

I-153 上路アーチ橋クラウン部短支柱の設計について

横河ブリッジ 正員 盛川 勉 NKK 正員 藤田勝彦
日本道路公団 佐野仁紀 日本道路公団 早瀬正文

1. はじめに

上路アーチ橋の支柱は、一般に圧縮力のみを受ける柱として設計するが、アーチクラウン付近の短い支柱については、補剛桁とアーチリブの相対変位による2次曲げを受ける部材として考える必要がある。したがって、構造解析においても、この短支柱を補剛桁、アーチリブに剛結合として断面力を算出し、軸力とともに曲げモーメントも受ける部材として応力照査をおこなう場合が多い。一般に、トラス橋に代表される柱部材ではボルト継手による連結構造の場合に2次的な曲げがはたらくが、部材高/部材長 $<1/10$ であれば付加応力度はおおむね10%以内であるので、設計の煩雑さを避けるため軸力のみを受ける部材として扱っている。

上路アーチ橋は他の形式に比べて橋軸方向の水平変位が比較的大きく、2次曲げの影響によって支柱取付部に疲労亀裂が発生した例も報告されている。そのため、上路アーチ橋では支柱、とくにクラウン付近の短支柱については設計上の配慮が必要であるが、たとえば取付ガセットのフィレットの有無、半径などは設計者の判断によるところが大きい。本文では、上路アーチ橋短支柱についての既往の設計例・問題点を紹介するとともに、実設計の例での問題点と対応について報告する。

2. 短支柱設計の問題点

上路アーチ橋の支柱は、主として支柱間隔・幅員と支柱高で断面寸法が支配される。一方、アーチリブ、補剛桁断面は支間長に応じて断面力が大きくなるため断面寸法も大きくなる。したがって、上路アーチ橋の場合は支柱断面とアーチリブ・補剛桁断面は、トラス橋のように主構部材の幅寸法を合わせることもむずかしくなる。そのため、支柱取付部ではアーチリブ、補剛桁のウェブ幅に合わせて支柱幅を広げることが多い。しかし、短支柱部では、部材長が短いために構造的なおさまりがわるく、断面幅を変えずに補剛桁、アーチリブに取り付ける場合もある。この場合、控え構造を設けているが、補剛桁・アーチリブフランジに板曲げをおこさない構造であるかが耐疲労上重要な問題と考えられる。

一方、構造解析・応力照査の面から、上路アーチ橋の設計例を表-1に示すが、

①剛結クラウンの隣接支柱は、トラス部材とみなしてしまう。

②曲げの影響を考慮したときにも

表-1 アーチクラウン隣接支柱の設計(実例)

橋名	型式・支間等	クラウン部構造	クラウン隣接支柱	備考
A 橋	29.4+195.0+29.4 ^m アーチ支間 185.0 ^m 幅員 9.5+2×1.5 ^m 支柱間隔 11.5 ^m		仮定断面 $A=0.027\text{ m}^2$ ($I=0$) (トラス部材) 設計断面 ($N=-151^t$) $A=0.027\text{ m}^2$ $I_y=0.0002\text{ m}^4$ $I \approx 2.4\text{ m}$	・クラウン隣接支柱はトラス部材と仮定。
B 橋	36.0+145.0+36.0 ^m アーチ支間 145.0 ^m 幅員 8.0 ^m 支柱間隔 10.4 ^m		仮定断面 $A=0.0180\text{ m}^2$ ($I=0.00043$) 設計断面 ($N=-92.0^t$) $A=0.0180\text{ m}^2$ $I=0.00043$ $I \approx 1.4\text{ m}$	
C 橋	32.5+150.0+32.5 ^m アーチ支間 150.0 ^m 幅員 10.0 ^m 支柱間隔 10.0 ^m		仮定断面 $A=0.0170\text{ m}^2$ ($I=0.00040$) 設計断面 ($N=-103.8^t$, $M=34.6^{\text{tm}}$) $A=0.0193\text{ m}^2$ $I=0.00061\text{ m}^4$ $I \approx 1.9\text{ m}$	・2次曲げ考慮。 ・仮定断面と実断面に隔きあり。
D 橋	29.9+120.1+29.9 ^m アーチ支間 110.0 ^m 幅員 8.0 ^m 支柱間隔 10.0 ^m		仮定断面 $A=0.0112\text{ m}^2$ 設計断面 ($N=-91.6^t$) $A=0.0112\text{ m}^2$ $I \approx 2.5\text{ m}$	・トラス部材として扱っている。 ・ $h/l \approx 1/8.3$
E 橋	2×29.85+211.0+29.85 ^m アーチ支間 200.0 ^m 幅員 14.5 ^m 支柱間隔 10.5 ^m		仮定断面 $A=0.0157\text{ m}^2$ ($I=0.00016$) 設計断面 ($N=-174^t$, $M=10.0^{\text{tm}}$) $A=0.0195\text{ m}^2$ $I=0.00020\text{ m}^4$ $I \approx 1.6\text{ m}$	① クラウン隣接部点 2次曲げ考慮ただし仮定断面と実断面に若干の差あり。 ② クラウン隣接部点第2橋点 トラス部材として扱う。 $h/l \approx 1/5$ 橋点の2次曲げの影響について、全体解析および橋点部FEMにより別途調査。

