

大阪大学工学部 正 員 川谷充郎

大阪大学大学院 学生員○工藤 浩

大阪大学工学部 学生員 今枝拓也

1. はじめに 限界状態設計法の導入にあたり、構造物に種々の荷重が同時に作用する場合について、設計照査として考慮する荷重組合せと荷重係数の評価が必要である。本研究では、構造物の設計に関わる不確定要素の中で作用荷重に関するものに着目し、代表的荷重として死荷重D、活荷重L、温度荷重T、地震荷重E、風荷重Wを取り上げ、各々の荷重強度の確率分布ならびにそれらの組合せ荷重の同時発生確率を考慮して限界状態確率を求め、それを基に荷重組合せと荷重係数を評価する。今回、地震荷重と風荷重について、より合理的なモデルを考え、地震荷重に減衰定数を考慮し、風荷重の継続時間の算定について説明する。

2. 荷重係数決定法 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る¹⁾。

3. 解析モデル (1) 構造物モデル 対象とする構造物は3径間連続鋼桁橋の鋼製門型ラーメン橋脚であり Fig. 1に示すような12種類のモデルを考える。使用鋼材をSM490Yとし、各荷重組合せにおける限界状態は、許容応力度の割り増しを参考に、“割り増し係数 $\times 2100\text{kgf/cm}^2$ ”と仮定し、目標限界状態確率もそれにあわせて設定した。

(2) 死荷重、風荷重、温度荷重モデル 実働荷重のモデルは実測データを基に作成した²⁾。死荷重は、そのばらつきが他の荷重に比べて非常に小さく、ここでは荷重係数を $\gamma_D=1.05$ の確定値として評価する。活荷重は交通実態調査に基づくシミュレーションより極値I型分布に適合する。温度荷重の荷重強度特性は正規分布によく適合することが分かっている。

(3) 地震荷重モデル 地震荷重は、各構造物の固有周期に応じた応答加速度を用い、さらに、減衰定数の周期依存による低減を考慮し、地震荷重モデルとする。応答加速度分布は極値III型分布によく適合する。減衰定数は道路橋示方書では、固有周期が1.0秒をこえる範囲では減衰定数を0.02、固有周期0.5秒のとき減衰定数を $h=0.2 \sim 0.4$ と考えている。そこで本研究では、固有周期1.0秒で $h=0.02$ 、0.2秒で $h=0.2$ とした線形補間式 $h=0.225T-0.245$ を用いる。Fig. 2に構造物 Nos. 1~4の確率密度関数を示す。

(4) 風荷重モデル 風荷重のモデル化は、大阪における1929年から1981年の53年間の年最大風速の記録から超大型台風と類似経路の台風による強風と、それ以外の要因のものに分けると、それぞれ極値I型分布に

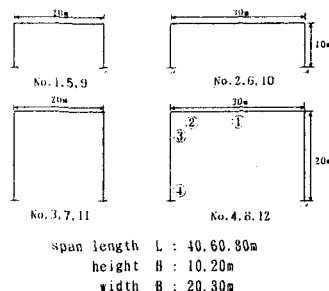


Fig. 1 Structural models

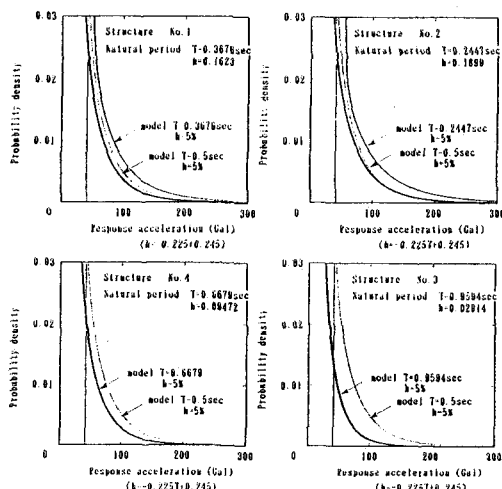


Fig. 2 Probability density function for earthquake load

Table 1 Duration of wind load

load combination	wind speed (m/s)	limit state probability	wind speed level (m/s)	duration (hour)
D + W ₁ W ₂	49.64	—	40	0.3799 2.45×10^{-3}
D + T + W ₁ W ₂	40	0.4346×10^{-1}	40	0.3799 2.45×10^{-3}
D + L + W ₁ W ₂	20	0.4376×10^{-1}	20	10.8 0.967

