

九州大学工学部 学生員 石橋 治
正員 彦坂 照
正員 吉村虎蔵

1. まえがき H形鋼柱の座屈強度、極限強度の平均値、標準偏差、変動係数をモンテカルロ・シミュレーション法を用いて算出した。また、その結果および既往の座屈実験データ¹⁾を用いて、現行鋼道橋示方書の設計式に圧延および溶接H形鋼柱の安全性水準の評価を試みた。

2. 座屈強度および極限強度の確率量の計算 座屈強度、極限強度のばつぎに影響をおよぼす要因として考えるのは、材料の降伏応力、弾性係数、断面寸法、残留応力、初期たわみ、荷重の偏心等である。こゝでは、材料の降伏応力(σ_y)、弾性係数(E)、残留応力(σ_{rc})、初期たわみ(V_0)を確率量として取り上げる。

2.1 接線係数理論による座屈強度の算定 材料を完全弾塑性体と仮定し、図-1の合桁形の残留応力を有する材長 l の圧延H形鋼柱を考える。この鋼柱を圧縮すると、圧縮応力が $\sigma_p = \sigma_y - \sigma_{rc}$ を越えると断面はフランク外縁より降伏をはじめ、このときの軸荷重は $P_y = \int \sigma_p dA$ より求まる。また、弾性域の断面二次モーメントを I_e とすると、接線係数荷重 P_t は

$$P_t = \pi^2 EI_e / l^2$$

上式の両辺を $(A \times \sigma_y)$ で除し、座屈強度を σ_{cr} とすると次式を得る。

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = \pi^2 E (I_e / I) / (l / r)^2 = (I_e / I) / \bar{\lambda}^2 \quad (\text{但し } \bar{\lambda} = (l / r) / \pi \times \sqrt{\sigma_y / E}, r = \sqrt{I / A}) \quad (1)$$

$P = P_t$ とあれば I_e / I は算定でき、これを(1)式に代入して (σ_{cr} / σ_y) を算定する。

2.2 M-P法による鋼柱の極限強度の算定 上記と同様の圧延H形鋼柱を考える。柱の初期たわみは正弦曲線 $V_0 = V_{oc} \sin(\pi x / l)$ と仮定し、試算荷重を P 、それによって生じる付加たわみの初期値を $V_a = V_{ac} \sin(\pi x / l)$ と置く。まず P に対応するM-P曲線を算定する。つぎに $M = P(V_0 + V_a)$ よりモーメント M を算定しM-P曲線より曲率を求める。この曲率を部材軸に沿って積分し、新たな付加たわみ V_a を算定する。ある P のもと上記の操作を V_a が収束するまで繰り返す。試算荷重 P のある値 P_{max} を越えると V_a が収束しなくなるが、この P_{max} を柱の極限強度とする。

2.3 確率変数のモデル こゝで取り上げた確率変数のうち、降伏応力、弾性係数、残留応力は正規分布とし、初期たわみは対数正規分布とする。計算に使用したデータを表-1に示す。

3. 鋼柱の安全性水準の評価

現行鋼道橋示方書の活荷重($L-20$ 荷重)と死荷重を用いて設計した鋼柱の安全性水準を2次モーメント法により評価する。評価には下記の安全性指標を用いた。

$$\beta = \ln(R / \bar{S}) / \sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2} \quad (2)$$

こゝで、 R, Ω_R : 鋼柱強度の平均値、変動係数

$\bar{S}, \Omega_S$: 荷重強度の平均値、変動係数

まず、活荷重によって生じる応力を σ^* 、死荷重応力を

表-1 圧延形鋼柱の弾性係数、降伏応力、初期たわみのばつぎ

	平均値	標準偏差	変動係数
弾性係数 E	2.18×10^4 kg/cm ²	0.034×10^4 kg/cm ²	0.015
降伏応力 σ_y	2890.0 kg/cm ²	38.7 kg/cm ²	0.013
初期たわみ V_{oc}	$3.003 \times 10^{-4} \times l$	$1.554 \times 10^{-4} \times l$	0.517
残留応力 σ_{rc}	$1.4 \times \bar{\sigma}_y$	$0.588 \times \bar{\sigma}_y$	0.42

($\bar{\sigma}_y$ は降伏応力の平均値)

σ , 許容応力を σ^* とする。次に実荷重能力および実死荷重能力の平均値と変動係数をそれぞれ $\bar{S}_L$, $\bar{D}$, S_D とする。作用荷重解析上の誤差 Δ を含めた活荷重および死荷重能力の変動係数は、 $\Omega_L = \sqrt{S_L^2 + \Delta^2}$, $\Omega_D = \sqrt{S_D^2 + \Delta^2}$ とする。許容能力設計法で設計された鋼柱は $\sigma^* \geq (1 + \sigma^*)$ を満足しているか。ここを最も厳しい状態 $\sigma^* = (1 + \sigma^*)$ で設計された鋼柱について考える。実全荷重能力の平均値 $\bar{S}$, 変動係数 Ω_S は $\sigma^*/\bar{S}$ が定まれば

$$\bar{S} = \bar{L} + \bar{D} \quad \Omega_S = \frac{1}{\sqrt{p+1}} \sqrt{p^2 \Omega_D^2 + \Omega_L^2} \quad (\text{但し } p = \bar{D}/\bar{L})$$

