

(8) 鋼・コンクリート複合アーチ橋の設計 ～第二東名富士川橋～

築山有二¹・岡田尚久²・山村 徹³・渡辺典男⁴

^{1,2}正会員 日本道路公団 関東第二支社富士工事事務所（〒417-0061静岡県富士市伝法字大原170-1）
E-mail: 1 Yuuji.Tsukiyama@jhnet.go.jp

2 Naohisa.Okada@jhnet.go.jp

^{3,4}正会員 大成建設株式会社 土木設計部橋梁技術設計室（〒163-0606東京都新宿区西新宿1-25-1）
E-mail: 3 yamamura@ce.aisei.co.jp

4n-nabe@ce.aisei.co.jp.

第二東名富士川橋は、アーチ橋の構造的合理性、コスト削減を迫り、わが国で初めての「鋼・コンクリート複合アーチ橋」を採用した。複合アーチ橋は、アーチリブ、鉛直材に圧縮特性に優れたコンクリート構造を、上部桁に軽量化を図れるPC床版鋼2主桁を組み合わせた合理的な構造である。このため、本橋では通常のコンクリートアーチ橋と比べ、自重が約40%軽減され、約20%のコスト削減が可能となった。本橋は、このように全体構造として鋼とコンクリートの複合構造を採用しているほか、上部桁にPC床版と鋼桁の合成構造、鋼桁とRC橋脚の接合に複合剛結構造を採用している。本編では、これらの複合構造の設計について紹介する。

Key Words : *steel-concrete hybrid arch bridge, twin steel composite girders with PC slab, composite rigid structure, perfobond lib*

1. はじめに

国内のアーチ橋は、従来、鋼アーチと鋼桁、コンクリートアーチとコンクリート桁という具合に、アーチと桁の構造に同じ材料を使用することが一般的であった。これから紹介する富士川橋は鋼桁とコンクリートアーチを組み合わせた混合構造のアーチ橋であり、同構造の採用は国内で初めての試みである。

複合アーチ橋は、この他に世界最大支間425mを有するコンクリートアーチ橋として有名な万県長江大橋があるが、これはアーチリブに鋼管とコンクリートとの合成構造を採用したアーチ橋であり、本橋の複合構造とは異なるものである¹⁾。富士川橋と同形式の複合アーチ橋は、1991年にフランスで架設されたChateaubriand橋²⁾が最初であり、富士川橋以後、国内でも採用実績が増えているアーチ橋形式である。

本橋のプロポーシオンについて、写真-1に完成写真を、図-1に全体一般図を示す。本橋は、アーチ支間265mを有し国内で最大のコンクリートアーチとなる。アーチライズは40.5mを有し、スパンライズ比は1/6.5である。鉛直材は、独立2本柱式を採用している。



写真-1 第二東名富士川橋 完成写真（2005年6月撮影）

2. 鋼・コンクリート複合アーチ橋の特徴

従来のコンクリートアーチ橋と比較しながら、本橋の鋼・コンクリート複合アーチ橋（以下、複合アーチ橋）の構造的な特徴について述べる（表-1参照）。



第1案 鋼・コンクリート複合アーチ橋		第2案 コンクリートアーチ橋		
側面図				
断面図				
全体剛性	補剛桁の剛性がアーチリブに比べて非常に小さいため、アーチの設計においては補剛桁の剛性は殆ど影響しない	全体の鉛直荷重を補剛桁とアーチリブで分担する補剛アーチとなる		
補剛桁	PC床版鋼2主桁	PC箱桁		
アーチリブ	・補剛桁及び鉛直材の重量が第2案と比較して軽減され、断面をスリム化できる。 ・アーチリブと補剛桁が分離できるため、施工が単純化される。 *下記()内はコンクリートアーチ橋に対する割合		・補剛アーチの効果が現れても、断面力は第1案と比較して大きく断面も大きくなる。	
	アーチ スプリングング	軸力 N= 217840 kN (0.67) 曲げモーメント M=-120653 kNm (0.23)	アーチ スプリングング	軸力 N= 327242 kN 曲げモーメント M=-520498 kNm
	アーチ クラウン	軸力 N= 176315 kN (0.71) モーメント M= 68356 kNm (0.60)	アーチ クラウン	軸力 N= 249625 kN 曲げモーメント M= 113756 kNm
アーチ拱台	・スプリングングに作用する断面力から、第2案と比較して躯体体積が少なくなりマスコンクリート対策が軽減できる。		・スプリングングに作用する断面力が、他案に比べて非常に大きく、拱台規模も最大となる。 ・躯体はマスコンクリート構造物となり、コンクリート温度・セメント種類・配筋等多岐にわたる対策が必須となる。	

(1) コンクリート部材のスリム化

今回の複合アーチ橋では、上部桁にPC床版鋼2主桁を採用することで、上部工反力を小さくし、これを支持する鉛直材、アーチリブおよびアーチ拱台に発生する断面力を抑制し、コンクリート数量にして約40%の軽量化を達成した。各部材に着目しその特徴を補足する。

アーチリブは、図-2に示すように施工時に使用するPC鋼材の配置に必要な厚さで部材寸法が決定された。

アーチ拱台は、コンクリート体積が40%減少されたことにより、マスコンクリート対策が軽減されている。

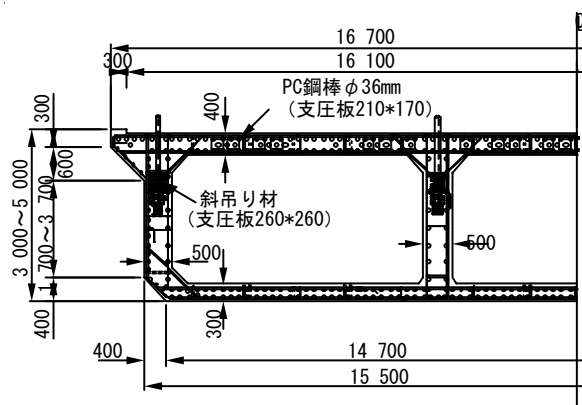


図-2 アーチリブの断面詳細図

(2) 全体剛性

本橋は、桁の剛性がアーチリブと比較して小さく（桁とアーチリブの曲げ剛性比：約1/20）、従って、桁の補剛作用が小さくなり、橋梁全体の剛性をアーチリブが支配する。

(3) 桁の支持方法

本橋は、地震時の桁の慣性力をアーチリブへ円滑に伝達させるために、アーチクラウンで桁と鉛直材を剛結合している。また、その他の支持点においても、地震時の耐震性を高めるために、可能な限り剛結合を採用し内部不静定次数を高めている。一方、アーチクラウンに近く柱高の低い鉛直材については、剛結した場合、温度変化による桁の伸縮により作用する断面力により、過剰な配筋が必要となることから、図-1に示すようにゴム支承を採用している。

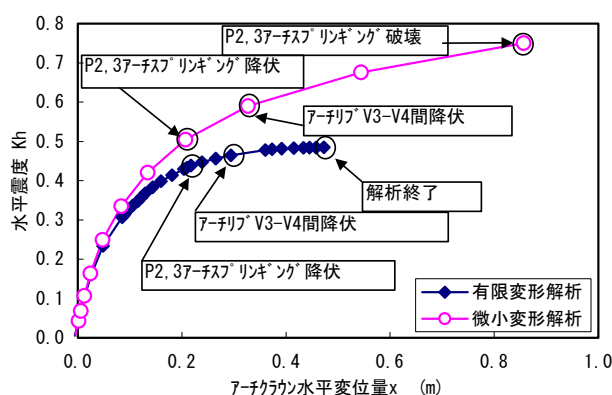


図-3 アーチクラウン水平変位と水平震度の関係

3. 鋼・コンクリート複合アーチ橋の耐震性能

本橋はアーチ橋という主たる振動モードが複数存在する橋梁であることから、耐震設計においては、非線形動的解析を用いてレベル2地震動に対する性能照査を行っている。以下に、解析モデル、振動モードおよび解析結果について概要を述べる。

