

大阪大学大学院 正会員 川谷 充郎
大阪大学工学部 学生員 ○金島也恵子

1. まえがき 近年、道路橋の設計において、現行の許容応力度設計法から信頼性を抛りどころとした限界状態設計法への移行が進められている。これまでの研究^{1), 2)}では、道路橋鋼製橋脚の各々の限界状態における超過確率を求め、その限界状態確率を基に死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重、風荷重を取り上げ、荷重係数の評価を行ってきた。ここでは、構造物が地震動により弾塑性応答する場合を近似的に取り扱い、荷重係数と限界状態確率に及ぼす影響を検討する。

2. 荷重係数決定法³⁾ 荷重係数決定の際には次の基本的な考え方に従う。ある限界状態において、その超過確率の目標とする値に対して、各構造物の限界状態確率のばらつきを小さくすることにより、各構造物に対してより均一な安全性が得られると考えられる。

3. 解析モデル **3.1 橋脚モデル** 構造物は阪神高速道路の代表的な高架橋を対象とし、Fig.1 に示すように下部工についてモデル化する。対象とする上部構造は支間長を変えた 3 径間連続鋼箱桁橋であり、下部構造は橋脚の長さと幅を変えた鋼製ラーメンである。

3.2 荷重モデル (1) **死荷重** ばらつきは他の荷重に比べて非常に小さいため、 $\gamma_D = 1.05$ の確定値として評価する。(2) **活荷重** 交通実態調査に基づいたシミュレーションを行い、交通条件を通常渋滞（大型車混入率 20%）と突発渋滞（大型車混入率 60%）とし、活荷重だけを考える場合、および発生頻度の高い温度荷重との組合せを考える場合に突発渋滞を考える。なお、平成 5 年に設計自動車荷重が改定され、車両総重量の制限が 20tf から 25tf に引き上げられたことに関しては、積載車および過積載車の大型車の重量を 25% 増しにすることで考慮する。(3) **温度荷重** 架設時温度を 15℃ であると仮定し、構造物温度の頻度分布は正規分布となり、架設時温度を中心にして左右対称である。(4) **地震荷重** 各構造物の固有周期に応じた応答加速度を用いる。さらに減衰定数の固有周期依存および塑性率による応答加速度の低減を考慮し、地震荷重モデルとする。構造物が降伏点を超えて弾塑性応答する場合の効果を取り入れた非線形応答加速度の推定は、亀田らの方法⁴⁾により、塑性率 μ をパラメータとして、 μ に対応する非弾性応答加速度を求める。塑性率 μ は降伏変位を δ_y 、弾塑性応答変位を δ_{max} とするとき、 $\mu = \delta_{max} / \delta_y$ で表わされる。 $\mu = 2$ とすることで、構造物の非線形挙動を近似的に取り扱う。(5) **風荷重** 阪神地域における自然風のデータをもとにした報告書⁵⁾で提案されたモデルを用いる。過去 53 年の年最大風速のデータから、室戸台風など 7 つの超大型台風と類似の経路を巡った台風のデータと、それ以外の要因のデータに分けて考える。

4. 限界状態と目標限界状態確率 各荷重組合せによる限界状態は、降伏応力度 σ_y や許容応力度 σ_a のような限られた応力度のみで最も卓越するとは限らない。そこで本研究では、現在の許容応力度設計法における照査の実状を反映して、限界状態を [割増し係数] × 許容応力度とし、その対象とする荷重組合せでは、その割増した応力度で限界状態が卓越すると仮定する。また、目標限界状態確率は現行設計法を基にしたコード・キャリブレーションにより決定するべきであるが、経験的な工学的判断の基にその値を仮定した。

5. 荷重係数と限界状態確率 使用鋼材を SM490Y とし、各荷重組合せごとの荷重係数を、その限界状態と目標限界状態確率を併せて Table 1 に示す。linear および nonlinear は、それぞれ弾性域のみの線形挙動を考慮する場合と塑性域までの非線形挙動を考慮する場合を表している。これより地震荷重係数は、nonlinear の場合に linear の場合の半分以下になっていることがわかる。また、この荷重係数を用いて算定される限界状態

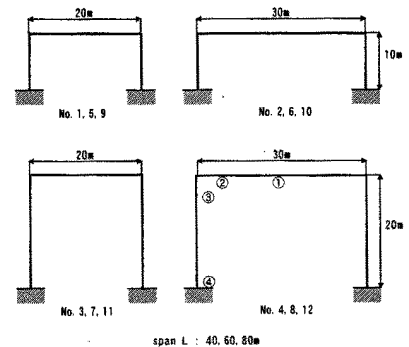


Fig.1 Skeleton of structures and points model

確率を Fig.2 および Fig.3 に示す。

なお、図中に示す番号は限界状態確率が最大となる着目断面であるが、全ての構造物において橋脚基部(④)で最大となっていることから、この断面における板厚を Fig.4 および Fig.5 に示す。linear においては多くの構造物が地震荷重を含む組合せで板厚が決定しているのに対し、

nonlinear では地震荷重を含む荷重組合せで板厚が決定することはない。これは塑性域まで考慮することによって、地震荷重係数が小さく算定されたためであるが、地震の