W1:類似経路
W2:非類似経路

Mitsuo KAWATANI, Hiroshi KUDO and Takuya IMAEDA

適合することが確認された。風荷重を含む荷重組合せごとの風荷重の継続時間は、最大風速 V_p と風荷重の風速レベルから求められる³⁾。現行設計法により設計した断面に対し限界状態を超える風速を計算したところ、各荷重組合せについてTable 1の左から2行目に示すような結果が得られた。そこで本研究では、阪神高速道路公団の交通規制の対象風速(25m/s)を参考に、荷重組合せごとの風速レベルをD+W, D+T+Wで40m/s, D+L+Wで20m/sと設定し、継続時間、同時発生頻度を計算する。最大風速 V_p をそれぞれの強風の50年再現期待値としたときの継続時間をTable 1に示す。計算の結果、D+W, D+T+W組合せでは、類似経路以外の強風の継続時間は9秒たらずであり無視してよいと考えられる。

5. 数値計算 (1) 荷重係数 以上の条件による各荷重組合せにおける荷重係数の試算結果をTable 2に示す。風荷重を含む荷重組合せでは類似経路の強風と非類似経路の強風はそれぞれ独立に発生するものとして限界状態確率を計算し、同一の設計フォーマットで表現する。

(2) 限界状態確率 Table 2の設計フォーマットによる各構造物の限界状態確率をFig. 3に示す。図中には許容応力度設計法により設計した場合の限界状態確率を合わせて示す。 σ_s および σ_y の各応力度について荷重係数設計法による場合の目標限界状態確率まわりのばらつきは、許容応力度設計法によるものと比べて小さくなっており、より最適化されていることがわかる。

(3) 設計断面 σ_y に関して構造物として限界状態に達する最大の限界状態確率は、すべての構造物において柱基部で決定している。Table 2の荷重係数により設計した柱基部の板厚をFig. 4に示す。柱基部では梁端部(Fig. 5)など他断面に比べて、限界状態の応力度の比較的高い地震荷重を含む組合せで設計した断面厚が大きくなっている。このため、 σ_y の目標値に近い限界状態確率になることが予想でき、Fig. 3においてNos. 2, 6, 10以外ではそのような傾向が認められる。また温度荷重の影響の大きいモデルNos. 2, 6, 10では、D+T+Eの組合せでかなり安全な板厚を与える傾向がある。現行の道路橋示方書では、この荷重組合せを考慮していないことより、文献4)ではD+T+Eの組合せを除いた場合について検討している。

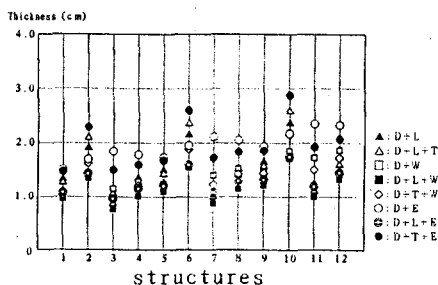


Fig. 4 Thickness of column base

load combination	Target P_r *	limit state(kgf/cm ²)
1.05D+1.07L	1.0×10^{-1}	1.00×2100
1.05D+0.72T+1.03L	0.5×10^{-1}	1.15×2100
1.05D+1.62E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
1.05D+2.09T+1.38E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+1.78L+0.43E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+1.20W	0.5×10^{-1}	1.25×2100
1.05D+0.74T+1.02W	0.5×10^{-1}	1.35×2100
1.05D+0.88L+0.34W	0.5×10^{-1}	1.35×2100

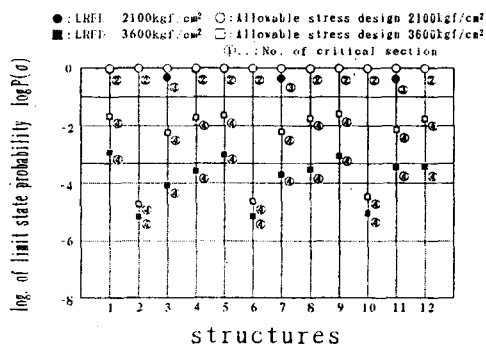


Fig. 3 Limit state probabilities

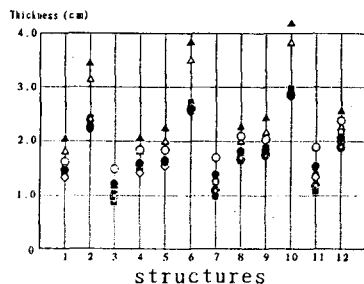


Fig. 5 Thickness of beam end

【参考文献】

- 1) 川谷充郎・高森博之・星加益朗・古田 均・久保雅邦：道路橋の信頼性設計における荷重組合せと荷重係数，JCOSSAR '91 論文集，pp. 519-526，1991. 11.
- 2) 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.
- 3) 河堤徹・多賀直恒・岡田恒：観測記録に基づいた年最大風速と継続時間の関係，日本風工学会誌，第49号，p 25-33，1991. 11.
- 4) 川谷充郎・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，平成5年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，I-103，1993. 5.