

株式会社橋梁設計事務所 正会員 由井 洋三
武蔵工業大学 正会員 西脇 威夫

I. まえがき 2ヒンジ鋼管アーチ橋を設計する際には、設計変数(f/L , R , T など)の関数に關係する4つの挙動制約条件を考慮しなければならぬ。さらに、2ヒンジアーチ橋は、不静定構造物であり、不静定構造物の場合には、全応力設計を行なっても必ずしも最小鋼重の設計となるとは限らない。そのために、従来の試行錯誤による設計では、最小鋼重設計諸量を見出し難い。そこで、本研究では、現行道路橋示方書(鋼道示)に規定されている制約条件を満足し、かつ最小鋼重となる設計を最適設計と定義し、鋼重を表す目的関数をSUMT変換を用いて、制約条件のない目的関数に変換し、非線形最適化手法のうちで最も有力なDavidon-Fletcher-Powell法により最適設計を行ない、最適設計の面から2ヒンジアーチ橋の設計に関して、1) ライズ比と鋼管半径、支間長に対する最適鋼重の傾向とその設計断面における挙動制約条件相互の關係、2) 最適設計と全応力設計との比較 について研究した。

II. 設計条件 (一般図を圖1に示す。)

- 1) 橋の等級 — 1等橋
- 2) 幅員 — 7.5m
- 3) アーチ軸線形状 — 2次放物線
- 4) 鋼種 — SM50
- 5) アーチリブ — 鋼管部材
- 6) アーチリブ間隔 — 6.6m
- 7) 床版 — コンクリート厚 21cm, アスファルト舗装厚 5cm
- 8) 下横構 — Kトラス
- 9) 活荷重 — 鋼道示 1.8, 4に從う。
- 10) 床組部の径間割一径間長が7.5m~15mの範囲内で分割する。

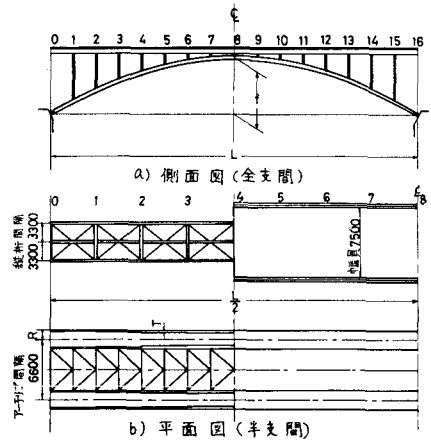


圖1 一般図

III. 目的関数 アーチリブ以外の上部工の鋼重は、予備の最適設計計算により求めた鋼重式を用いた。それらを以下に示す。

- 1) アーチリブ $W_1 = \rho \pi L \cdot \frac{2}{\pi} \left\{ (x_i - x_{i-1}) \cdot T_i (2R - T_i) \cdot \sqrt{L^2 + 16 \left(\frac{f}{L} \right)^2} \cdot \left\{ L - (x_i + x_{i-1}) / 100 \right\}^2 \right\}$ (kg)
- 2) 床組と上横構 $W_2 = (2.191 \times 10^{-3} \times L/h + 3.321 \times 10^{-2}) \times L + (2.155 \times L/h + 47.16)$ (kg/m²)
- 3) 高欄 $W_3 = 40.0$ (kg/m)
- 4) 下横構と対傾構 $W_4 = (6.800 \times 10^{-5} \times L + 0.1235) \times R + (8.920 \times 10^{-2} \times L + 18.45)$ (kg/m²)
- 5) 支柱 $W_5 = \{6.350 \times 10^{-2} \times (100f - y_i) - 50.0\} \times (100f - y_i) \times \rho$ (kg)
- 6) 環補剛材 $W_6 = (8.863 \times 10^{-3} \times R - 0.1105) \times P_i + (0.9634 \times R - 30.90)$ (kg)
- 7) 中間補剛材 $W_7 = (\text{鋼道示 13.4 に準ずる。})$ P_i : アーチリブ格点に作用する荷重 (ton)

ここで、 L : 支間長(m), f : ライズ(m), R : 鋼管半径(cm), T : 鋼管板厚(cm), x, y : 座標(cm), ρ : 鋼の単位体積重量(kg/cm³)
よって、目的関数は、次式となる。ここで、 B : 幅員(m), $i = 1, 2, \dots, n$ n : 部材数

$$F(f, R, T_i) = W_1 + W_2 \times L \times B + W_3 \times L + W_4 \times L \times B + 2 \sum_{i=1}^n (W_5 i + W_6 i + W_7 i) \quad (\text{kg})$$

IV. 制約条件 (①~④は、挙動制約条件, ⑤~⑦は、側面制約条件, $i = 1, 2, \dots, n$, n : 部材数)

- ① 曲げと軸方向力による部材の座屈 $g_{1i}(R, T_i, f) = \sigma_{ci} / \sigma_{cai} + \sigma_{bc} / \sigma_{ba} - 1.0$ (鋼道示 11.6.(1)及 3.3.(2))
- ② 鋼管の局部座屈 $g_{2i}(R, T_i, f) = \sigma_i / \sigma_{ai} + (T_i / \tau_{ai})^2 - 1.0$ (鋼道示 13.3.(3))
- ③ 面内座屈 $g_3(R, T_i, f) = H / (A_g \cdot \sigma_{ca}') - 1.0$ (鋼道示 11.4)
- ④ 面外座屈 $g_4(R, T_i, f) = H / (A_g' \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ca}'') - 1.0$ (鋼道示 11.5)
- ⑤ 鋼管の半径-板厚比の制限 $g_{5i}(R, T_i) = R / (200 \cdot T_i) - 1.0$ (鋼道示 13.3)
- ⑥ 鋼管板厚の最小厚の制限 $g_{6i}(T_i) = -T_i + 0.9$
- ⑦ ライズ比の制限 $g_7(f) = 0.05 - f/L$; $g_8(f) = f/L - 0.3$

V. 2 ヒンジ鋼管アーチ橋に関する問題点の検討

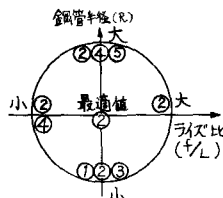
1) 最適設計鋼重と最適断面の傾向と挙動制約条件相互の関係

図2に支間長と床組部の径間数に対する最適ライズ比が示され、図3、図4は、支間長と鋼管半径、支間長とライズ比に対するそれぞれの最適鋼重等値線である。これらより、以下の事が明示される。

- i) 最適ライズ比は、0.14 から 0.16 の範囲に存在する。
- ii) 床組部の径間数が 10m から 15m の範囲では、径間数の変化に対しての最適鋼重の差は少ない。
- iii) 最適な支間長—鋼管半径比は、支間長 120 m から 240 m までの範囲では、次式に従う。 $(L/R)_{optimum} = L/750 + 0.8$
- iv) 鋼管半径を最適鋼管半径よりも小さくとることにより、常に挙動制約条件に従うために、増加は、除々に急になる。
- v) 鋼管半径を最適鋼管半径よりも大きくとることにより、側面制約条件に従う傾向にあるので、常にだだらかに増加する。
- vi) ライズ比を最適ライズ比よりも小さくとることにより、軸方向力は、ライズ比に反比例して増加するので、鋼重の増加は、除々に急になる。
- vii) ライズ比が最適ライズ比より大きな場合は、だだらかに増加する。
- viii) アーチリブの最適断面変化は、曲げモーメントの変化と同様に $1/4$ 点、 $3/4$ 点の部材の板厚が最大になる傾向にある。(図6の実線①)

ix) 図3、4に示した最適設計断面を決定した挙動制約条件の組合せを鋼管半径とライズ比の大きさの変化に対して図7に示す。

ここで、図中の中心に $R, f/L$ の最適値をとり、それに対する $R, f/L$ の大きさの変化を、大、小で示す。番号は、IV 制約条件の章に一致する。図7 制約条件の組合せ



2) 最適設計と全応力設計との比較

2 ヒンジアーチ橋は、不静定構造物であるので、最適設計断面が、必ずしも全応力設計断面とは一致しない場合の存在することが確かめられた。それは、曲げと軸方向力による部材の座屈の挙動制約条件が許容応力度に達したために設計断面が決定した場合に生ずる。曲げモーメントと軸方向力による合成応力のうちで、曲げモーメントのみによる応力の比率 $(\sigma_m / (\sigma_m + \sigma_n))$ が全体に対して支配的となるにつれて、両設計断面と両設計鋼重に相異を生ずる。その極端な例として、支間長 120 m、鋼管半径 65 cm の設計条件で、ライズ比の変化に対して両設計鋼重とその差率を図5に示す。図6に図5において両設計鋼重の差の最大となるライズ比 0.3 の場合の断面変化(鋼管板厚の変化)の相異を示す。しかし、両設計鋼重の差は、非常に小さく、さらに、ほとんどの場合においては、両設計断面は一致し、図6の実線②で示される様な断面変化になるので、従来通り全応力設計を行なうことによりほぼ最適に近い設計ができる。

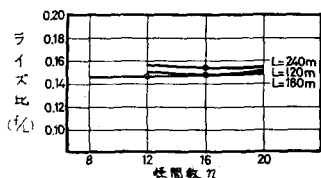


図2 最適径間数と最適ライズ比

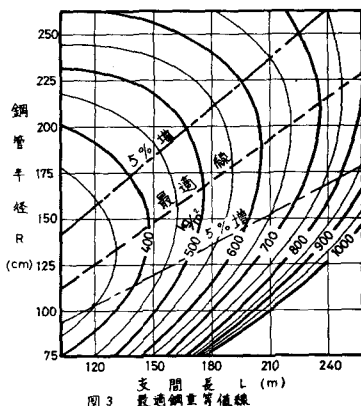


図3 最適鋼重等値線

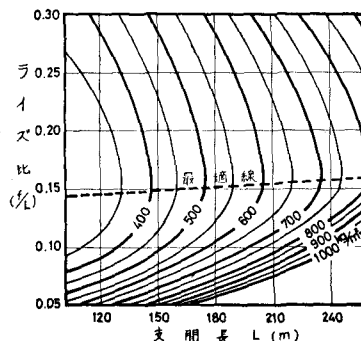


図4 最適鋼重等値線

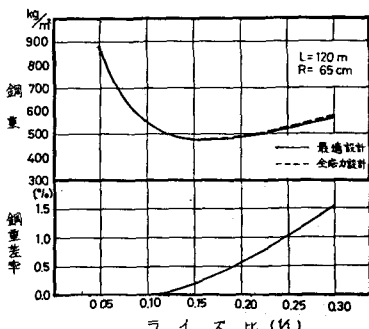


図5 最適設計と全応力設計との比較

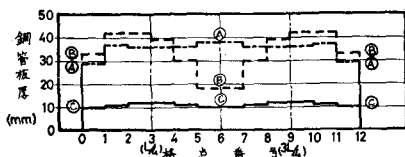


図6 断面変化(鋼管板厚の変化)
最適設計による最適断面変化—①
L=120m
R=65cmの条件で全応力設計による最適断面変化—②
f/L=0.3
L=120mにR=65cmの最適設計による最適断面変化—③
f/L=0.145