

名古屋大学 正 員 福本 晴士

新日本技研 正 員 O 奥田 順一

## 1. はじめに

鋼柱の軸抗強度の変動係数は、実験的および理論的研究から、その柱材は、かなり明らかである。図-1(4)(5)は熱間圧延H形柱(鋼軸)、溶接箱形柱、溶接H形柱(鋼軸)、に対する座屈強度の変動性の様子を示したものであり、 $m$ 、 $m-2S$ の値を与えている。図中の歐洲断面以外は著者の行った実験および計算結果である。(4)(5)。また、図-2はこれらの結果をもとに変動係数無次元化長さを横軸としてプロットしたものである。変動係数は横軸の1.0~1.2の範囲で最大となる傾向が、山形とされている。同一形状に対して断面寸法の違いによる変動係数の差はあまりみられない。溶接H形柱の変動性の最も著しいことを示している。構造物の信頼性にもとづく安全性は、このような軸抗強度( $R$ )とよばれる構造物固有の強度と、これに作用する外力の分布との確率的評価を行う必要がある。

## 2. 作用荷重

橋梁に作用する活荷重分布は建設省土木研究所による調査(4)から、現在橋梁に作用する自動車荷重の、ある一定期間内における実測値をもとにして得られている。橋梁が使用中における最大荷重の分布形状とは異なるが、ここでは、一計算例として、現行の道路橋設計示方書(実示)の設計荷重をもとに許容圧縮応度 $\sigma_a$ より設計された橋梁の破壊確率を、実測した荷重分布から求めた荷重効果(断面力)分布と柱の軸抗強度の変動性をもとに求めた。いま、荷重の組合せを死荷重と活荷重とによるものとし、死荷重は確定量と仮定し、荷重の変動は活荷重の変動のみとする。現行の設計荷重 $L-20$ より許容圧縮応度 $\sigma_a$ 一桁に設計された橋梁に作用する荷重効果の平均値 $Q_M$ と変動係数 $W_Q$ は、

$$Q_M = \sigma_a (1 - p + pm) \quad (1)$$

$$W_Q = sp / (1 - p + pm)$$

となる。ここに、 $p$  = 設計荷重 $p$ 占める活荷重比、 $m$  = 活荷重効果の平均値を設計荷重効果を無次元化したもの、 $S$  = 活荷重効果の標準偏差を設計荷重効果を無次元化したもの。ここで  $m$ 、 $S$  は文献(4)の実測荷重分布より、 $sp = 60m$ 、幅員2車線、完全活荷重時の橋梁では

$$m = M / M_{L-20} = 0.661$$

$$S = S / M_{L-20} = 0.204$$

で得られている。 $M_{L-20}$ は設計荷重 $L-20$ による荷重効果の基準値である。 $M_{L-20}$ は断面力として曲げモーメントで表わされているが、このときの構造要素としての柱の許容圧縮応度一桁に設計されているとみなしている。 $M_{L-20}$ と柱の軸抗強度 $R$ との関係は、

3. safety - index  $\beta$ 

軸抗強度( $R$ )および荷重効果分布( $Q$ )をもとに構造物の破壊確率 $P_f$ を求めるので、その分布を仮定する確率分布関数の選定によって、結果に大きな影響を与えることと安全性の評価を困難としている。確率分布関数の相違が破壊確率の値に及ぼす影響をできるだけ減らすため、確率変数 $R$ 、 $Q$ の自然対数をとると、(5)

$$P_f = P(\ln R / Q < 0) \quad (2)$$

と与えられる。標準化変数 $S$ は

$$S = [\ln R / Q - \{ \ln R / Q \}_M] / S_{\ln R / Q} \quad (3)$$

と定着すると、

$$k_f = F_s \left( \frac{-\{\ln R/Q\}_m}{S \ln R/Q} \right) \quad (4)$$

となり、 $\{\ln R/Q\}_m / S \ln R/Q$  の値は  $\beta$  と表わす。この値を safety-index と定着し、 $\beta$  と表わし  
てゐる。また  $\beta$  は、一次近似により、次のように表わす。

