

## 鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋の耐震設計

中日本高速道路(株) 秋山 大輔 本庄 正樹  
 (株)ドゥユー大地 正会員 ○吉田 直弘 正会員 坂手 道明 正会員 松田 宏

### 1. 目的

対象橋梁は、図-1 に示すように、橋長 692m の 7 径間連続鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋で、アーチ区間と PC 箱桁区間が連続する構造となっている。巨大橋梁のトップヘビーな印象を払拭して耐震性の向上を図るため、アーチリブと PC 箱桁の連続化、P2, P3 橋脚の上部に二枚壁構造の適用、剛結構造の適用、鋼狭小箱桁形式を採用し BHS500 材を適用するなどの設計コンセプトを設けている<sup>1)</sup>。本稿では、全体構造系の振動特性、設計照査結果の概要を示す。

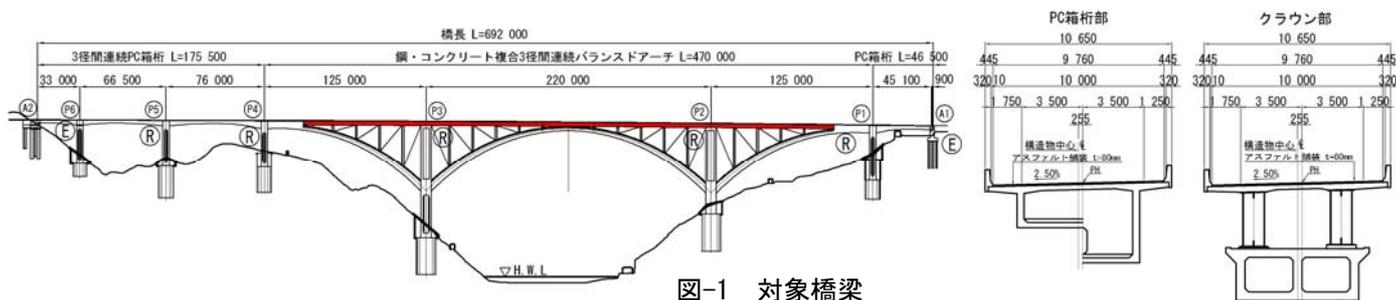


図-1 対象橋梁

### 2. 設計方針及び設計条件

本橋の完成形におけるレベル 2 地震時の耐震性能照査に用いる解析モデルを表-1 に示す。解析および照査にあたり以下の点に留意した。①レベル 2 地震時の鋼上部構造の照査においては、全断面有効で補剛桁との合成断面としての剛性を使用することが規定されているが、レベル 2 地震荷重により床版にひび割れが発生する可能性があるため、別途床版の剛性を無視したモデルで算出した断面力に対しても補剛桁(床版無視)の耐力照査を行う。②斜材については、明確な限界状態、照査方法に対する規定がないことから、図-2 に示すとおり道示Ⅲコンクリート橋編の終局荷重作用時の照査で用いる PC 鋼線、PC 鋼より線等の応力度-ひずみ関係を用い、塑性化を許容し、許容応力を  $0.93\sigma_{pu}$ 、許容ひずみを 0.015 とする。③P2, P3 橋脚の基礎は急な斜面に建設される。斜面上の基礎ばねは、山側と谷側で水平地盤反力係数が異なるため、図-3 に示すように非対称ばねによりモデル化する。④P2, P3 橋脚の橋軸方向に対する応答は複雑で塑性ヒンジの特定が難しいため、塑性ヒンジは設けず M-φモデルを用いる。⑤構造全体の非対称性により、地震波形は符号を反転させた正負両方向に入力し、最大値を抽出した後 3 波形平均値で照査する。

表-1 解析モデル(L2 地震時)

