

容応力という意味は緊張力導入時応力についてのものか、最終鋼線応力についてのものか、設計書としては明確でないようですが……。

3. 本桁のように断面の上下部に鋼線を挿入する場合、鋼線切断後の鋼線残留応力を厳密に求めるには、上部鋼線には下部鋼線、下部鋼線には上部鋼線による作用を考慮して

$$P_t = \frac{1}{ac-b^2} \left\{ P_t \frac{c}{np} - P_t' \frac{b}{np'} \right\} \quad \therefore p_t = \frac{P_t}{A_{ts}}$$

$$P_t' = \frac{1}{ac-b^2} \left\{ P_t' \frac{a}{np'} - P_t \frac{b}{np} \right\} \quad \therefore p_t' = \frac{P_t'}{A_{ts}'}$$

ここに

$P_t, P_t'$ : 下部および上部鋼線の残留緊張力

$P_t, P_t'$ : " の初期緊張力

$n = E_s/E_c$ : 弾性比

$p, p'$ : 下, 上部鋼線の鉄筋比

$$\left( p = \frac{A_{ts}}{A}, p' = \frac{A_{ts}'}{A} \right)$$

$$a = 1 + \frac{e_s^2}{r^2} + \frac{1}{np}$$

$$b = 1 - \frac{e_s e_s'}{r^2}$$

$$c = 1 + \frac{e_s'^2}{r^2} + \frac{1}{np'}$$

より求められるわけですが、 $a, c$  に比べ  $b$  は非常に小さい値でありますから  $b=0$  として大差がありません。本論文では  $b=0$  とした場合であります。上式で計算すると  $p_t$  は  $11 \text{ kg/cm}^2$ ,  $p_t'$  は  $68 \text{ kg/cm}^2$  増加した値をえます。なお弾性比  $n$  (本論文では  $m$ ) の値を 10 ととつて計算されておりますが、本桁使用のコンクリート強度から判定して  $n=5\sim 8$  くらいにとるべきではないでしょうか。あらかじめ設計コンクリートについての実験があれば、その値から適当に決めるべきだと思います。

4. コンクリートの収縮およびクリープによる緊張力の減少 (本論文では 15% と仮定) は場所打ちコンクリートが硬化して、合成桁として作用しうる以前および以後引続いて起るものですから、より厳密には合成以前には、たとえば減少の 1/3 (5%) だけ、以後には残りの 2/3 (10%) が起るとして計算すべきですが、

一般には合成以前に減少が全部起るとして計算した方が、より安全側の結果をえるようです。したがって設計としては本論文のとおりで充分であると思います。

5. 場所打ちコンクリートによる合成が完成されてから、活荷重が作用した場合、場所打ちコンクリートの Prestress 材との接触面における引張応力は、一応検討する必要があるわけですが、本設計の場合  $25.6 \text{ kg/cm}^2$  となりますから、Prestress 材と同品質のコンクリートを用いてある限り充分安全であると思われます。

6. 床版横方向に対しては本桁のように橋巾のせまいものでは、普通鉄筋を用いて充分でありましょう。そしてその計算の場合、本論文と同結果をえるのでありますが、本論文では許容応力  $150 \text{ kg/cm}^2$  という高級コンクリートを使用しているながら、 $\sigma_{sa} = 60 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$  として有効深さ  $d$ , 鉄筋量  $A_s$  を求めるという、いかにも矛盾した、意味のない計算を行つているように考えられがちです。

したがつてむしろ最初より  $d$  を鉄筋挿入による桁連結を兼ねるに適当な位置にとり、 $d = e_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$  より  $e_1$  を逆算し、 $\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$  に採つたとき、この  $e_1$  を満足する  $\sigma_c, p$  を求める方がより合理的な考え方でわかりやすいと思います。本桁のとき  $d = 11 \text{ cm}$  にとれば  $e_1 = 0.307 \cdot \sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$  のときには  $e_1 = 0.307$  に相当して  $\sigma_c = 58.5 \text{ kg/cm}^2$   $p = 1.03\%$  ( $A_s = 11.3 \text{ cm}^2$ ) となります。

7. 合成桁の破壊試験を行われ、合成度は予期以上に良好であつたとされていますが、この供試合成桁製作の場合、場所打ちコンクリートは桁製作後何日くらいで打たれ、試験は材令何日くらいでやられたのですか? また使用鋼線、コンクリートの強度は実際どのくらいあつたのですか? また桁と場所打ちコンクリートの接触面には目地継目のときのような作業を行われたのかどうか? ただ設計計算と荷重試験結果の比較のみで実際供試体の品質がわからないのでは合成が充分であるとか予期以上の成績であるとかの適確な参考資料とならないので簡単な御説明を願えれば幸甚に存じます。なお合成度については今後施設が許せば疲労試験による御検討を願えれば有難く存じます。

