

3 径間連続上路式RCアーチ橋の耐震補強設計

後藤僚一¹・新井雅之²

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ（株）（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）
²フェロー会員 パシフィックコンサルタンツ（株）（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以降、今後発生する確率が高い東海・東南海・南海トラフ地震や首都直下型地震など巨大地震への備えとして橋梁の耐震補強が進められている。RCアーチ橋の地震被害は、2008年中国四川地震において報告されている¹⁾がアーチ橋の特徴により被害状況が異なっている。本論文は、3径間連続上路式RCアーチ橋を対象に、橋軸方向に対して非線形動的解析を行ったところ、橋台、アーチクラウン部、橋脚の可動支承部の遊間における上部工衝突により、鉄筋比の小さい中間支柱に引張り軸力が生じ、曲げ破壊が生じる結果を得たため、衝突を回避する補強を行い、静的プッシュオーバー解析により検証した現況で保有する耐力と変形性能を生かす損傷制御補強設計の概要を報告するものである。

2. 検討対象橋梁および目標とする耐震性能

検討対象橋梁を図-1に示す。橋長105.3m（アーチ支間34.3m，スパンライズ比1/6.0），有効幅員5.5mの河川を跨ぐ3径間連続上路式RCアーチ橋であり、竣工後80年経過している橋梁である。

事前に、コンクリートの圧縮強度試験および点検調査が行われており、現在の設計基準に相当する圧縮強度が得られていること、および老朽化の進行も見られないため、予防保全型の橋梁として100年以上供用する方針が決定されていた²⁾。本橋は、緊急輸送道路に位置付けられておらず、地震時に迂回路による交通確保も可能であることから、表-1に示すとおり、目標とする補強後の耐震性能レベルを落橋を防ぐ限界状態3（以下、耐震性能3と呼ぶ）として、RCアーチ各部材の補強後の耐震性能を設定した³⁾。

表-1 目標とする補強後の耐震性能

部材名称	耐震性能1（レベル1地震）	耐震性能2（レベル2地震）	耐震性能3（落橋を防ぐ）
アーチ	アーチリブ	○（部分的に耐震性能2の塑性率以下）	—
	アーチ支柱	○	○（部分的に耐震性能3の許容塑性率以下）
	上部工（補剛桁+床版桁）	○	○（部分的に耐震性能3の許容塑性率以下）
下部工（橋脚・橋台）	橋台	○	—
	橋台基礎	○	—
	橋脚	○	○（部分的に耐震性能3の許容塑性率以下）
	橋脚基礎	○	○（部分的に部材健全度Ⅲの許容塑性率以下）

一部塑性化する部材を耐震性能3の許容塑性率以下とする

一部塑性化する部材を耐震性能2の許容塑性率以下とする、直接基礎は「既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究：土研資料 平成22年5月」⁴⁾より『一般車両通行可能』の範囲である部材健全度Ⅲとした

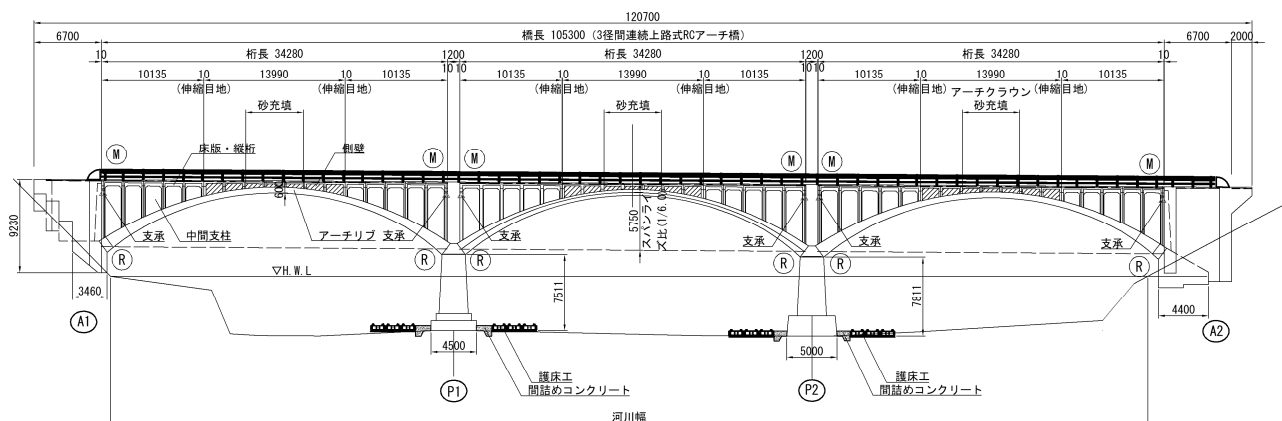


図-1 検討対象橋梁

3. 解析モデルおよび固有値解析結果

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-2に示す3次元非線形はり-ばねマースモデルとした。解析モデル上の留意点を以下に示す。

