

長崎大学工学部 正員 小西保則

長崎大学工学部 正員 高橋和雄

長崎大学工学部 学生員 O金子信朗

1 緒言 近年わが国では、高速道路などのメインルートが山岳地帯を通過することが多くなってきた。そのため、これらの構造物は、架設地点の地形に大きく左右される。一般に、地形が急峻であることや、計画路面が谷底より数十mにも及ぶため、その構造形式から30m~60mの高いフレキシブル高橋脚とピンで連結された連続桁（またはトラス）構造の橋脚の設計あるいは架設が多い。これらの形式の橋脚は、従来わが国では見られなかった構造形式であり、その橋軸と直角方向の耐震性あるいは、地震時の挙動の研究は特に重要であると考えられる。従来、このような橋梁の設計では、静的な震度法に動力学的な考慮を加えて、橋脚の高さによって震度を割増す震度法が用いられるのが通常である。この場合、動力学的な考慮として、不確定性を有する大きな地震を外力として採用している。これは、わが国が、世界でも有数の地震国であることや、地震動の性質が本来不規則現象であるため、地震に関する統計的資料不足と確率論的な取扱い方の複雑さから、かなり余裕を見込んだ設計にならざるを得ないのが現状である。このため、このような高橋脚構造物における耐震設計に関する研究は、ここ数年数多くなされているようであるが、それらの多くは、構造物の耐震特性に関するもので、実際の設計に際しての構造物の形状に関する研究はあまりなされていない。そこで、本研究においては、動的な応答解析に、確率論的に取扱った場合とほぼ同程度の解が得られ、かつ取扱いが容易である 平均応答スペクトルとモード解析を用い、対象とする構造物には、実在する構造物が大規模で複雑なことから、考慮すべき設計変数や制約条件の数が非常に多くなるので、なるべく最適設計を適用しやすい比較的形状が簡単で、かつ建設費が高い、鋼製の高橋脚を考えた。本研究では、かかる鋼製高橋脚の最適設計の第一報として、耐震上危険と思われる上部構造の剛性の影響のなり 独立高橋脚の耐震最適設計の結果を報告するものである。

2. 解析モデル 本研究で最適設計の対象とした鋼製独立高橋脚をFig.1に示すようにモデル化した。上部構の影響として支点反力に相当する重量による軸力を考慮した。橋脚の内径Dを断面を通して一定とし、断面変化を1箇所設け、各断面で板厚を T_1 、 T_2 、変化点までの距離を C 、橋脚の高さを S とした。

3. 最適化手法 動的な応答解析において、制約条件式を直接微分するのが困難であるため、勾配の計算にだけ略算的な数値微分を必要とする Davidon-Fletcher-Powell の提案した SUMT法を用いた。これは特殊な動的特性をもった構造物にも容易に適用でき、しかもグローバルな最適解に収束する可能性も大きい。もっとも本研究に適していると考えられる。ただこの手法は設計変数の多い場合不利とされているため、本研究においては出来るだけ変数を減らすように考慮してある。

4. 動的応答解析 本研究では、支点反力が橋脚に対して軸力となって働いているため、動的応答解析には軸力を考慮した一様断面の運動方程式である次式を用いた。²⁾

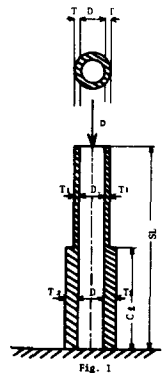
$$\frac{d^4 X}{dx^4} + \frac{\pi^2 \alpha^2}{L^2} \frac{d^2 X}{dx^2} - \frac{\pi^2}{L^2} X = 0 \quad (1)$$

$$\text{ここで } \nu^2 = \frac{EI \theta}{\omega A}, \quad \alpha^2 = \frac{P L^2}{EI \pi^2}$$

特性方程式をたてて解くと、一般解として次の式が得られる

$$X = A \cos \lambda_1 x + B \sin \lambda_1 x + C \cosh \lambda_2 x + D \sinh \lambda_2 x \quad (2)$$

ここで λ_1 , λ_2 は軸力を考慮した固有値、 A , B , C , D は任意定数である。



この式を各断面について適用し、橋脚の下端、断面変化点、橋脚の上端についての境界条件から、 A, B, C, D , および λ_1, λ_2 の値が求められる。(上端では、 $M=0, S=(m_0 n^2-K)X+P$)

$$\ddot{\psi}_s + 2hs n_0 \dot{\psi}_s + n_0^2 \psi_s = -\beta_s \ddot{\phi} \quad (3)$$

ここに $\beta_s = (m_1 X_{1s} + m_2 X_{2s} + m_0) / (m_1 X_{1s}^2 + m_2 X_{2s}^2 + m_0)$ 、第 S 次の基準振動の刺激係数
地震応答スペクトルの利用によって橋脚の任意断面の曲げモーメント M 、およびせん断力 S 、および変位応答が
求められる。

$$M(\omega) = \sqrt{\sum_s \{ \beta_s M_s(\omega) S_{As} / n_s^2 \}^2} \quad (4)$$

$$S(\omega) = \sqrt{\sum_s \{ \beta_s S_s(\omega) S_{As} / n_s^2 \}^2} \quad (5)$$

$$y_{\max} = \sqrt{\sum_s \{ \beta_s X_s(\omega) S_{As} / n_s^2 \}^2} \quad (6)$$

ここで S_{As} は加速度応答スペクトルで、本研究では硬い岩盤の地震データを用い、減衰定数は 5% である。³⁾
動的変位の最大値は橋脚の先端、曲げ応力とせん断応力の最大値は橋脚の下端と断面変化点でそれぞれ生ずると
考えられるので、以上の点の諸量を動的応答解析の制約条件とした。

5、静的解析 本研究では、鋼管の自重、支点反力による圧縮軸力、および自重の 0.15 倍の慣性力による
水平力が作用した場合の応力解析を行なった。許容応力は、全体座屈と局部座屈の小さい方、および曲げ応力と
軸応力より合成応力の組合せからなる。静的な解析においても、着目点は橋脚の下端と断面変化点である。

6、設計例 本研究

Table - 1

で用いるデータは次の
とおりである。内径 D
= 5m, 板厚 $T_1 = 1.5$ cm
 $T_2 = 3$ cm, 橋脚の高さ
 $SL = 40$ m, 断面変化
点までの距離 $CL = 25$ m,
 $P = 10$ t, 材質は SM
50 である。目的関数は
橋脚全体の体積である。
また、各変数には上限
値と下限値をそれぞれ
設けている。

	Cl_1	D	r_1	T_2	y	z
INITIAL	25.0	5.0	0.009	0.009	7.502	5.9332
FINAL	24.82	2.02	0.0128	0.0133	25.510	3.3997

	σ_{c1}	σ_{ca}	σ_{m1}	σ_{v1}	σ_a	τ_{c1}	τ_{v1}	τ_a
INITIAL	18.84	1507.7	30.4	466.2	1900	23.9	35.3	179.0
FINAL	29.3	691.5	60.5	1000.4	1900	13.8	46.4	570.2

	σ_{c2}	σ_{ca}	σ_{m2}	σ_{v2}	σ_a	τ_{c2}	τ_{v2}	τ_a
INITIAL	28.3	1507.7	68.2	546.1	1900	17.3	49.2	179.0
FINAL	38.5	691.5	142.8	1128.5	1900	12.5	62.4	570.2

7、最適設計結果と考察 最適設計の計算結果は、Table-1 に示すとおりである。この表からわかるよう
に、 D は初期値では 5.0m だったのが、最終的に 2.03m にまで小さくなっている。逆に振動による曲げ応力は、
断面 1 では 466.25 kg/cm^2 から 1000.41 kg/cm^2 、断面 2 では 546.08 kg/cm^2 から 1128.49 kg/cm^2 に、それぞれ増加
している。最終的には振動による曲げ応力で断面が決まっていると思われる。これは、目的関数である体積を減
らそうとすることで、内径 D を小さくしていき、そのことで振動による曲げ応力が増加していっただけと思われ
る。未だ計算データが少なく、振動を考慮した最適設計に対する結論は得られていない。これについては講演時
に発表する。

参考文献 1) 古川・山田：制約条件を用いた動的問題の確定論・確定論手法の整合性に関する一考察，土木
学会第 34 回年次学術講演会要集，第 1 部，P621～P622，昭和 54 年 10 月 2) 小坪：土木振動学，森北出版，昭和
64 年 3) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，昭和 47 年