

I-96

P-Δ法と有効座屈長法による  
塔の限界強度評価について

東京都立大学 正会員 野上邦榮  
八千代エンジニアリング 正会員 上田浩章  
芝浦工業大学 正会員 山本一之

1. まえがき

近年の国内外における吊橋の長大化への発展は目覚ましく、従来のトラス形式に加え景観の面からラーメン形式の主塔も架けられている。現在わが国では、座屈に対する安全性の照査を行う場合、有効座屈長の概念を用いた許容応力度設計法が採用されているが、道路橋示方書<sup>1)</sup>に従った有効座屈長を用いた場合構造部材の耐荷力は、一般に安全側に評価される傾向にある。また、最近有効座屈長の算出法に弾性固有値解析が採用される橋梁も増加しているが、設計技術者からその不合理性が指摘されている<sup>2) 3)</sup>。

一方、欧州を中心に有効座屈長を用いずに横方向の変形の影響を考慮した設計法としてP-Δ法が規定されており、わが国でもラーメン構造物を対象にした設計法が提案されている<sup>2)</sup>。

ここでは、従来の有効座屈長を用いた、いわゆる有効座屈長法と変形の影響を考慮したP-Δ法について実橋レベルのラーメン形式主塔を具体的数値計算例として取り上げ、それらの限界強度評価について比較検討している。

表-1 有効座屈長法

	AISC	LRFD	JSHB	JR	HSBA
構造解析	最小変位理論	最小変位理論	最小変位理論	最小変位理論	有限変位理論
強度照査式	$\frac{N}{N_c} + \frac{C \cdot M}{(1-N/N_c)M_c} \leq 1.0$ $\frac{M}{M_c} = 1.18 \left(1 - \frac{N}{N_c}\right) \leq 1.0$ $C_c = 0.85$	$\frac{N}{N_c} + \frac{2M}{9M_c} \leq 1.0$ , $\frac{N}{N_c} \geq 0.2$ $\frac{M}{M_c} + \frac{M'}{2N_c} \leq 1.0$ , $\frac{N}{N_c} \geq 0.2$ $M' = B_1 M_c + B_2 M_c$ $B_1 = \frac{C}{1-N/N_c}$ , $N_c = \frac{E I_c}{L^2}$ $B_2 = \frac{1}{1-E N/E N_c}$ $C_c = 0.8 + 0.4 \frac{M_c}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{N}{N_c} + \frac{C \cdot M}{(1-N/N_c)M_c} \leq 1.0$ $\frac{M}{M_c} + \frac{M'}{N_c} \leq 1.0$ $C_c = 0.8 + 0.4 \frac{M_c}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{N}{N_c} + \frac{C \cdot M}{M_c} \leq 1.0$ $\frac{M}{M_c} + \frac{M'}{N_c} \leq 1.0$ $C_c = 0.8 + 0.4 \frac{M_c}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{N}{N_c} + \frac{C \cdot M}{(1-N/N_c)M_c} \leq 1.0$ $\frac{M}{M_c} + \frac{M'}{N_c} \leq 1.0$ $C_c M = 0.8 + 0.4 \frac{M_c}{M_1} \geq 0.4$
有効座屈長	$N_c, N_c$ $\frac{G \cdot G_c \cdot \pi^4 \cdot I_c}{8(G_c + G_c)} = \pi \cdot \cos \kappa$ $G = \frac{E I_c}{L^2} \cdot L$ , $\kappa = \frac{\pi}{L}$	$N_c, N_c$ $\frac{G \cdot G_c \cdot \pi^4 \cdot I_c}{8(G_c + G_c)} = \pi \cdot \cos \kappa$ $G = \frac{E I_c}{L^2} \cdot L$ , $\kappa = \frac{\pi}{L}$	$N_c, N_c$ $\frac{G \cdot G_c \cdot \pi^4 \cdot I_c}{8(G_c + G_c)} = \pi \cdot \cos \kappa$ $G = \frac{E I_c}{L^2} \cdot L$ , $\kappa = \frac{\pi}{L}$	$N_c$ $\frac{G \cdot G_c \cdot \pi^4 \cdot I_c}{8(G_c + G_c)} = \pi \cdot \cos \kappa$ $G = \frac{E I_c}{L^2} \cdot L$ , $\kappa = \frac{\pi}{L}$	$N_c, E_c$ 係 $N_c$ : 部材長
P-δ効果	$\frac{C_c}{1-N/N_c}$	$B_1$	$\frac{1}{1-N/N_c}$		$\frac{1}{1-N/N_c}$
P-Δ効果		$B_2$			構造解析(有限変位)
備考	$N_c$ : 限界耐力 $N_c$ : 降伏耐力 $N_c$ : オイラー軸力 $M_c$ : 全塑性モーメント $\beta$ : 有効座屈長係数	$M_c$ : 水平変位しない場合の1次座屈耐力 $M_c$ : 二次座屈耐力による座屈モーメント $M_c$ : オイラー軸力 $M_c$ : 水平変位する場合の1次弾性解析による曲げモーメント			