部材	L2地震時	
	橋軸方向	直角方向
補剛桁	線形モデル(床版剛性を考慮が基本)	
鉛直材	M-φモデル(トリリニア)	
P2,P3橋脚の上部(2枚壁)	非線形弾性モデル ※図-2参照	
斜材	非線形弾性モデル ※図-2参照	
アーチリブ	M-φモデル(トリリニア)	M-φモデル(トリリニア) ねじり剛性は全断面有効剛性の1/10とする。
PC箱桁	線形(剛体)モデル	
橋台	線形(剛体)モデル	
橋脚(アーチ区間 P2,P3)	M-φモデル(トリリニア) (塑性ヒンジを設けない)	M-φモデル(トリリニア) (塑性ヒンジ区間はM-θモデルとする)
橋脚(箱桁区間 P2,P3以外)	M-φモデル(トリリニア) (塑性ヒンジM-θモデルを設ける)	
基礎(橋脚)	弾性ばね(斜面の場合は非対称非線形弾性ばね) ※図-3参照	
支承	非線形弾性ばね	

補剛桁(床版無視)の耐力照査を行う。②斜材については、明確な限界状態、照査方法に対する規定がないことから、図-2 に示すとおり道示Ⅲコンクリート橋編の終局荷重作用時の照査で用いる PC 鋼線、PC 鋼より線等の応力度-ひずみ関係を用い、塑性化を許容し、許容応力を  $0.93\sigma_{pu}$ 、許容ひずみを 0.015 とする。③P2, P3 橋脚の基礎は急な斜面に建設される。斜面上の基礎ばねは、山側と谷側で水平地盤反力係数が異なるため、図-3 に示すように非対称ばねによりモデル化する。④P2, P3 橋脚の橋軸方向に対する応答は複雑で塑性ヒンジの特定が難しいため、塑性ヒンジは設けず M-φモデルを用いる。⑤構造全体の非対称性により、地震波形は符号を反転させた正負両方向に入力し、最大値を抽出した後 3 波形平均値で照査する。

### 3. 動的解析および照査結果(レベル 2 地震時)

図-4 に示す橋軸方向の 1 次振動モードは桁橋と異なり、アーチリブの軸、曲げ剛性により上下振動成分の寄与率が大きい。一方、橋軸直角方向は桁橋と同様に支間長が最長のアーチ区間が卓越した振動モードとなる。

下部構造については、表-3 に P2, P3 橋脚の決定断面とその配筋情報等を示す。コンクリート、鉄筋ともに

キーワード 鋼・コンクリート複合アーチ, バランスドアーチ, BHS500 材, 正負両方向波形入力  
 連絡先 〒359-0021 埼玉県所沢市東所沢 2-27-12 (株)ドゥユー大地 埼玉支社 構造部 TEL 04-2945-5500

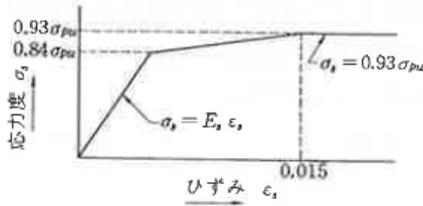


図-2 斜材のσ-ε関係

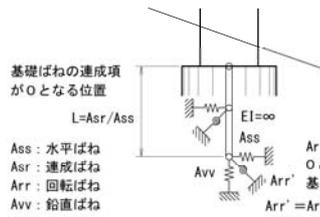


図-3 斜面上の基礎ばねのモデル化

高強度材料が必要となった。上部構造は、図-5 に PC 箱桁、図-6 にアーチリブの最大曲げモーメント分布図を示すが、P1, P4 橋脚柱頭部及びスプリング部の曲げモーメントが際立って大きい。このため、P1, P4 橋脚柱頭部の桁高は 6.5m に達する。また、図-7 に示すように、上下床版の鉄筋は SD685 で 2 段、PC 鋼材は高強度材料が必要となった。アーチリブのスプリング部は、桁高 6m で、図-8 に示すとおり、上床版の鉄筋は SD345 であるが、下床版は SD490 で 2 段必要となった。PC 材は上縁のみ内ケーブルを配置した。斜材は、PC 鋼材 19S15.7H を使用した。最大ひずみは降伏ひずみの 1.2 倍程度である。

