

宮古橋（コンクリートゲルバー橋）の耐荷力測定について

岩手大学工学部 正員 ○宮本 裕
 岩手大学工学部 正員 岩崎正二
 岩手大学工学部 正員 出戸秀明

1. ま え が き

宮古橋は昭和9年竣工の鉄筋コンクリートゲルバー桁橋で、50年以上使用されてきた橋である。この橋において、たわみと鉄筋のひずみを測定して、橋の耐荷力を推定したので報告する。

2. 実 験 お よ び 解 析

【載荷試験】 宮古橋の一般図は図-1のようになる。横断面図は図-2となり、外桁と中桁のそれぞれが不利になるような、片側載荷（トラック1台）、両側載荷（トラック2台並列）の2つの載荷状態を横断方向では設定した。橋長方向には左岸側（宮古市内側）より第1径間と第2径間に着目し、1台のトラック（総重量約20t）の後輪が①吊桁中央部②ゲルバーヒンジ部③定着桁中央部に来るように載荷し、各部のたわみと鉄筋のひずみを測定した。

【理論値の計算】 参考文献1にもとづき耐荷力を算定する。耐荷力算定計算に必要な数値は、橋梁のスパン、幅員、設計当時および現在の主桁、床版・舗装等の断面寸法を、設計図書のある場合には設計図書から、設計図書の無い場合には実測によって求めるのであるが、計算に用いるには不十分な場合は、次式（1）によって推定するものとする。

有効高さ $d = H - 10$ (cm)

鉄筋量 $t \leq \frac{d}{4.5}$ のとき $A_s = \frac{M_o}{\sigma_{SAO} \cdot (d - t/2)}$

ここに $t > \frac{d}{4.5}$ のとき $A_s = \frac{9}{8} \cdot \frac{M_o}{\sigma_{SAO} \cdot d}$

d : 有効高さ (cm) H : 桁高 (cm) t : 床版厚 (cm)

M_o : 設計当時の曲げモーメント (簡易計算法による) (kg・cm)

σ_{SAO} : 許容応力度 (=1200kg/cm²とする)

主桁の曲げ耐荷力は、現行設計活荷重 (TL-20) に対する曲げ破壊安全率

をもって表す。 $\gamma = f \cdot \frac{M_u - 1.1 M_o}{M_i}$
 $M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot (d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b})$

ここに γ : TL-20に対する主桁の曲げ破壊安全率

M_u : 桁の破壊に対する抵抗曲げモーメント (t・m)

M_o : 現在の死荷重による曲げモーメント (t・m)

M_i : TL-20による曲げモーメント (t・m)

f : 実測、計算応力度比 A_s : 引張鉄筋量 (cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度 (=2400kg/cm²とする)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=210kg/cm²とする)

d : 有効高さ (cm) b : 圧縮フランジの有効幅 (cm)

そして橋梁の耐荷力の算定方法は式（2）をもとにして、次の4つの方法で計算する。ここで δ_o 、 σ_o 、 M_i は同じ計算方法（簡易計算方法または荷重分配法）によるものとする。

I. 第1の方法 簡易計算法で、 M_i を求め $f = 1.4$ とし γ を計算する。

II. 第2の方法 主桁の荷重分配作用を考慮して M_i を求め $f = 1.0$ とし γ を計算する。

III. 第3の方法 荷重車を橋梁に載荷して、たわみを測定する。 $f = \delta_o$ 。

$\gamma = \delta_o / \delta$ とし γ を計算する。この場合、 δ_o の計算においては、鉄筋とコンクリートのヤング係数比を $n = 10$ とする。

IV. 第4の方法 第3の方法と同様に荷重車を載荷して、鉄筋のひずみを測定する。 $f = \sigma_o / \sigma$ とし γ を計算する。この場合、 σ_o の計算においては、鉄筋とコンクリートのヤング係数比を $n = 15$ とする。

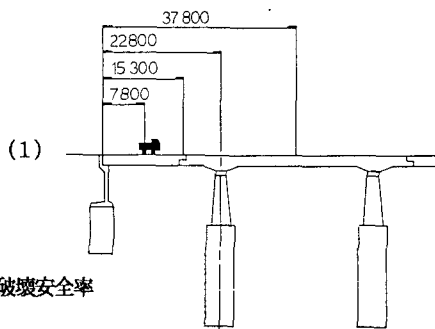


図-1

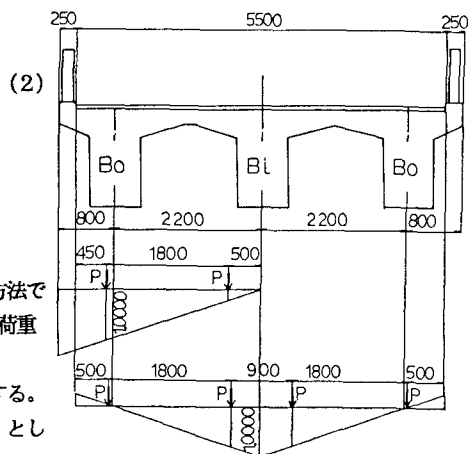


図-2

なお、I と IV における n の仮定値は、参考文献 1 では規定されていないが、もとなる実験において、使われた数値である。さらに下記に示す耐荷率 α を計算し、 α が 1.0 を超えるまで、各方法によって (1) から (4) まで順次計算を行う。 α が 1.0 を超えたら、その橋梁は必要な破壊安全率を有しているとして、それ以後の計算を省略できる。