- ・アーチリブ、アーチ支柱、橋脚は軸力変動による影響を考慮し、「死荷重時」、「最大軸力時」、「最小軸力時」の3パターンのMφトリリニアモデルを作成し、それぞれのモデルで照査を行った。
- ・アーチアバットをモデル化し、アーチスプリングは剛結とした。
- ・アーチリブのねじり定数は、コンクリート全断面有効剛性の1/10として設定した⁵⁾。
- ・床版と桁は一体のMφトリリニアモデルとした。
- ・アーチクラウン部の側壁が設置された箇所はアーチリブと床版で結合した箱断面のため剛部材とした。
- ・地盤種別はI種地盤である。直接基礎は線形集中ばねでモデル化した。
- ・粘性減衰モデルはRayleigh型減衰を採用した。

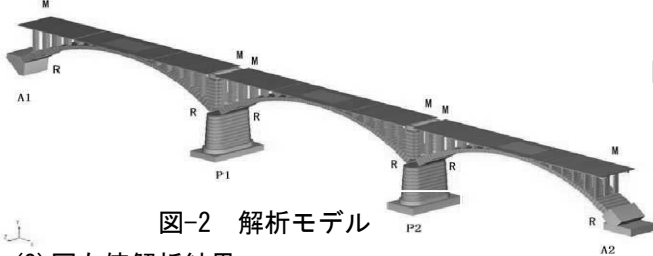


図-2 解析モデル

(2) 固有値解析結果

橋軸方向の1次振動モードは、図-3に示すとおり上部工がウェーブ状に変形する形状であり、固有周期は $T=0.61(\text{sec})$ である。

また、橋軸直角方向の1次振動モードは、図-4に示すとおり橋脚が変形し橋梁全体が直角方向に変形する形状であり、固有周期は $T=0.39(\text{sec})$ である。

