

I-1 野 積 橋 の 設 計 に つ い て

新潟県土木部道路課

正員 牧野文雄 正員 高津知巳

日本設計測量株式会社

正員 西野満男 〇正員 高尾孝二

1. 野積橋の概要

野積橋は一般地方道間瀬・寺泊線が新信濃川を渡る河口より約1kmの地点にある木橋の現野積橋が老朽化したため、これより約450m下流に架替えるものであり、構造形式に新しいものを探り入れた設計をこのたび完了したのでその概略を報告する。

2. 比較設計

本橋は地形、洪水位などの関係から比較的長大スパンの形式が要求され、考えられる形式はいろいろあるが、基礎地盤の状態、取付道路の関係、海岸に近く塩害の恐れのあること等を考えて結局次の4型式が本設計に先立つて比較設計の対象となつた。

- オ1案 ランガーガーダー、側径間御荷重合成桁
- オ2案 3径間連続トラス
- オ3案 3径間自碇式アーチ
- オ4案 Dywidag 工法による3径間P〇橋

以上4ケの型式について概算計算を行い、上下部工を合せた総工費、美観、維持などの総合的な比較の結果オ3案に示した自碇式アーチが最もすぐれているという結論に達した。

3. 設計概要

基本構造 本橋の力学的支持条件は中間橋脚上で支点をはさむ両側のアーチは別別にヒンジ支承になつており一方は橋脚に固定し他方はアーチ相互の変位は許されないように強固な連結材（アーチの水平力を伝達し得るもの）で結合されているが橋脚に対しては水平方向に可動である。また両橋台上では水平方向可動なることは勿論である。したがつて外的支持条件は普通の3径間連続桁と同じである。またタイは支点を跨いで両側のアーチも結んでおりアーチの全水平力を受けると同時に縦桁として働く構造となつている。

構造解 この型式は2次不静定構造である。後で核モーメント影響線の計算に便利のようにタイの応力を不静定未知量にとる。左右のタイの応力を X_a , X_b とすれば

$$\delta_{am} + X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} = 0$$

$$\delta_{bm} + X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} = 0$$

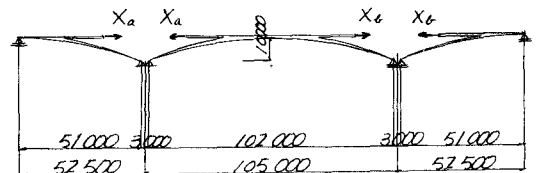
が成立ち

$$\delta_{aa} = \delta_{bb} = \int \frac{M_a^2}{EI} ds + \int \frac{N_a^2}{EA} ds + \int \frac{1}{EA} ds$$

(アーチ) (アーチ) (タイ)

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} = \int \frac{M_a M_b}{EI} ds + \int \frac{N_a N_b}{EA} ds$$

(アーチ) (アーチ)



また δ_{am}, δ_{bm} は $Xa=1$ または $Xb=1$ が作用したときの任意 a, m の変位で、たとえば弾性荷重を用いて容易に求まる。すなわち k 点の弾性荷重はセン断力の影響を無視して

$$W_k = \frac{1}{6} \left[(M_{k-1} + 2M_k) \frac{S_k}{I_k} + (2M_k + M_{k+1}) \frac{S_{k+1}}{I_{k+1}} \right]$$

$$- \left(\frac{N_k}{M_k} \tan \varphi_k - \frac{N_{k+1}}{M_{k+1}} \tan \varphi_{k+1} \right)$$

実用上は上式より2項を省略しても差支えない。数値の試算の結果最終的なタイの影響線および支間中央の曲げモーメントの影響線を示せば図のようである。タイから支点までの高さを Δ とすれば $M = -Xa \cdot \Delta$ は連続桁の支点曲げモーメントに相当する値であり、図中破線で示した曲線は径間連続桁とした場合の支点及び支間中央の曲げモーメント影響線である。これらと比較すれば本橋の特質が明らかにさる。

次に断面構成について簡単にふれるならば、アーチは支点および拱頂附近で桁高を低くし美観上すぐれた形をとると共に単一箱桁断面を採用した。またタイは大きな水平力を受けるので出来るだけ小さい断面を形成すべく SM60 を使用した。なおタイの設計に当つて、桁桁としての応力とタイとしての応力を組合す必要があるが、両者の最大応力度の代数和について検討することも考えられるがこの場合荷重系の採り方にも問題があるがここでは H_{max} の場合と H_{min} の場合について応力度を計算し許容応力度の割増しを行わなかつた。また本橋は架設地点が河口に近いので主桁のみならず他の部材もすべてボックス断面が要求されたので、支柱はパイプを使用しラテラルは床版内に埋込むことにした。

座屈について アーチの座屈については本橋のように比較的偏平なアーチではほとんど問題にならない、フランジは縦リブおよび横リブで補剛されているので腹板および隅板で単純支持された正交異方性板と考へて座屈の検討をした。また腹板は DIN4114 により安全率 1.5 以上を満足した。

たわみ 活荷重によるたわみは中央径間支間中央で $l=0.180m$ である $\delta/l=1/585$ 支間中央附近では曲げモーメントは正であるから強固なスラブ止めにより設計応力程度の荷重に対して合成作用をさせれば橋全体の剛性を更に上げることが出来ると考える。なお本橋についての模型実験を現在計画中でその結果により本設計を反省して見る積りである。