4 つの方法によるすべての α の値が 1.0 より小さい場合は、第 4 の方法による γ をその橋梁の活荷重破壊安全率とする。

$\alpha = \gamma / \beta$ ここに、 α : 耐荷率、 γ : TL-20 に対する破壊安全率、 β : その橋梁に必要な TL-20 に対する破壊安全率 β は現在の示方書では活荷重係数 2.5 を参考に今後の共用年数、交通量、車線数等により決める。(1.8 $\leq \beta \leq 2.5$)

【実験値と理論値の比較】 多くの実験データを整理した結果、参考文献 1 にもとづき、最大の数値を示す定着桁中央部の外桁のたわみと鉄筋の応力について実験値と理論値の比較した結果を述べる。設計図書や実験結果が不十分であったので、前述の推定式を用いた。

M_u : 桁の破壊に対する抵抗曲げモーメント = 518.15 tm M_d : 現在の死荷重による曲げモーメント = 115.27 tm

M_i : TL-20 による曲げモーメント = 179.81 tm $d = H - 10 = 150 - 10 = 140$, $t = 20 \leq d / 4.5 = 140 / 4.5 = 31$ より

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sA0} \cdot (d - t/2)} = \frac{25076000}{1200 \times (140 - 20/2)} = 160.74 \text{ cm}^2$$

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} \right) = 160.74 \times 2400 \times \left(140 - \frac{1}{2} \cdot \frac{160.74 \times 2400}{0.85 \times 210 \times 190} \right) = 518.15 \text{ tm}$$

I. 第 1 の方法によると、 $f = 1.4$ とするから

$$\gamma = f \cdot \frac{M_u - 1.1 M_d}{M_i} = 1.4 \cdot \frac{518.15 - 1.1 \times 115.27}{179.81} = 3.05 \quad \alpha = \gamma / \beta = 3.05 / 2.5 = 1.22 \text{ となる。}$$

II. たわみの実験値との比較

定着桁中央に載荷したときの定着桁中央のたわみを考える。外桁では、 $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($n=10$) $I = 3.0667 \times 10^7 \text{ cm}^4$ (支点付近の可変部の $I = 8.3887 \times 10^7 \text{ cm}^4$) 外桁に載荷したときの外桁のたわみは、簡略式による荷重分配では 0.9 cm である。これに対して実験値は 0.338 cm であった。

これによると $f = \delta_o / \delta$ = たわみの計算値 / たわみの実験値 $f = 0.009 / 0.00338 = 2.66$ で

$$\gamma = f \cdot \frac{M_u - 1.1 M_d}{M_i} = 2.66 \cdot \frac{518.15 - 1.1 \times 115.27}{179.81} = 5.79$$

$\alpha = \gamma / \beta = 5.79 / 2.5 = 2.32$ となる。なおゲルバー桁のたわみの計算は参考文献 2 のプログラムによった。

III. 鉄筋のひずみの実験値との比較

定着桁中央に載荷したときの定着桁中央の引張り鉄筋のひずみを考える。

外桁では、 $E_c = 1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($n=15$) のとき $M = 8.115 \times 10^6 \text{ kgcm}$ $z = 126.28 \text{ cm}$ $A_s = 160.74 \text{ cm}^2$

鉄筋のひずみは 190.4×10^{-6} となる。これに対して実験値は 70×10^{-6} であった。

これによると $f = \sigma_o / \sigma$ = ひずみの計算値 / ひずみの実験値 $= 190.4 \times 10^{-6} / 70 \times 10^{-6} = 2.72$ で

$$\gamma = f \cdot \frac{M_u - 1.1 M_d}{M_i} = 2.72 \cdot \frac{518.15 - 1.1 \times 115.27}{179.81} = 5.92 \quad \alpha = \gamma / \beta = 5.92 / 2.5 = 2.37 \text{ となる。}$$

3. 結論

実験により大量のデータが得られたが、最大の数値は定着桁中央部の外桁におけるものであったので、以下は定着桁中央部の外桁での数値について述べる。第 1 の簡易計算法で一応安全という判断ができる。第 3 の方法では、計算に考慮していないコンクリート舗装、高欄、地覆等が一部有効な断面として働いていること、荷重が簡易計算で荷重分配されるよりも広く各桁に分配されること、コンクリートの弾性係数を正しく見積ることができないため等の理由により、計算よりも大きな断面抵抗を実測値が示した。これは計算値が安全側の値を示すことにほかならない。第 4 の方法でも、実測値が計算値をはるかに下回って、計算値は安全側の値となっている。しかし、耐荷力に直接関係するのがこの方法であり、それでも安全なことを示しているので、ヒンジ部の破損、ひび割れの剥離、鉄筋の露出などの補修をすることで、総合的に見てこの橋は使用に耐えると思われる。

なお 4 箇所からコアを抜き取り、中性化試験を行った結果は健全であり、平均圧縮強度は 39.0 kg/cm^2 であった。

今後、全国的にも土木構造物の保守が問題になるであろうが、その方面の研究の参考となれば幸いである。本研究をするに際し、宮古市役所の中屋貞一建設課長をはじめ職員の方々と赤坂構造設計に多大のご協力をいただいたことを感謝する。

参考資料 1. 土木研究所資料第 1228 号「コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究」

2. 渡辺昇・宮本裕：時刻歴地震応答解析法，技報堂，1985 年 10 月