

京都大学工学部 正員 山田善一
 京都大学工学部 正員 瘦辺英一
 建設省 正員 ○岡原美知夫

1. まえがき

斜張橋の耐震設計は従来あまり行なわれていない。斜張橋自体の新しさからまだ大規模な橋の建設に至っていないからであろう。しかし、吊橋に劣らぬ長大橋への可能性を秘めている斜張橋は、近い将来大規模なものも建設されるようになると思われる。

本研究は、他の長大橋、とくに吊橋の耐震設計との比較を行ないながら斜張橋の振動特性、耐震性について解析、研究するのを目的とする。

2. 斜張橋の固有値解析

ここでは、吊橋の耐震設計例でよく用いられる多質点系モデルでなく、分布質量系によるモデルを考え、図1（豊里大橋を原型）のように桁は一本の棒に置換し、塔は実際の塔形状に合わせたA型塔とした。解析は三次元骨組構造物として行なった。5次までの立体モードを図2に示してある。

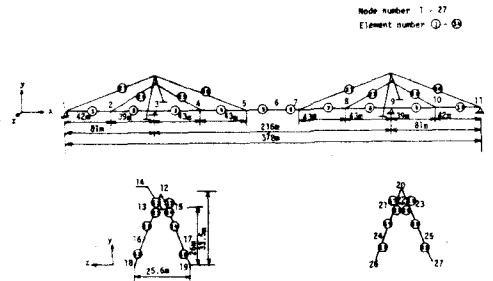


図 1

3. 実験との比較

京都大学山田研究室において、斜張橋の振動実験を行なったので理論解析との比較を行なう。理論値は図1の三次元モデルと、塔を一本の棒に置換した二次元モデルの両方の値をのせた。実験値は自由振動と強制振動で求めた値を示した。各々の固有周期は表1.のとおりである。

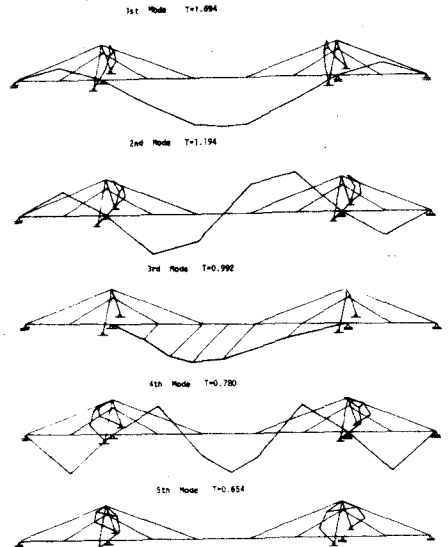


図 2

4. 地震応答解析

加速度応答スペクトルを利用して図1.のモデルの最大応答値を求める。非減衰時のモーダルマトリックス[Φ]と固有値ωを用いて系の最大たわみ、最大断面力は次のように求められる。

表 1.

Mode	Experimental Theoretical (sec)			
	Bridge Direction			
	Free	Forced	3-D M.	2-D M.
1	2.078	2.036	1.694	1.737
2	1.114	1.123	1.195	1.193
3		0.762	0.780	0.774
Mode	Transverse Direction			
	Free	Forced	3-D M.	2-D M.
1	1.198	1.215	0.992	1.002
2		0.381	0.363	0.364

$$\text{最大たわみ: } \{x\}_{A.B.S. \max} = \sum_i |\{\phi^{(i)}\} \frac{1}{\omega_i} \frac{\{\phi^{(i)}\}^T [M]}{\pi} S_{A_i}|, \quad \{x\}_{R.M.S. \max} = \sqrt{\sum_i [\{\phi^{(i)}\} \frac{1}{\omega_i} \frac{\{\phi^{(i)}\}^T [M]}{\pi} S_{A_i}]^2} \quad (1)$$

$$\text{最大断面力: } \{S\}_{A.B.S. \max} = \sum_i |\{S^{(i)}\} \frac{1}{\omega_i} \frac{\{\phi^{(i)}\}^T [M]}{\pi} S_{A_i}|, \quad \{S\}_{R.M.S. \max} = \sqrt{\sum_i [\{S^{(i)}\} \frac{1}{\omega_i} \frac{\{\phi^{(i)}\}^T [M]}{\pi} S_{A_i}]^2} \quad (2)$$

橋軸方向に 199 gal 上下方向に 89.5 gal を入力させたときの応答値を図 3 に示してある。

5. 長大橋の耐震性に関する考察

— 斜張橋との比較において

図 4 のような吊橋と斜張橋の簡易モデルを考える。この 2 つのモデルにおいて、桁の構造諸元は全く同一であり、ケーブル総重量は吊橋モデルの方が 70 % 位多くなっている。三次元固有値解析により、桁の上下振動、水平振動、ねじり振動の固有周期を求めた。桁の水平、ねじり振動については両モデルともほぼ同じ程度の値となっている。桁の上下振動の固有周期を表 2 に示した。この結果を見ると上下方向振動については明らかに斜張橋の方が剛性が高いといえる。

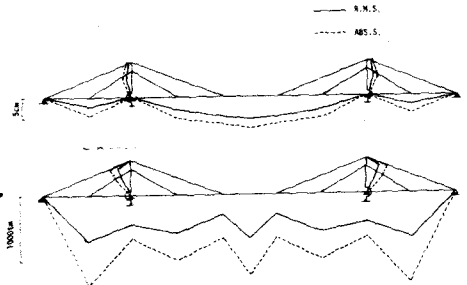


図 3

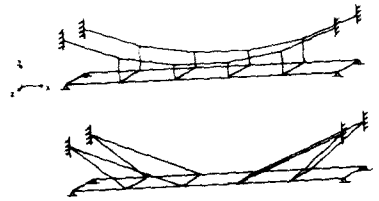


図 4

次に桁と塔のモードの連成について考える。吊橋の場合桁と塔はほとんど非連成である。図 1 の斜張橋について桁と塔の連成程度を調べてみた。{ ϕ }^T[M]{ ϕ } から一般化質量を求めてみた。その結果が表 3 である。桁と塔の連成が少くとくに 8 次と 10 次では大きく連成していることがわかる。

表 2

Mode	吊橋	斜張橋
1	1.473	1.016
2	1.287	0.758
3	0.700	0.565
4	0.469	0.466
5	0.258	0.219
6	0.177	0.164
7	0.121	0.150
8	0.116	0.116
9	0.090	0.085
10	0.089	0.081

表 3

Mode	Generalized Mass				
	Beam	Center Tie	Anchor	Tower	Pier
1	0.910	0.090		0.000	
2	0.998		0.000	0.002	
3	0.999		0.000	0.001	
4	0.945	0.049	0.000	0.006	0.000
5	1.000				
6	0.999		0.000	0.000	
7	1.000		0.000	0.000	
8	0.992	0.008	0.000	0.000	
9	1.000		0.000	0.000	
10	1.000				
11	1.000				
12	0.151	0.818	0.007	0.024	0.000
13	0.012		0.001	0.966	0.021
14	0.006	0.015	0.000	0.958	0.021
15	0.989		0.000	0.010	0.000

6. 結論

(1) 斜張橋の振動モードは吊橋に比較して 塔と橋剛桁の連成振動が多い。

(2) 斜張橋の振動モードにおいてかなりの低次モードで桁の縦振動が卓越してくる。吊橋、カンサレバートラス橋などにおいて、一般に桁の縦振動を考慮しないが十分に考慮する必要がある。

(3) 斜張橋の振動解析において三次元モデルを使ったが、橋軸を含む面内振動を除いて、二次元モデルで解析するのはかなり危険である。計算機の容量が許す限り三次元的に解析を行なう方がよい結果を与える。

(4) 斜張橋の振動特性を大きく支配するのはケーブルである。橋軸方向ケーブルの張り方として、ケーブルを塔に高く取り付ける程、全体の剛性が高くなる。また横方向ケーブルの張り方として、A 型塔から放射状に張るのが桁のねじり振動に最もよく抵抗する形式である。また塔の剛性は全体に与える影響は小さい。

(5) 地震応答解析において、吊橋塔などでは応答は低次モードにはほとんど支配されるが、斜張橋においてはかなり高次モードまで考慮する必要がある。筆者の計算結果から判断すると 10 次位まで考慮する必要がある。

(参考文献)

(1) 宮本裕：斜張橋の地震応答特性に関する研究，土木学会論文集第 172 号，1971 年 8 月