影響を被りやすい構造物 No.3,7,11 では、特に決定板厚は小さくなっている。また、これらの構造物は風による横荷重の影響も被りやすいため、nonlinear では風荷重を含む組合せで安全性の余裕が少ない状態で設計されることから、限界状態確率は大きくなっている。

6. 荷重係数設計法と許容応力度設計法 Fig.2 および Fig.3 に、許容応力度設計法で設計した場合の各構造物の限界状態確率を併せて併記する。2つの破線は、上から σ_u と σ_y における目標限界状態確率を示している。これより、荷重係数設計法の方が許容応力度設計法と比較して目標限界状態確率からのばらつきが小さくなっていることがわかる。すなわち、様々な形状の橋脚を含む道路橋に対して、荷重係数設計法は許容応力度設計法と比較して、信頼性のレベルを近づけることができる。

【参考文献】

- 1) 川谷 充郎・星加益朗・濱田 洋・工藤 浩：道路橋鋼製橋脚の限界状態確率に基づく荷重組合せと荷重係数，Vol. 40A，pp. 629-636，1994. 3.
- 2) 川谷 充郎・工藤 浩・今枝拓也：道路橋の設計活荷重の変更に伴う限界状態設計の荷重係数について，土木学会第 49 回年次学術講演会公演概要集，I-396，1994. 9.
- 3) Shinozuka, M.: Load Combination and Load Resistance Factor Design, IABSE Symposium, pp.65-69, Sep., 1986, Tokyo
- 4) Milutinovic, Z. and Kameda, H. : Statistical Model for Estimation of Inelastic Response Spectra, Proc. of JSCE, Structural Eng. / Earthquake Eng., Vol. 1, No. 2, pp. 105-114, Oct., 1984.
- 5) 阪神高速道路公団：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，設計荷重（HDL）委員会報告書，1986. 12.

Table 1 Load factors

Load combination		Target P_f	Limit state (kgf/cm ²)
linear	nonlinear		
1.05D+1.07L	same as the left	1.0×10^{-1}	1.00×2100
1.05D+1.04L+0.71T	same as the left	0.5×10^{-1}	1.15×2100
1.05D+1.59E	1.05D+0.77E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
1.05D+1.12T+1.40E	1.05D+1.10T+0.62E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+1.55L+0.44E	1.05D+1.39L+0.14E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+1.15W	same as the left	0.5×10^{-1}	1.25×2100
1.05D+0.77T+0.83W	same as the left	0.5×10^{-1}	1.35×2100
1.05D+0.76L+1.20W	same as the left	0.5×10^{-1}	1.35×2100

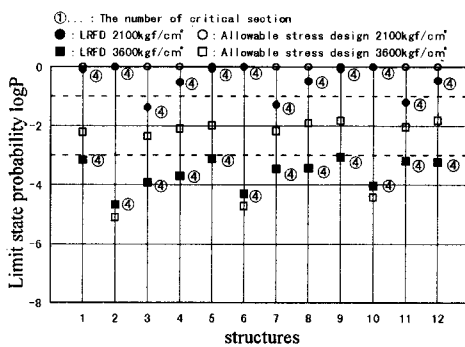


Fig.2 Limit state probability(linear)

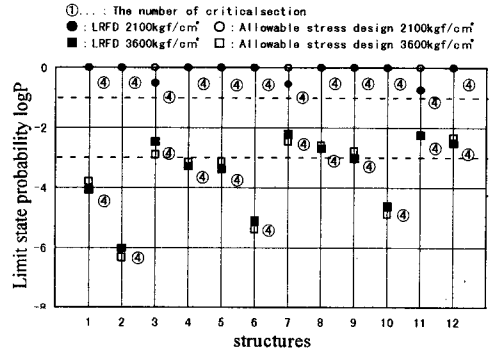


Fig.3 Limit state probability(nonlinear)

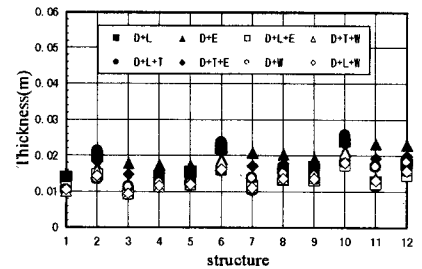


Fig.4 Thickness (linear)

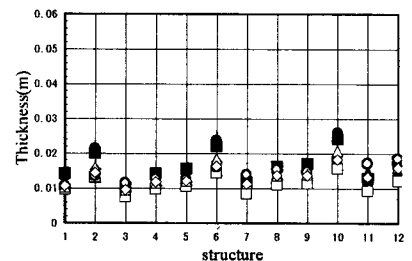


Fig.5 Thickness (nonlinear)