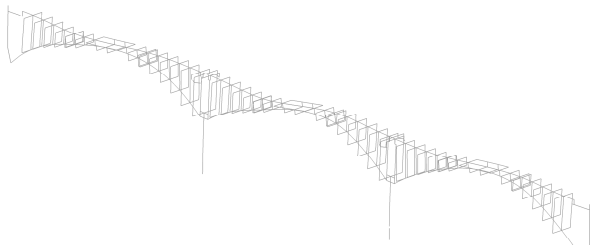


図-3 橋軸方向1次振動モード図

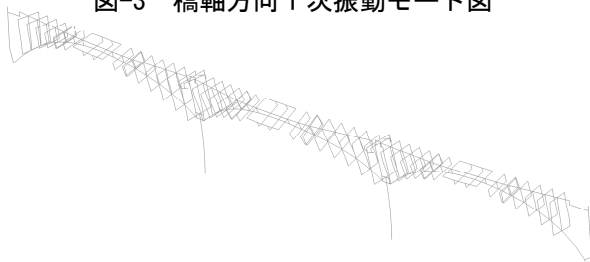


図-4 橋軸直角方向1次振動モード図

図-5および図-6より、橋軸方向および橋軸直角方向ともに、対象橋梁はタイプII地震動による応答が卓越する傾向があることがわかった。

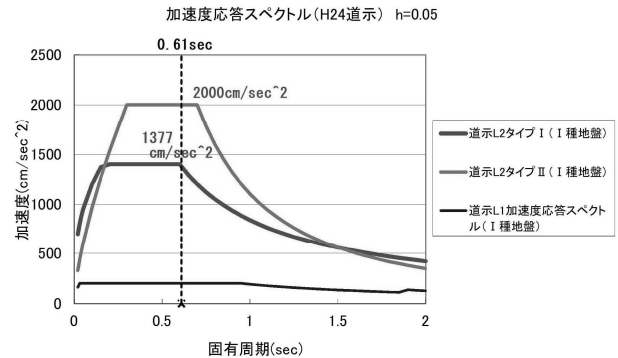


図-5 橋軸方向の固有周期と加速度応答スペクトル

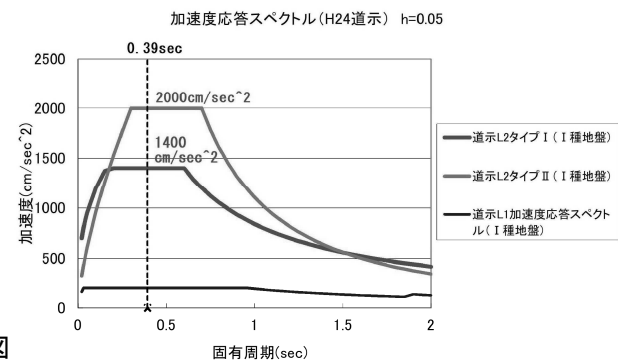


図-6 橋軸直角方向の固有周期と加速度応答スペクトル

4. 静的プッシュオーバー解析および3次元非線形動的解析による現況保有耐震性能の評価

現況の橋梁全体系の保有耐力と変形性能および部材の損傷順序を把握することを目的とした静的プッシュオーバー解析を実施した。

(1) 橋軸方向プッシュオーバー解析結果

橋軸方向の静的プッシュオーバー解析結果をA1-P1間を代表として図-7に示す。

橋梁全体系としての橋軸方向の終局耐力は $kh=0.7$ 程度まで有しており、橋脚耐力により決定される。また、アーチリブは降伏から終局までの変形性能が大きい結果を得た。

(2) 橋軸直角方向プッシュオーバー解析結果

橋軸直角方向の静的プッシュオーバー解析結果をA1-P1間を代表として図-8に示す。

橋軸直角方向剛性は橋軸方向より大きいため橋梁全体系としての橋軸直角方向の終局耐力は $kh=0.8$ 程度まで有しており、橋軸方向より大きく橋脚耐力により決定される。しかし、変形性能に関しては橋軸方向よりも小さい傾向となる結果を得た。

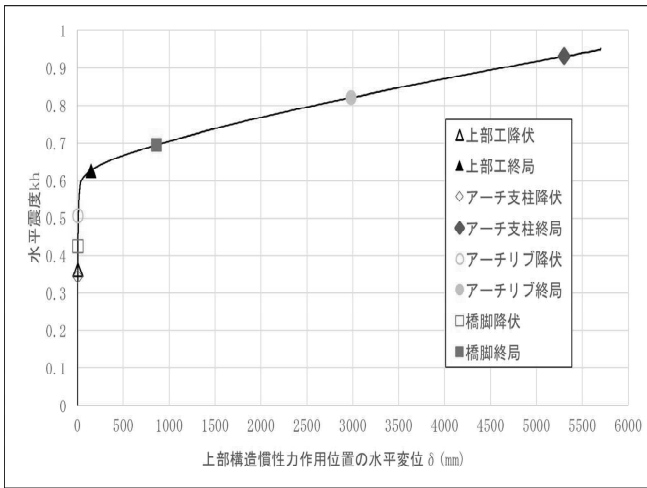


図-7 水平震度(kh)－上部工慣性力作用位置の水平変位(δ)関係図[橋軸方向]

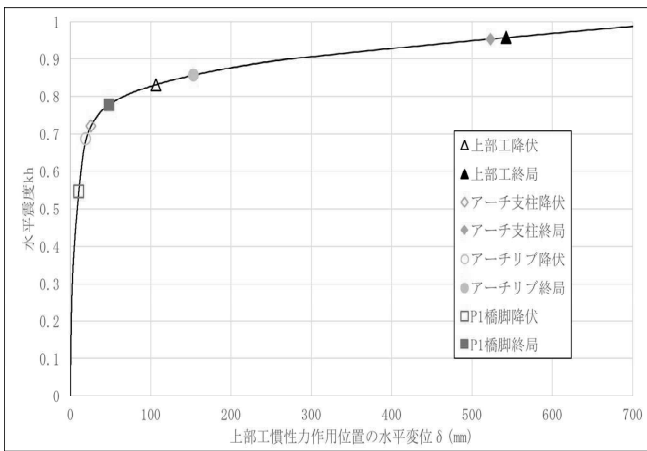


図-8 水平震度(kh)－上部工慣性力作用位置の水平変位(δ)関係図[橋軸直角方向]

(3) 3次元非線形動的解析による現況照査(橋軸方向)

橋台部、アーチクラウン部、橋脚部の遊間量10mmを考慮した衝突ばね⁶⁾を追加設定して、レベル2地震動に対して3次元非線形動的解析による現況照査を実施した。衝突ばねの設定は以下の通りである。

$$K_p = n \cdot E \cdot A / L$$

K_p : 衝突ばね定数 (kN/m)

n : モデル分割数

E : コンクリート床版+桁部の弾性係数 (N/m²)

A : コンクリート床版+桁部の断面積 (m²)