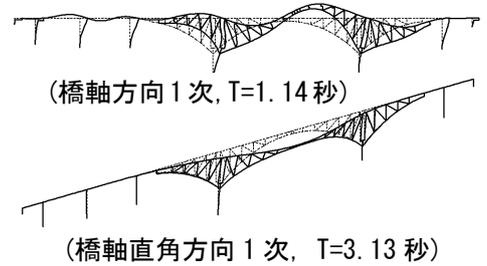


図-4 固有振動解析結果

4. まとめ

本設計はすべて骨組モデルで行い耐震性を満足する結果となった。ただし、鋼補剛桁とアーチリブの接合部など複雑な断面が多く、立体 FEM 解析による鉄筋量、PC 鋼材の配置等を見直すのが望ましい。

参考文献 1)秋山, 本城, 坂手, 吉田, 高堰: 鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋の計画, 第 69 回年次学術講演会, 平成 26 年 9 月

表-3 P2, P3 橋脚の構造諸元

下部工	P3橋脚	P2橋脚
橋脚高	h = 87.6m	h = 68.0m
結合方法	剛結	剛結
コンクリート・鉄筋強度(主鉄筋)	σck=40N/mm <sup>2</sup> SD490	σck=40N/mm <sup>2</sup> SD490
断面寸法	橋軸方向 8.0m × 直角方向 10.058m(壁厚1.5m)	橋軸方向 8.0m × 直角方向 9.377m
鉄筋配置	D51ctc150 外側-2段 内側-2段(橋軸・直角方向) 帯: D29ctc150 橋軸12本 直角8本	D51ctc150-2.5段(橋軸・直角方向) 帯: D29ctc150 橋軸16本 直角13本
柱断面形状		

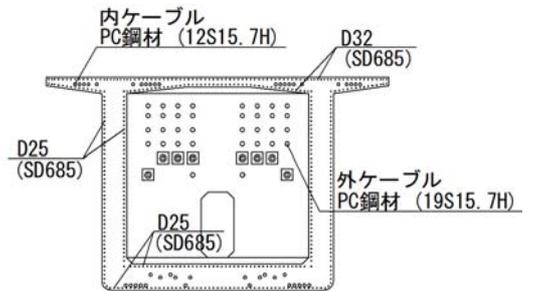


図-7 P1 橋脚柱頭部断面形状図

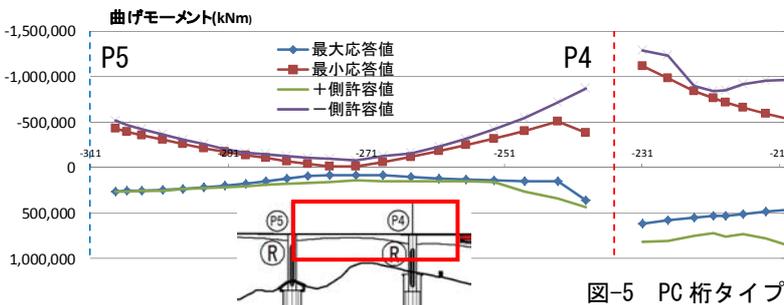


図-5 PC 桁タイプⅡ地震時曲げモーメント分布

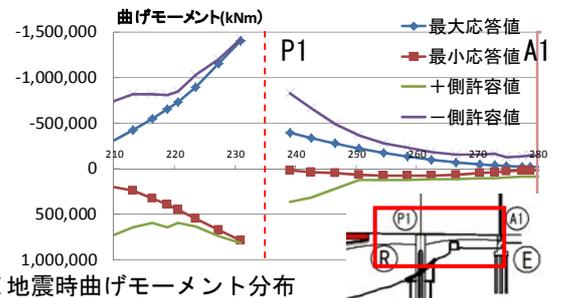


図-6 アーチリブタイプⅡ地震時曲げモーメント分布

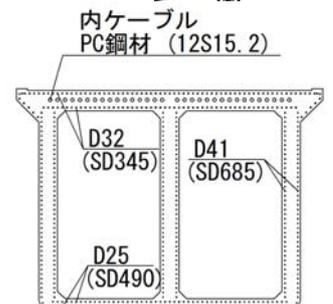


図-8 スプリング断面形状図