表-2 P-Δ法

	SSRC	修正SSRC	ECCS	中井・高造
構造解析	最小変位理論	最小変位理論	最小変位理論	最小変位理論
P-Δ効果	$V_c = (E N_c) \phi$ $Q_c = H_c + (V_{c1} - V_{c2})$	$V_c = \frac{(E N_c) \phi}{1 - (E N_c) \phi / E V_c}$ $Q_c = H_c + (V_{c1} - V_{c2})$	$V_c = H_c + (E P_c) (\phi + 1.2 \phi)$ $Q_c = V_{c1} - V_{c2}$	$Q_c = \frac{H_c + (E P_c) \phi}{1 - (E P_c) / E P_c}$
初期変位	考慮していない	考慮していない	i 軸の部材回転角: $\phi_c^i = \frac{1}{200} \tau_{c1} \cdot \tau_{c2}$ $\tau_{c1} = \sqrt{5/h}$ , $h \geq 5m$ $\tau_{c2} = 1/2 (1 + \sqrt{1/\tau_{c1}})$ 1.2φ: 柱の剛性低下を考慮する係数	i 軸の部材回転角: $\phi_c^i = \frac{1}{150}$
強度照査式	$\frac{N}{N_c} + \frac{C \cdot M}{(1-N/N_c)M_c} \leq 1.0$ $\frac{M}{M_c} = 1.18 \left(1 - \frac{N}{N_c}\right) \leq 1.0$ $C_c = 0.8 + 0.4 \frac{M_c}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{N}{N_c} + \frac{C \cdot M}{M_c} \leq 1.0$ $\frac{M}{M_c} = 1.18 \left(1 - \frac{N}{N_c}\right) \leq 1.0$ $C_c = 0.8 + 0.4 \frac{M_c}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{M}{M_c} = 1.1 \left(1 - \frac{N}{N_c}\right) \leq 1.0$	$\frac{M}{M_c} \leq K_c \cdot f \left(\frac{N}{N_c, K_c}\right)$
備考	$N_c$ : 有効座屈長係数: $\beta = 1$ $N_c$ : 限界耐力, $N_c$ : オイラー軸力 $N_c$ : 降伏耐力, $M_c$ : 全塑性モーメント	$N_c$ : 有効座屈長係数: $\beta = 1$		$K_c$ : 純圧縮を受ける矩形断面柱の臨元強度

2. 座屈設計法

ラーメン構造物では、軸方向圧縮力が卓越する部材に対しては部材が変位することによって生じる付加的な曲げモーメントを設計に考慮しなければならない。この2次効果は、横拘束のないラーメン構造物では部材の曲げ剛性に関するP-δ効果と節点移動のある場合のP-Δ効果の両方を考慮する必要がある。現在、規程に導入されているラーメン構造物の座屈設計法は、有効座屈長法とP-Δ法に大別され、この代表的な規定類および提案法をまとめると表-1のようになる<sup>2) 3)</sup>。

3. 限界強度評価の検討

実橋レベルの塔の耐荷力を検討するにあたり、有効座屈長法ではAISC/PD, 道路橋示方書(JSHB), 吊橋主塔設計要領(HSBA)および国鉄建造物設計標準(JR)、P-Δ法ではSSRC, 修正SSRC, EC

表-3 断面諸元

層数	部材	A	I	$\sigma_y$	h
2層	塔柱	0.519	1.010	36000	86.35
	水平材 1	0.298	1.046	36000	
	2	0.429	1.145	36000	
2層	塔柱	1.339	3.202	24000	103.09
	水平材 1	0.311	2.419	24000	
	2	0.566	3.593	24000	
4層	塔柱	1.231	3.003	36000	169.0
	水平材 1	0.450	4.940	36000	
	2	0.480	5.530	36000	
	3	0.590	2.090	36000	
	4	0.470	4.260	36000	