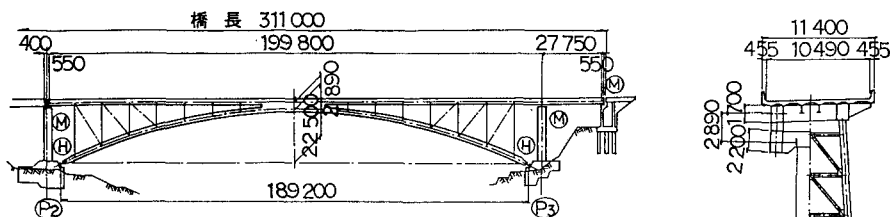


図-1 只見川橋一般図

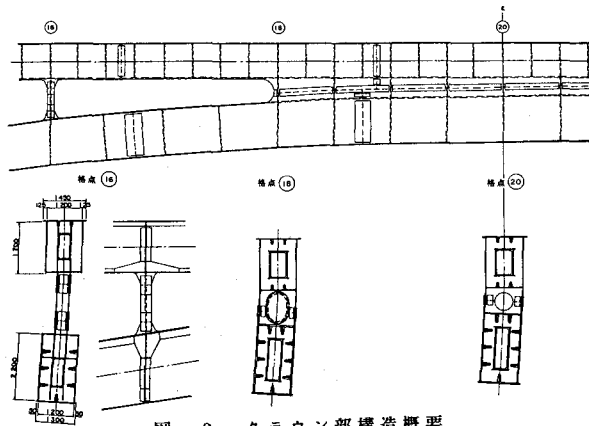


図-2 クラウン部構造概要

- (a) 仮定剛度と実剛度の開きを無視している
(b) 支柱部材の部材長として、解析上の骨組長をとっている
など、問題点が含まれている場合があることが分かる。

3. 只見川橋の設計例

本橋は、磐越自動車道の会津坂下IC付近に位置し、支間189.2mの上路補剛アーチと連続鉄桁からなる。図-1に上路アーチの一般図をしめす。

本橋は、 λ/π の比が1/8.4と小さいため、主構に斜材を設けてトラス効果を与えている。そのため、補剛桁はすべて可動支承であるにもかかわらず、活荷重たわみは $L/2100$ とこの規模の上路アーチ橋としてはきわめて小さい。図-2にクラウン部の構造概要をしめす。

本橋の当初計画では、クラウン剛結部は支間中央から両側に半間隔ずつとることとしていた。あわせて、本橋は λ/π が小さいために、支間中央から片側3格点が、2次曲げを考慮しなければならない短支柱とみなしていた。そのため、支柱断面として箱断面を想定して構造解析をおこない断面構成をしたが、仮定剛度に対して約1.7～2.7倍の大きな値となった。そこで図-3にしめすように、仮定断面を変えて曲げモーメントを算出したが、仮定剛度をかなり大きくしても曲げモーメントの収束性は改善されず、支柱本来の柱部材としての適正な断面を設計することが困難となった。そこで、いくつかの検討・考察の結論として以下のような構造をとることとした。図-3の考察から、 λ/π 第3格点（格点14）の支柱については、部材高をしばって（ $h=350\text{mm}$ ）トラス部材として扱う。また、本橋では、 λ/π がとくに小さい上路アーチ橋であることから、クラウン隣接格点（格点18）まで剛結部を広げた方が短支柱の2次曲げの問題を解消できる点で構造的にも優れ、かつ λ/π が小さいことと相まって美観的にすぐれ、鋼重増もほとんど生じない。 λ/π 第2格点（格点16）については、 λ/π を2ヶ所設ける構造とすれば2次曲げは完全に解消されるが、逆に λ/π 構造の「あそび」による構造的な問題などを引き起こすことが懸念される。したがって、第2格点についてもH断面で柱を構成して剛度を下げ、かつ許容応力度については2次曲げの影響であることから、トラス部材の規定を準用して20%の割り増しを考慮するものとした。

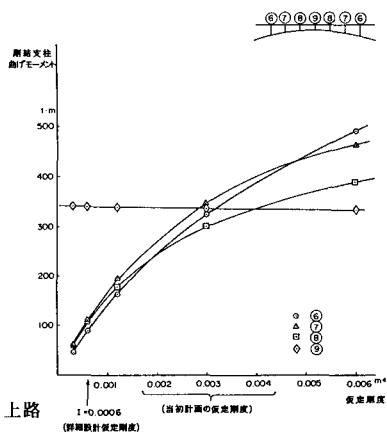


図-3 剛結支柱の仮定剛度と発生モーメント

4. おわりに

実橋を設計する観点から、上路アーチ橋短支柱の問題点などについて記した。疲労強度の評価、クラウン部の剛度評価などとの関連については記述できなかったが、機会を改めて報告したいと考えている。