

I - 57 つり橋タワーの耐震設計に関する研究

京都大学工学部 正員 工博 小西一郎
 京都大学大学院 学生員 工修 高岡宣善
 川崎重工業K.K. 正員 工修 國廣昌史

これまでに、つり橋タワーの耐震性に関して若干研究結果を発表してきたが、^{1), 2)} ここではその後得られた研究結果について報告する。

地震に対する最大レスポンスを求めるためには、レスポンススペクトルの概念を用いるのが便利である。さてレスポンススペクトルのうち速度スペクトルと呼ばれるものは次式で定義され、近似的に1自由度系構造物の地震による最大速度を与える：

$$S_v = \left[\int_0^t \ddot{x}(\tau) e^{-\omega_s(t-\tau)} \sin \omega_s \sqrt{1-\zeta^2} (t-\tau) d\tau \right]_{max},$$

ここで、 $\ddot{x}(\tau)$ は地震加速度、 ω_s は構造物の固有円振動数、 ζ は減衰率である。いまタワーを図-1のように等間隔に分割し、各分割点に質量が集中しているものと考え、橋軸方向に平行な水平地震力がタワー基部を通して作用する場合に対して運動方程式を作ると、2階線型連立常微分方程式が得られる。この際、塔頂には、補剛桁・ケーブルなどの死荷重による軸方向圧縮力、およびケーブルによる拘束力が働くと考えている。この運動方程式をModal Analysisによって解くと、質点 m_i の第 j 次モードの最大タフミは、 $y_{i,j,max} = \frac{1}{\omega_j} f_j Y_i^{(j)} S_r$ 、最大慣性力は $m_i (\ddot{y}_i + \ddot{z}_0)_{j,max} = m_i \omega_j f_j Y_i^{(j)} S_r$ となる。ここで m_i は質点 i の集中質量、 $Y_i^{(j)}$ は質点 i の第 j 次モードの振動振幅、 f_j は $f_j = \sum_i m_i Y_i^{(j)} / \sum_i m_i [Y_i^{(j)}]^2$ である。最大曲げモーメント・最大せん断力は、上記の最大に ω を、 M 、 Q の階差式に代入するか、あるいは最大慣性力を各分割点に静的に作用させて計算することかできる。各モードの最大レスポンス $R_{i,j,max}$ を重ね合せる場合、 $\sum_j |R_{i,j,max}| \equiv (\bar{R}_i)$ は真の最大レスポンスの上界を与えるが、真の最大レスポンスの近似値として $\sqrt{\sum_j (R_{i,j,max})^2} = (\bar{R}_i)$ を用いるのがよい場合も多い。これら計算法の詳細については文献1), 2)を参照されたい。

数値計算例として、明石海峡連絡つり橋の第1次策タワー(高さ200m)を用いた。速度スペクトルとしてHousnerが与えた平均速度スペクトル、および1957年のSouth California地震の速度スペクトルを用いた。その結果を要約すれば次のようである：

- a) 本研究ではつり橋系の中からタワーのみを取出して耐震計算を行なったが、その振動モードと、つり橋系全体を取扱った場合のタワー部分の振動モードとは、大変よく一致している。このことは、つり橋系の中からタワーのみを取出して解析できることを示している。
- b) 軸方向圧縮力が無いとした場合の振動モードと、上述の振動モードとはほとんど相違しない。これは、軸方向圧縮力の影響が非常に小さいことを示している。
- c) 最大に ω は ω_6 付近であらわれる。平均速度スペクトルを使った場合の結果を図-1に示す。
- d) 最大曲げモーメントは図-2のようになる。すなわちタワー下部と上部でその値は大きく中部では小さくなっている。最大曲げモーメントは下端であらわれるが、大きな曲げ応力は下端と上部(点6, 7)にあらわれる。(M)の場合、最大曲げ応力は点6, 7で約500 kg/cm²、(M)の場合は約300 kg/cm²である。平均速度スペクトルを1940年5月のEl Centro地震に対応させるには