(1) 解析方法

耐震設計では、上部工重量の軽減によるスリム化と長大アーチという本橋の特徴から、耐震解析を行う前に、プッシュオーバーアナリシスにより荷重-変形性能を確認することとした。その結果、図-3に示すように、アーチスプリングの降伏する変位において、微小変形と有限変形解析で約20%程度の差が見られたため、幾何学的非線形性の影響が大きいと判断し、実解析では有限変形理論を適用している。

また、アーチリブは、時々刻々変化する慣性力により

軸力が変動し、これに伴い曲げ変形性能も変化する。また、橋軸直角方向地震時においては、常時における面内曲げモーメントと、慣性力による直角方向の曲げモーメントが同時に作用するため、2軸曲げ問題となる。本件では、これらの問題を対応するために、ファイバーモデルを採用することにした。

(2) 振動モード

表-2に本橋の代表的なモードの固有値を示す。また、図-4に固有振動モードを示す。

橋軸方向の解析で問題となる面内のモードは、1次、5次、18次、26次および36次が卓越し、複数の主要な振動モードが確認された。

ここで、1次モードは、アーチリブの変形が中心となり、アーチリブの変形により上部桁が変形し、全体としてクラウン部を中心とした逆対称型のモード形状となる。5次モードは、アーチリブの逆対称型モードの2次モードである。26次モードは、アーチリブ上の一部の柱が独立して振動するモードである。橋軸直角方向のモード

は、2次モードが卓越している。以上の傾向は、通常のコンクリートアーチ橋とほぼ同様であり、複合アーチ橋特有の動きは見られていない。

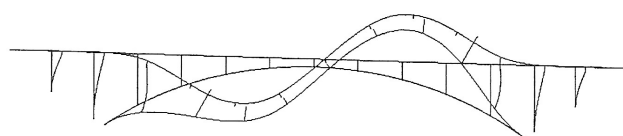
表-2 固有値解析結果

(a) 橋軸方向

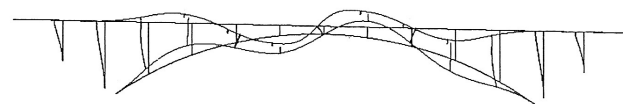
モード 次数	固有振動数 Hz	固有周期 sec	刺激係数	備考
1	0.505	1.980	0.7	逆対称1次
5	1.442	0.693	0.9	逆対称2次
18	2.089	0.479	0.6	
26	3.107	0.322	0.7	鉛直材V2, V81次
36	3.793	0.264	2.7	

(b) 橋軸直角方向

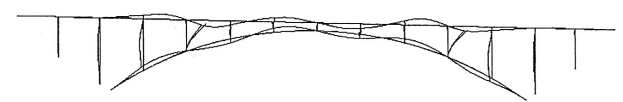
モード 次数	固有振動数 Hz	固有周期 sec	刺激係数	備考
2	0.631	1.585	1.5	



1次モード

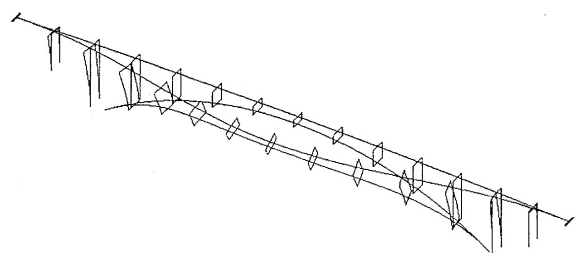


5次モード



26次モード

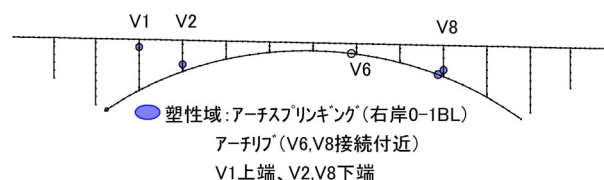
(a) 橋軸方向の主要な振動モード



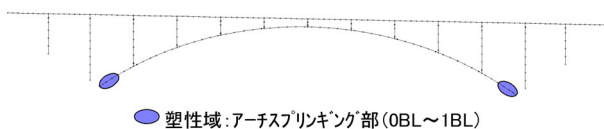
2次モード

(b) 橋軸直角方向の主要な振動モード

図-4 固有振動モード



a) 橋軸方向 (内陸直下型地震動)



b) 橋軸直角方向 (海洋プレート型地震動)

