c = \phi \cdot \mu_e \quad (1)$$

ここで、 ϕ は補正係数で0.60とした。また、 μ_e はエネルギー一定則により求められた塑性率(2)式で表される。

$$\mu_e = 1/2 (1 + (Q_L/Q_V)^2) \quad (2)$$

ここで、 Q_L は最大塑性応答であり、 Q_V は降伏耐力である。静的な水平力は、加速度応答値 S_a を用いて次式で表される。

$$P_S = S_a \cdot m \quad (3)$$

ここで、(2)式の Q_L, Q_V を $Q_L = P_S, Q_V = \alpha_v \cdot m \cdot g$ とくと、(1)式は(2),(3)式より次式のように書き換えられる。

$$\mu_c = 1/2 \phi (1 + (S_a / \alpha_v \cdot g)^2) \quad (4)$$

本研究では加速度応答倍率のスペクトルは、地盤種別毎にその値を求めている道路橋示方書を採用した。従って、地表面の水平震度が与えられれば塑性率(4)式が推定される。なお、 g は重力加速度である。

本研究では構造物の耐用期間中に、設定された地震動が必ず生じることを前提に考えているので、期待総費用 C_T は次式で表される。

$$C_T = C_f + C_c \quad (5)$$

ここで、 C_f は構造物が損傷を受けたときの費用であ

り、 C_c は初期建設費用である。損傷時の費用は、塑性率をパラメータに(6)式で定義した。

$$C_f = \kappa \cdot L(\mu) \cdot C_c \quad (6)$$

ここで、損失関数 $L(\mu)$ の値は『コンクリート標準示方書』を参考に、 $\mu > 4.0$ の場合、 $L(\mu) = 2.0$ とし $\mu < 4.0$ の場合には、 $L(\mu) = 0.02 \cdot \mu^{3.32}$ とした。損失関数のモデルを図3に示す。 κ は社会的損失費用を考慮するための係数であり、1.0以上の値をとる。

初期建設費用 C_c は、構造物の降伏震度 α_y が増加するに連れて増大することが明らかである。そこで、次式のように固定費用 C_0 と降伏震度が大きくなると増大する費用 $\alpha_y \cdot \eta$ の2つで表せるものとした。

$$C_c = (1.0 + \eta \cdot \alpha_y) \cdot C_0 \quad (7)$$

初期建設費用 C_c のモデルを図4に示す。

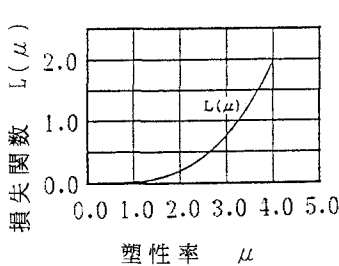


図3 損失関数

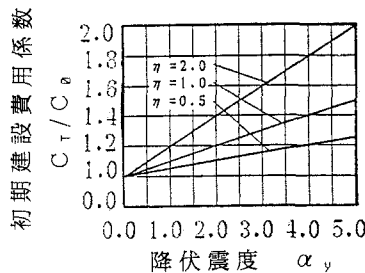


図4 初期建設費用

ここで問題となるのは初期建設費用増加率 η の値であるが、既用の積算資料などより $\eta = 0.5 \sim 2.0$ とした。

結局、期待総費用 C_T は(6), (7)の各式を(5)式に代入することにより次式のように無次元量 β_T として表される。

$$\beta_T = C_T / C_0 = (1.0 + \eta \cdot \alpha_y) (1.0 + \kappa \cdot L(\mu)) \quad (8)$$

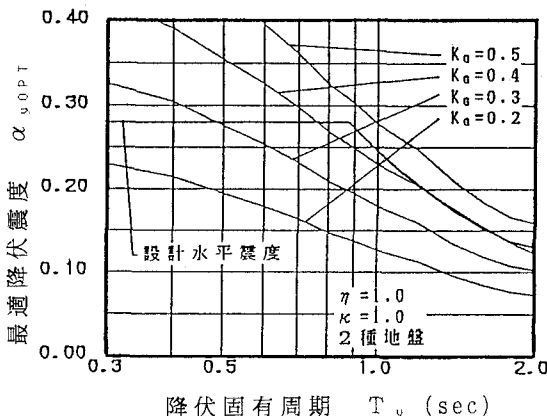


図5 設計地震震度の感度

従って最適降伏震度 $\alpha_{y,opt}$ は、 β_T が最小になる時の降伏震度 α_y を選択する。最適降伏震度 $\alpha_{y,opt}$ のモデルを図5に示す。

(3) 最適降伏震度

上述の方法により、設計地動震度 K_0 をパラメータにして最適降伏震度を求めた例を図5に示す。同図には、示方書から求められた設計水平震度も示す。ただし、計算条件として地盤は2種地盤、 $\eta = 1.0$, $\kappa = 1.0$ とした。

構造物の耐用期間内に生じる地動の最大加速度の平均的な値を300galと考えると、短周期($T_0 < 0.5$ sec)の範囲の現行の設計水平震度は、若干小さ目の値を与えることが見受けられる。しかし、実構造物の固有周期がこのように短い構造物は大断面となり、非

常に大きな減衰定数を持つことが一般的であり、必ずしも上述のようにはならないものと思われる。

次に地盤種をパラメータにした最適降伏震度を求めた例を図6に示す。ただし、計算条件として、 $\eta = 1.0$, $\kappa = 1.0$, $K_0 = 0.3$ とした。

地盤種別ごとに求めた最適降伏

震度では、1～3種地盤にはほとんど変化はなく、4種地盤だけ変化がみられた。この理由として、採用した道路橋示方書の加速度応答倍率が、1～3種まで等しく、4種のみ異なっているため上述のような結果となったと思われる。

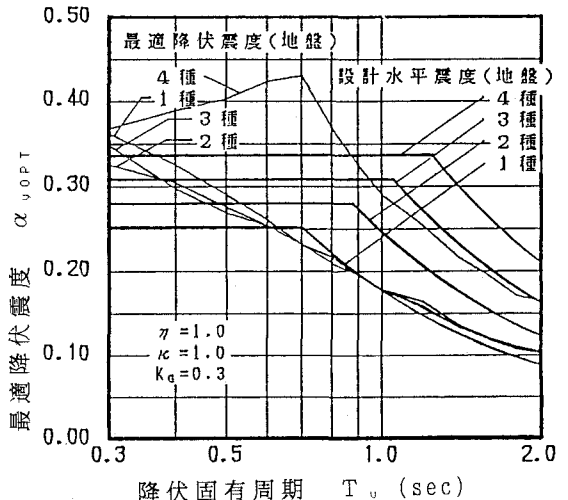


図6 地盤種別の感度