これらの値を2.9倍せねばならず、そうすると曲げ応力は相当大きくなり耐震設計が重要となってくる。e) せん断力は図-3のようになり、その値は小さく、耐震計算には重要性がない。f) 低次モード、特に基本モードによるレスポンスが全レスポンスに対して支配的であり、たわみ、曲げモーメント、せん断力となるにつれて2、3次モードの影響が犬となる。しかし最初の3モードをとれば全レスポンスの大部分を占める。特に(R)の方は、その割合が犬である。曲げモーメントについての一例を図-4に示す。図-2で曲げモーメントが中部で小さくなるのは1次モードのためである。g) ダンピングはレスポンス低下に犬に貢献している。平均速度スペクトルを使用した場合、 $\zeta=2\%$ のとき $\zeta=0\%$ の60~70%、 $\zeta=5\%$ のときは40~50%、 $\zeta=10\%$ のときは35%前後にまでレスポンスを低下させる。この低下の割合はたわみ、曲げモーメント、せん断力となるにつれて犬さくなっている。h) 震度法(20%g, SEAOC Code)によるレスポンスを図-1~3に同時に示している。曲げモーメント(図-2)は下部で犬大きく、タワー中部で0となり、動的曲げモーメント図とはその形が非常にことなっている。しかし1次モードのレスポンスとは似ており、このような相違は2次以上の高次モードの影響である。つり橋タワーのような高さの高いたわみやすい構造物に従来の震度法を適用するのは不適當である。i) 1957年のSouth California地震に対して、その変位記録からKDC-1によって求めた最大曲げモーメントと、この地震の速度スペクトルを用いて求めた最大曲げモーメントとを比較すると図-5のようになり、(M)とほぼ一致している。

参考文献

- 1) 小西一郎・山田善一・高岡宣善: Earthquake Resistant Design of Long Span Suspension Bridges. 地震工学国内シンポジウム(1962年)講演集, pp. 87-92, 1962.
- 2) 小西一郎・高岡宣善・國廣昌次: スペクトル分析によるつり橋タワーの耐震計算法. 昭和37年度土木学会関西支部第12次学術講演会概要, pp. 31-32, 1962.

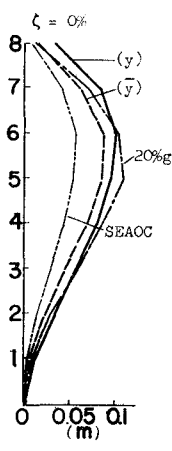


図-1
最大たわみ

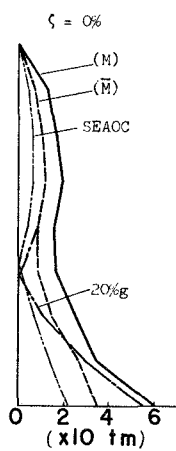


図-2
最大曲げモーメント

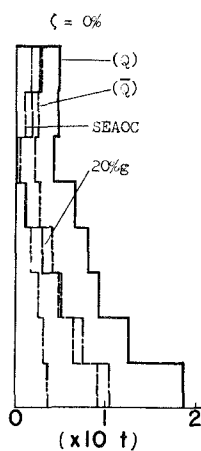


図-3
最大せん断力

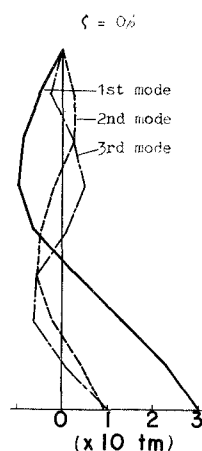


図-4
各モードの影響
(曲げモーメント)

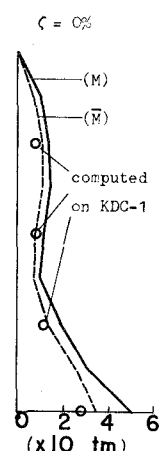


図-5
KDC-1による計算結果
との比較(曲げモーメント)