図-5 レベル2地震動に対する塑性化域

(3) 照査結果

レベル2地震動を橋軸方向および橋軸直角方向へそれぞれ入力した場合に、最外縁鉄筋が降伏する個所を図-5に示す。橋軸方向解析では内陸直下型地震動、橋軸直角方向解析では海洋プレート型地震動の方が、塑性化する部位が多く現れその応答曲率も大きいことが分かった。これは、橋軸方向解析では、5次や26次等の短い周期のモードが内陸直下型の応答特性に一致したものと考えられ、橋軸直角方向では、唯一の主要モードである2次モードの周期が比較的長く ($T=1.585\text{sec}$)、海洋プレート型地震動の応答特性に一致したものと考えられる。発生個所については、橋体の振動特性を受け、橋軸方向ではアーチスプリングだけでなく、アーチの中間点や脚の上下端でもみられ、塑性化域が分散する傾向にあり、橋軸直角方向解析ではアーチスプリングに集中する傾向にある。これらの塑性化ポイントについて、曲率によるじん性評価を行い安全性の確認を行っている。

4. 鋼桁とRC橋脚との複合剛構造の設計

(1) 構造概要

本構造は、図-6に示すように、桁と鉄筋コンクリート橋脚との力の伝達を桁に配置した孔あき鋼板ジベルにより行い、桁の周辺に発生する引張応力に対し鉄筋を適切に配置し補強を行っている。また、下フランジ下面には、支圧応力が集中しやすいことから、厚板鋼板を配置し応力を分散させている。

(2) 構造設計

a) 設計方法

本件では、桁・コンクリートおよびずれ止めをモデル

化した3次元FEM解析を行い、各部位に作用する応力を算出し、応力が制限値以内におさまるように部材寸法を決定している。荷重は、設計荷重時およびレベル2地震時を対象としており、設計荷重時には各部材が許容応力度以下に、レベル2地震時には鋼材が降伏しないように設計を行っている。

b) 応力伝達機構

上部工から下部工への応力伝達経路は、表-3に示す通りである。上部桁の軸力および曲げモーメントの70%以上が孔あき鋼板ジベルから下部工へ伝達され、上部桁のせん断力のほとんどがベースプレートを介して伝達される。なお、孔あき鋼板ジベルの設置方向は、以下の検討から水平方向に設置することが有効であると判断した。桁にずれ止めをモデル化した水平・鉛直方向に可動できるばねを設定し、曲げモーメントを作用させた場合の、ずれ止めに発生する鉛直方向および水平方向のばね反力の分布図を図-7に示す。これらの反力分布に回転中心からのアーム長をかけ回転モーメントに対する抵抗モーメントを算出すると、水平方向ばね反力による抵抗モーメントの負担率は全回転モーメントの65%に対し、鉛直方向の負担率は5%と、前者の方が約14倍有効に機能していることが分かった。これは、ずれ止めの効果は、回転中心から離れるほど効率的に機能するためであり、本橋のプロポーシヨンの場合、ずれ止めを高さ方向に離す、すなわち水平方向に配置する方が回転中心から離すことが可能となるからである。

c) 桁周辺部の補強

FEM解析の結果より、主として図-8に示す3ヶ所について桁周辺のコンクリートの引張応力およびせん断応力に対する補強の必要性が確認された。それぞれの着目箇所には次の応力が発生する。①下フランジが持ち上がる際に発生する鉛直方向の引張応力およびせん断応力、②下フランジが持ち上がる際に発生する橋軸直角方向の引張応力およびせん断応力、③主桁が橋軸方向にずれる際に発生する橋軸方向のせん断力、である。

補強鉄筋の算出は、コンクリート標準示方書構造性能照査編「6.3.5面内力を受ける面部材の設計断面力」を3次元的に拡張した式(1)を採用した。同式により、直応力成分だけでなく、せん断応力成分も考慮できる。

$$A_{sreq} = F_d / \sigma_{sa} \quad (1)$$

ここに、

A_{sreq} : 必要鉄筋量

$$F_d = \sum \sigma_{di} \cdot A_i$$

$$\sigma_{di} = \sigma_{ii} + [\tau_{ij}] + [\tau_{jk}]$$

σ_{ii} : 各要素の直応力成分 (i : 方向を示す。

x : 橋軸方向, y : 直角方向, z : 鉛直方向)

表-3 応力伝達経路

伝達経路	伝達内容
床版 → 橋脚	上部桁の軸力、せん断力
鋼桁 → 孔あき鋼板ジベル → 橋脚	上部桁の軸力、曲げモーメント
鋼桁 → ベースプレート → 橋脚	上部桁のせん断力、曲げモーメント

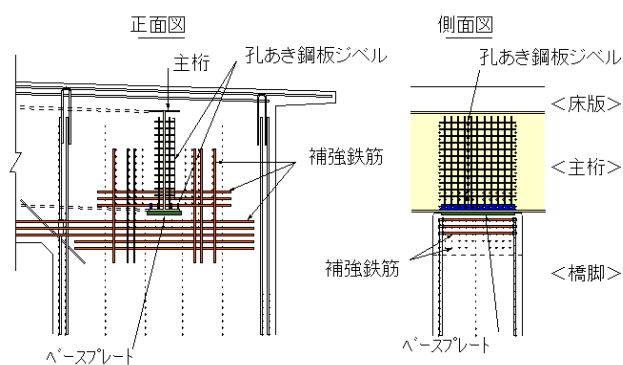


図-6 複合剛構造概要図

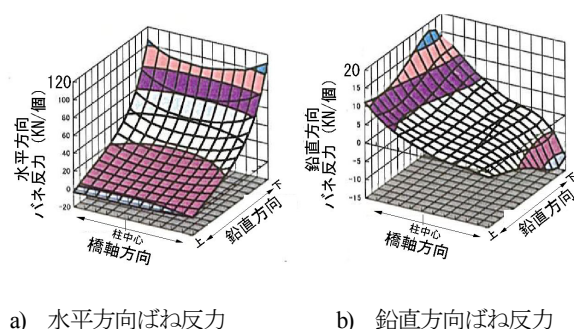


図-7 ずれ止めのばね反力分布図

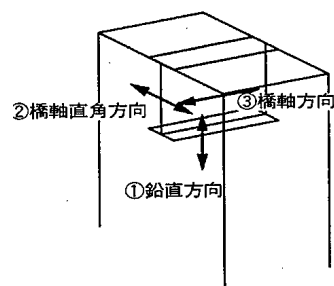


図-8 補強鉄筋の検討箇所

$[\tau_{ij}]$: 各要素のせん断応力成分の絶対値 (i, j, k : 方向を示す。)

A_i : 各要素の面積

σ_{sa} : 鋼材の許容値

(3) 性能確認実験

設計方法の妥当性を検証するため、図-9に示す実構造物の1/4スケールモデルを作成し、静的荷重実験を行っている。実験の結果、レベル2地震動に相当する作用力に対して、設計で想定した通り鋼桁および補強鉄筋が降伏しないことを確認した。