#### 著 者 洞 庭 謙

私の拙文に対する御討議に対し深く敬意を表し以下簡単に御回答致します。

1. 橋長僅か 11.6 m の橋梁に対し 3 径間とした理由は

(a) 架橋附近は一帯の低地で水位は高く、かつ両側取付道路の盛土を高くすることは許されず、極度に橋体厚を薄くすることを要求された。

(b) 2 径間とすることも考えたが美観を損ずるのと

下流にも3径間の橋が架設されているのでこれに準じた。

(c) 製作架設を簡易にするため形を単純化し、重量も軽く現場で型枠を要しない安価で迅速な工法として逆T型3径間をえらんだ。

2. 最終鋼線応力です。

3. これは御説のとおりです。但しコンクリートの圧縮強度が  $350 \text{ kg/cm}^2$  に達すれば鋼線を切断するのでここでは弾性比  $n$  の値を 10 としたのです。普通設計の場合はこの計算は省略してプレストレスの減少総量を初期緊張力の 15~20% として計算すればよいと考えます。

4. 緊張力の減少の問題は緻密計算を必要とする場合は御説のように分析して数値を計算すべきですが、普通設計には前記のようにプレストレスの減少総量 15~20% の中に含めて考えてよいと思います。

5~6. この問題は全く御説のとおりです。本文に説明を省略した筆者の怠慢のしからしめるところで矛盾と考えられるのは当然であります。

場所打ちコンクリートの圧縮側の応力は  $64 \text{ kg/cm}^2$  に過ぎないので圧縮応力に関する限りは圧縮強度  $200 \text{ kg/cm}^2$  程度のコンクリートで充分であります。しかし引張側では約  $26 \text{ kg/cm}^2$  の引張応力が働きますので  $300 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートを使用致しました。こ

れでも引張側のひびわれに対する安全率は少ないのですが、中埋コンクリートのこの部分の重要度から考えて低位でよいのではないかと考えました。応力が大なる場合はこの部分にも鉄筋を挿入するかまたは引張側のコンクリート断面を控除して断面係数を計算するのも一方法かと考えます。

次に鉄筋コンクリートとしての計算に  $\sigma_{ca} = 60 \text{ kg/cm}^2$  としたのはコンクリートの強度を低位としたためです。破壊試験の結果の記録は場所打ちコンクリートが  $500 \text{ kg/cm}^2$  の強度のものを使用した分だけが完了しておりましたのでこれを例示したのですが低強度の場所打ちコンクリートを使用したものの試験結果は別途御報告申し上げたいと存じます。

7. 破壊試験合成桁の材令は桁 32 日、場所打ちコンクリートは 10 日です。いずれもベロセメントを使用し 1 週強度はそれぞれ  $510 \text{ kg/cm}^2$  及び  $480 \text{ kg/cm}^2$  でした。

鋼線は破断強度  $195 \text{ kg/mm}^2$  径  $2.9 \text{ mm}$  のピアノ線を使用しました。桁と場所打ちコンクリートの接触面は単に水洗いだけです。

次に合成桁の疲労試験のすすめがありました。が研究所と異なり実務のかたわらやっておりますので充分御期待に沿うことができないのは残念であります。貴大学においてこの問題を御研究願えるならばまことに幸甚に存じます。

## ルールに作用する衝撃荷重の影響について

(土木学会論文集第 14 号所載)

正 員 佐 藤 裕

軌道の動力学については多くの研究が発表されていますが、それらはルールを連続弾性支承上の無限長梁と仮定したのが大部分であつて、実際に適用するには相当の距りがあるように感ぜられます。何となれば、軌道の動力学のうち実際に最も問題となるのは、ルール継目部に関してであつて、ここで注目されるのはルール及び継目板の形状を除くと、主に枕木配置、枕木形状及び支点の弾性的性質であつて、これらの関係を知るためには、連続支承の仮定はあまり適当でないと思われるからであります。著者は等間隔の弾性支点を有する無限長梁の動力学に適用すべき 5 連モーメントの式を展開し、衝撃の問題を解いておられますので、継目部のルール振動を究明するための一方法として、大いに啓発されるところがありますが、次の疑問に対し御教示下されれば幸いです。

1. 連続梁の静的たわみに適用される 3 連モーメン

トの式に対応する動的モーメントの式は、梁の質量による慣性力のため支点における傾斜角が影響されることを考えて導かれることは著者のとおりで近似解についても異論はありませんが、疑問は支点に単純なバネの性質のみを仮定するのみで充分かということ、実際の軌道を考えると、枕木はは洗下に対してたしかに線型バネの性質はもっていますが、さらに質量も持っていることを無視できないと思います。支点をバネモデルで考えるとき従来この質量についてはあまり明確でなく、多くの研究者は附加質量として適当な値をルールに加えています。路盤を半無限完全弾性体と仮定すれば附加質量に相当するものを求めることもできますが、このときは減衰係数に相当するものも必然的にともないます。たとえば

Reissner; Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes.