

動的荷重を受けるタワーの最適設計

京都大学工学部 正 員 山 田 善 一
京都大学大学院 学生員 古 川 浩 平
住友金属株式会社 正 員 城 江 利 彦
神戸市 正 員 ○梅 沢 登

1. まえがき

吊橋主塔の耐震設計を行なう場合、主塔は、橋軸方向の振動に対して、普通一本の梁として扱われる場合が多く、その橋軸直角方向の骨組形状による影響ということは余り問題とならない。しかし、橋軸直角方向の振動を扱う場合は、主塔の骨組形状がその振動形態に与える影響が無視しがたいものとなってくる。詳細なことに關しては文献¹に譲るが、その中で興味あることは、ラーメン形式主塔において、その中間水平材の必要性が疑問視されていることである。経済性ということを考えてと余分な部材はない方がよいということになるが、はたしてどうであろうか。この疑問をはらすために、もとの主塔、および、問題となっている中間水平材をとった主塔の両者を、経済性を指標に、比較最適設計を行なってみた。その結果をここに報告する。

2. 問題の定式化

対象とする吊橋主塔の設計が数個の設計変数で決定されるように簡略化する必要がある。主塔断面の大きさは高さ方向に一定であると考え、その断面性能を断面二次モーメントで代表させ、これを塔柱断面を決定するための設計変数とする。水平材の断面を決定するための設計変数も同様に考える。ここで、断面が局部座屈を起さず、また、断面力に効果的に抵抗するように断面積 A 、断面係数 W と断面二次モーメント I との間に次の関係を考える。

$$\begin{aligned} W &= a I^{3/4} & \text{ここに, } a &= 0.78 \\ A &= b I^{1/2} & b &= 0.80 \end{aligned}$$

主塔が地震動を受けても破壊しないという条件を設けるために、与えられた地震動を受けたときの主塔の最大応答変位、最大応答断面力などを求める必要がある。そこで、主塔を有限要素系にモデル化してモード解析を行ない、応答スペクトル図を利用してモード別の最大応答を求め、それらの二乗平方根をとって全モードを総合した最大応答とした。

さて、目的関数を次式で表わすことにする。

$$W_T = \gamma \sum_{i=1}^n A_i l_i$$

ここに、 W_T ：主塔の重量、 γ ：使用鋼材の単位体積重量

A_i ： i 要素の断面積、 l_i ： i 要素の長さ、 n ：要素の総数

次に、主塔が静的および動的荷重を受けた時に破壊しない条件として次のようなものを考える。

- ① 平常時（地震が発生していないとき）における塔柱基部での圧縮応力度が許容圧縮応力度を越えてはならない。

② 地震時における塔各断面での繰応力度が降伏応力度を越えてはならない。

③ 地震時における塔頂最大水平変位が許容変位を越えてはならない。

これらの制約条件および目的関数を設計変数および挙動変数を用いて表わす。直接関数として求められない場合は、数値的に求められることになる。ここでは、マトリックス法を用いて数値的に求めている。そして、目的関数、制約条件が定式化されると、あとは制約条件付き目的関数の最小化という問題となる。つまり

「制約条件 $g_i(X) \geq 0$ を満足し

目的関数 $f(X) \Rightarrow \text{minimum}$ になる X を求めよ」

という形になる。ここでは $g_i(X)$, $f(X)$ が共に非線形となるため非線形計画法を用いることとなるが、Global な解を得る可能性の大きい SUMT 法を今回は用いた。

3. 計算例

設計モデルは本四連絡橋下津井主塔 (Model 1) および中間水平材をとった Model 2 である。入力地震の最大加速度は 200 gal とし、本四連絡橋耐震合同研究会報告の応答スペクトル曲線を用いて計算した。

その他の主な設計条件は

塔鋼材の許容圧縮応力度 24,000 Ton/m^2

塔鋼材の降伏応力度 46,000 Ton/m^2

塔頂の許容水平変位 0.20 m

計算結果を Table に示す。Table 中 SJ は

$SJ = (\text{許容(降伏)応力度} / \text{存在応力度}) - 1.0$

を表わす。

4. 結論

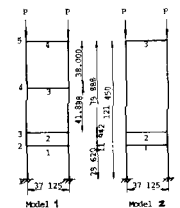
① 中間水平材を有しない主塔は、それを有する主塔よりもたわみや変位性質から、塔柱、水平部材により大きな剛性を必要とし、したがって重量も大きくなる。この例では、中間水平材を有する主塔の方が経済的であることがわかる。さらに、一般的に、剛性を確保するためには塔柱、水平部材の剛性を相対的にふやうより、水平部材の数をふやした方が経済的であるといえるのではないかとと思われる。

② 中間水平材の位置の変化による重量の変化はほとんどない。その位置は視覚的な面からのみ決定されてよいと思われる。

③ 設計変数をふやうことによる効果は、あまり望め

ず、おやみに設計変数をふやうことが、より最適な設計になるとはいはいきれない。

参考文献) 1 飯田毅:「マトリックス法による吊橋タワーピラの耐震設計について」京都市工科大学土木工学部修士論文 昭和46年3月



Model No.	1	2	1	2
Example No.	Ex. 1.1	Ex. 1.2	Ex. 1.3	Ex. 1.4
Column	X_1	X_1	X_1	X_1
Beam 1	X_2	X_2	X_2	X_2
Beam 2	X_2	X_2	X_2	X_2
Beam 3	X_2	X_2	X_2	X_2
Beam 4	X_2	X_2	X_2	X_2
Position			X_3	

Design Models & Design Variables

Table

Example No.	1	1	1	1		
Model No.	1	2	1	2		
最適値 (mm)	塔柱 x_1	0.9786	1.1883	0.9787	1.1474	
	x_2	0.3055	0.7154	0.3047	0.1392	
	水平材 x_2	—	—	41.0590 m	1.7653	
	x_2	—	—	—	0.5779	
目的関数値 P (ton)	2035	2236	2024	2298		
剛性 に対する安全度 SJ	平均剛性係数 力	* 0.00005	0.0011	* 0.0002	0.0777	
	塔頂水平変位	0.0007	* 0.0004	0.0010	* 0.0039	
	地震時繰返し 力	5	0.8555	0.7846	0.8459	0.9171
		4	0.9099	0.9375	0.8954	1.0799
3		0.7856	0.8785	0.7942	1.0330	
2		0.7740	0.7356	0.7789	0.8319	
固有円振動数	1	0.8541	0.8759	0.8550	0.8818	
	2	0.8141	0.8278	0.8162	0.9866	
	3	0.8099	0.7640	0.8098	0.9108	
	4	0.6500	0.6617	0.6489	0.7449	
固有円振動数	4	12.5296	—	11.9081	—	
	3	6.9533	12.1953	6.8024	10.9445	
	2	7.5314	10.0325	7.6134	12.5432	
	1	8.8557	11.4796	8.8550	12.9636	
固有円振動数	ω_1	3.075	3.025	3.115	5.137	
	ω_2	10.768	10.829	10.533	9.796	
	ω_3	20.557	23.469	20.620	22.721	

* Critical Constraint