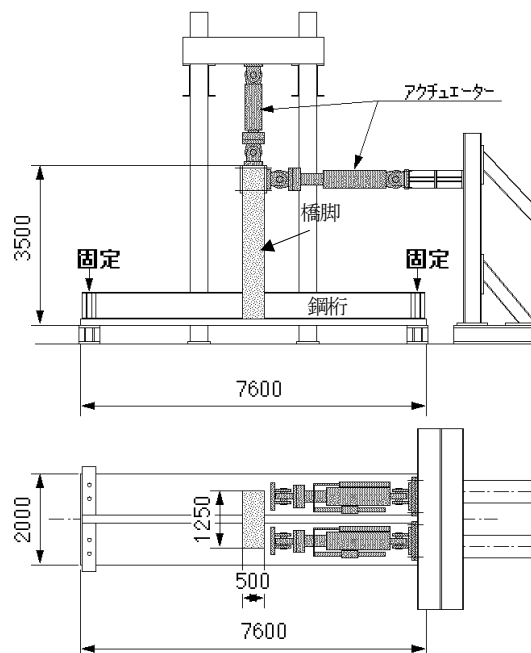


図-9 実験概要図

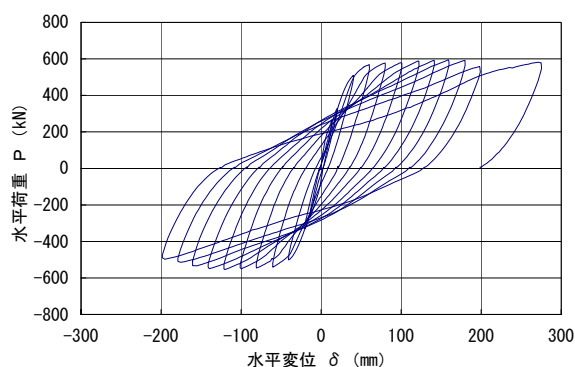


図-10 荷重変位曲線

また、正負交番荷重実験を行い、鉄筋が降伏してからの剛結部の耐荷性能について確認した。図-10にP- δ 曲線を示す。供試体は、降伏変位の10倍をこえる最終荷重段階まで明確な耐力低下も見られず、じん性のある挙動を示した。具体的な耐荷挙動をみると、 $\delta y=20\text{mm}$ で下フランジ付根において橋脚主筋が初降伏した。このときのコンクリートひび割れ幅は 0.08mm であった。この後、ひび割れは、下フランジ付根と下フランジから約 50cm 上あたりに集中し始めた。後者のひび割れは、剛結部の補強鉄筋が定着されている位置にあたる。 $+5\delta y$ で引張側鉄筋の被りコンクリートが剥離を始め、 $-6\delta y$ で最小値 -550kN 、 $+7\delta y$ で最大値 590kN の耐力を記録した。10 δy 終了後、加力装置の限界に達した 275mm で実験を終了したが、耐力は最大荷重の8割以上を保持していた。

5. おわりに

富士川橋の工事は、1999年7月に着工し2005年3月に竣工した。今回、鋼桁とコンクリートアーチの複合アーチ橋を国内で初めて導入したことは、今後のアーチ橋の選択肢の幅を広げるものだと考える。今回の設計を振り返ると、アーチリブ上の鉛直材の配置数や桁の支持方法については改善する余地があると考えている。

富士川橋での試みが、今後の橋梁技術の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) GUOMIN YAN, ZHI-HUA YANG : WANXIAN YANGTZE BRIDGE, STRUCTURAL ENGINEERING INTERNATIONAL, Vol.7, No.3, pp.164~166, 1997.8
- 2) J.Mathivat, M.Virlogeux, H.Herman : The Arched Bridge over the Rance River, XI FIP CONGRESS 1990, La technique Francaise, pp.425~439

DESIGN OF STEEL-CONCRETE HYBRID ARCH BRIDGE-FUJIKAWA BRIDGE

Yuji TSUKIYAMA, Naohisa OKADA, Toru YAMAMURA and Norio WATANABE

The New Tomei Expressway Fujikawa Bridge is the first one in Japan to apply the technique of steel-concrete hybrid arch to achieve rational and economical design. The hybrid arch bridge consists of reinforced concrete arch rib as compressive member and comparatively lightweight twin steel girder with prestressed concrete slab. With this hybrid structure, the bridge self-weight can be reduced approximately 40% compared to a conventional concrete arch type. Consequently, up to 20% cost-down can be possible. This paper will explain those hybrid structure components including PC slab and steel girder, steel girder and RC bridge pier.