単位: m, tf/m<sup>2</sup>

CSの規程類を用いて数値計算を行い各規程間の限界強度評価の比較を行った。各規程類に基づく限界強度曲線は、鉛直荷重と水平荷重の組み合わせ荷重を考え、設計荷重としての鉛直荷重の基、安定および強度照査式が1になるまで水平荷重を増加させる方法で算出した。

ラーメン形式主塔として2層および4層構造を対象にして、その限界強度の検討を行った。断面諸元を表-3に示す。図-1~図-3は、得られた各規程による相関曲線を示している。なお、図中にはHSBAの構造解析に微小変位解析を用いた場合の規定を合わせて載せている。

図中の縦軸は、降伏荷重に対する限界荷重の無次元量を、横軸は全塑性モーメントに対する発生する最大曲げモーメントの無次元量を表している。図-1は図-2に比較して、有効座屈長法とP-Δ法の間には大きな相違が見られる。図-3の場合は、どの規定も直線的になっていることがわかる。

4. 結論

- 1) P-Δ法は、実際の耐荷力(M<sub>0</sub>曲線)に近い精度の良い評価を与えている。ただし、軸力の支配する領域では危険側の結果を示すことがある。また、P-Δ法の中では、修正SSRCは収束計算を必要とせず、精度的にも十分な評価を可能にしている。
- 2) 有効座屈長は、全体として安全側の値を示している。その中では、HSBA規定がP-Δ法の解曲線に近い結果を示しているが、それでも曲げが支配する領域では安全側になっている。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書, 1990
- 2) 宇佐美・垣内・水野: 鋼ラーメン構造物の合理的設計の一提案, 土木学会論文集, 第404号, 1989.4
- 3) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋の海洋架橋技術に関する調査研究, 鋼上部構造委員会報告, 1990.3
- 4) 野上・上田・山本: 鋼ラーメン構造物の安定照査に関する一考察, 構造工学における数値解析法シボウム論文集, 第15巻, 1991.7

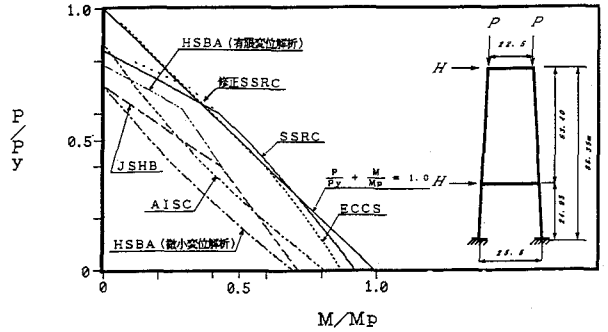


図-1 2層ラーメン構造 (h=86.35m)

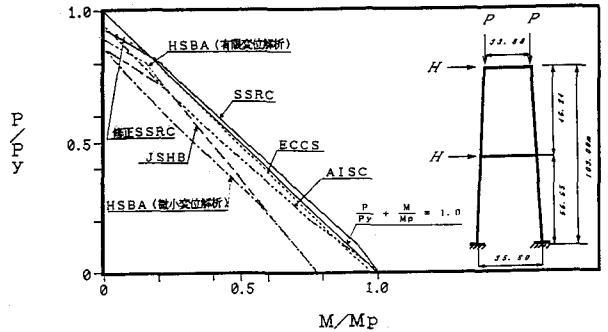


図-2 2層ラーメン構造 (h=103.09m)

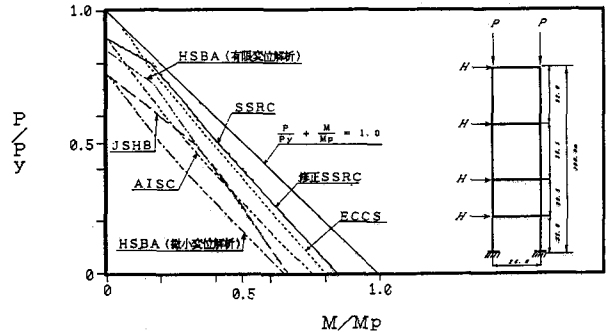


図-3 4層ラーメン構造 (h=169.00m)