となり、安全性指標が求まる。数値計算に際しては実荷重能力は完全浸漬時の活荷重能力 $\bar{L}/\sigma^* = 0.8$, $S_L = 0.43$ を使用し³⁾ 実死荷重能力については $\bar{D}/\sigma^* = 1.0$, $S_D = 0.015$ ⁵⁾ とし Δ は 0.05 ⁴⁾ を用いる。また、極限強度については、圧延ではシミュレーションによって得た値、溶接では文献²⁾の値を用いた。

4. 結果と考察

計算により得られた結果の一部を図-2, 3.

表-2, 3に示す。これから

(1) 図-2は $\bar{\lambda} = 1.0$ の圧延形鋼柱の接線係数理論に基づくシミュレーションによって得られた座屈強度分布をヒストグラムにまとめ

たものであるが、ほぼ正規分布することからわかる。

(2) 図-3は接線係数理論およびM-P法に基づくシミュレーションによって得られた圧延形鋼柱の強度の平均値および変動係数を示したものであるが、残留能力のばらつきも、初期にのみ

のばらつきも $\bar{\lambda} = 0.6 \sim 1.2$ の間に強度のばらつきに大きな影響を与えることを示している。

(3) 表-2, 3は溶接形鋼柱および圧延形鋼柱の安全性指標である。これによると、圧延も溶接も $\bar{\lambda} = 1.2$ 付近で最も安全性指標は小さくなる。圧延形では $\sigma^*/\bar{S}$ が小さい時は $\bar{\lambda} = 0.6$ よりも $\bar{\lambda} = 1.0$ の柱の安全性指標が大きい。 $\sigma^*/\bar{S}$ が大きくなると逆の傾向を示す。これは $\sigma^*/\bar{S}$ が小さいと強度のばらつきは安全性指標に余り影響を及ぼさないが $\sigma^*/\bar{S}$ が大きくなると強度のばらつきの影響が大きくなるためである。当然ながら溶接は圧延に比べて安全性指標がかなり小さくなっている。

<参考文献>

1) 青木・福本：溶接H型鋼柱の座屈強度の分布について，工本学会論文報告集，第222号

2) 青木・福本：鋼柱の座屈強度のばらつきにおよぼす残留能力分布の影響について，工本学会論文報告集第201号

3) 国広智男，柳倉肇，他：設計活荷重に関する研究—交通荷重の定数と橋梁設計への適用—工研資料 70-1号

4) A.H.S. Ang：構造信頼性と確率論に基づいた設計，橋梁と基礎，1974-6, 1977-7.

5) 伊藤孝：構造設計における安全性の規範，工本学会誌，Vol. 60-9, 1975.

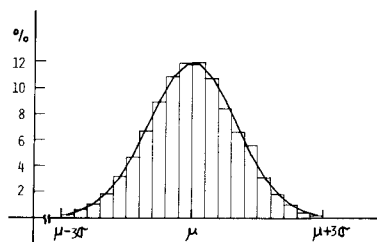


図-2 圧延形鋼柱の座屈強度の分布 ($\bar{\lambda} = 1.0$)

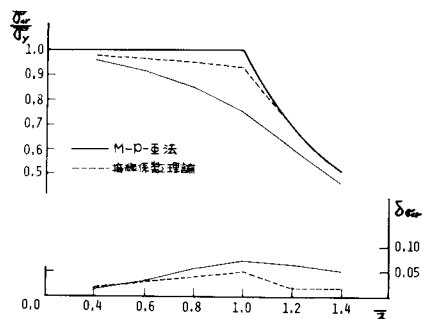


図-3 座屈強度・極限強度

の平均値および変動係数

表-2 圧延形鋼柱の安全性指標

$\bar{\lambda}$ $\bar{D}/\bar{L}$	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
0.5	3.515	3.751	3.766	3.521	3.562
1.0	4.455	4.649	4.694	4.397	4.476
1.5	5.594	5.770	5.760	5.419	5.564
2.0	6.456	6.581	6.510	6.147	6.362
2.5	7.390	7.288	7.087	6.717	7.003
3.0	7.877	7.848	7.627	7.257	7.624

表-3 溶接形鋼柱の安全性指標

$\bar{\lambda}$ $\bar{D}/\bar{L}$	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
0.5	2.518	2.286	2.277	2.233	2.871
1.0	3.091	2.836	2.768	2.725	3.578
1.5	3.696	3.284	3.137	3.099	4.133
2.0	4.212	3.627	3.403	3.371	4.554
2.5	4.627	3.886	3.582	3.561	4.852
3.0	5.039	4.106	3.739	3.725	5.120