$$\beta = \ln R_m / Q_m / \sqrt{w_R^2 + w_Q^2} \quad (5)$$

ここで、 $w_R$ 、 $w_Q$  は並布強度および荷重効果分布の変動係数である。

#### 4. 現行許容応力度との比較

熱間圧延H形柱、溶接箱形柱、溶接H形柱の並布強度分布として、表-1のような値を用い、完全荷重効果分布  
の平均値と変動係数より、式(5)を用いて、 $\beta$  値を求めると、完全波帯両端、 $\beta = 0.5$  では、図-3のようにな  
る。溶接H形柱では、横軸の細長比に対して  $\beta$  値は変化してゐる。 $\beta$  の値が断面形状、細長比に対して一定値を  
保つてゐるのは、現行の許容応力度のもとで設計されてゐるが、同一の破壊確率を有してゐることを示してゐる。

いま、完全波帯両端として、 $\beta = 6.5$  を確保するような存在を設計する下での許容応力度式を求めると、図-4  
のようになり、これは現行の許容応力度式と比較してある。三種の鋼柱に対して、同一の  $\beta$  値を確保する下での  
許容応力度式はそれぞれ異なるものであり、これは、それぞれの鋼柱の並布強度の異なりが反映されてゐる。  
 $\beta$  値を規定し、断面形状の違い、細長比に対して同一の破壊確率を確保するような存在の許容応力度曲線を得るこ  
とができる。

表-1

|     | Rolled H |       | Box   |       | Welded H |       |
|-----|----------|-------|-------|-------|----------|-------|
| S/P | M        | w     | M     | w     | M        | w     |
| 60  | 0.941    | 0.025 | 0.761 | 0.096 | 0.579    | 0.078 |
| 80  | 0.899    | 0.051 | 0.526 | 0.072 | 0.482    | 0.116 |
| 100 | 0.727    | 0.068 | 0.572 | 0.089 | 0.406    | 0.116 |
| 120 | 0.557    | 0.060 | 0.425 | 0.087 | 0.375    | 0.094 |

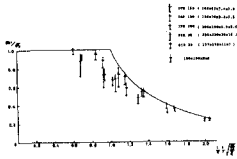


図-1 (a)

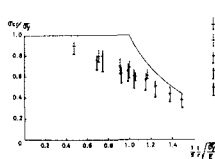


図-1 (b)

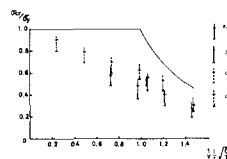


図-1 (c)

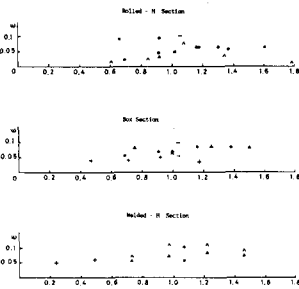


図-2

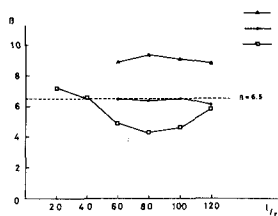


図-3

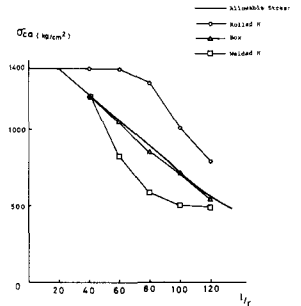


図-4

参考文献: ①福本、青木、土木学会論文報告集 No. 201 1972, 5. ②福本、青木、土木学会論文報告集 No. 222 1974, 2. ③福本、堀田、土木学会年次学術講演会概要集 I-76, ④建設省土木研究所資料 7701号 1971, 11. ⑤例えば、A. H-S. Ang, Lecture Notes on Structural Reliability and Probability - Based Design, Univ of Tokyo, April, 1976