L : 桁長 (m)

レベル2タイプII地震動による橋軸方向加震の軸力照査の結果を図-9, 最小軸力時の曲げ照査の結果を図-10に示す。軸力および曲げ照査では、特に桁衝突により鉄筋比の小さい橋脚上の中柱に引張り軸力が生じ、RC断面として抵抗できずに曲げ破壊が生じ、構造が不安定になることが明らかとなった。

2008年中国四川地震の金花大橋(RCアーチ橋)では、桁衝突が原因と思われる中間支柱や桁の損傷被害が生じていたことが報告されている¹⁾。よって、対象橋梁も大規模地震時の桁衝突により、中間支柱が曲げ破壊を生じ、上部工の支持力を失い落橋につながる可能性があるため、衝突を避ける対策を行うことが必要であると判断した。

また、せん断力に対しては、橋軸方向の曲げ耐力の決定部材である橋脚やアーチ中間支柱、アーチリブの一部のせん断耐力が不足している結果を得たため。曲げ破壊先行型とする補強が必要となった。

(4) 3次元非線形動的解析による現況照査(橋軸直角方向)

橋軸方向と同様にレベル2地震動に対して、3次元非線形動的解析による現況照査を実施した。曲げに対しては、現況で表-1に示す目標とする部材耐震性能を確保できる結果を得た。また、せん断に対しては、せん断耐力が正負交番繰返し作用の補正係数の小さいタイプI地震動で決定され、アーチリブやアーチ支柱に対し、橋軸方向よりもせん断耐力が不足している範囲が広がる結果を得た。

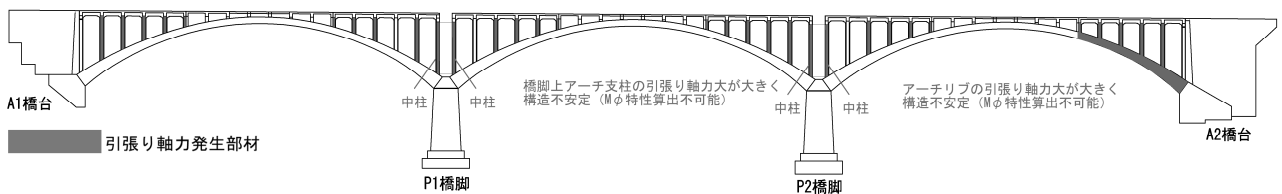


図-9 衝突を考慮した引張り軸力発生箇所(橋軸方向 レベル2タイプII-I-1波形)



図-10 衝突を考慮した曲げ耐力照査(橋軸方向 レベル2タイプII-I-1波形)

5. 耐震補強方針および耐震補強設計概要

耐震補強一般図を図-11に示す。

(1) 橋軸方向の衝突対策

橋台および橋脚部の遊間量を広げて伸縮装置の交換を行い桁衝突を避けることで、中間支柱に発生する引張り軸力を小さく抑える補強方針とした。

その結果、軸力変動を考慮した動的解析応答値を用いた部材照査を行い、表-1に示す補強後の部材耐震性能および構造安定性が確保できる結果を得たため、曲げに対しては無補強とすることができ、静的プッシュオーバー解析で得られた既存の橋梁全体系で保有する曲げ耐力および変形性能を生かした耐震性能3を確保することが出来た。

(2) せん断補強対策

せん断補強は、橋梁全体の重量を増加させないことおよび橋脚補強後の河積阻害率の制約条件から、連続繊維シートによる補強を行い、橋梁全体系で曲げ破壊先行型となる補強を行った。

6. まとめ

(1) 本対象橋梁のRCアーチ橋の場合、大規模地震時に桁衝突が生じることで軸力変動が大きくなり、特

に中間支柱に大きな引張り軸力が生じ、RC断面で引張り軸力に抵抗できずに構造不安定な状態となり、中間支柱が鉛直荷重を支持する機構を失い落橋する可能性があることがわかった。

(2) 静的プッシュオーバー解析により、橋梁全体系の曲げ耐力および変形性能を把握した結果、期待できることがわかった。また、RCアーチ橋の重量を増加させずに補強することが望ましいため、桁衝突を回避し、橋梁全体系でせん断破壊を防ぎ、アーチリブも含め部分的な曲げ塑性化を許容する損傷制御補強設計を行い目標とする耐震性能3を確保した。

(3) 本耐震補強設計では、アーチリブのねじり剛性を純ねじり定数の1/10の断面⁵⁾を用いた解析結果を用いて照査を行った。RCアーチリブ部材が繰り返し地震力を受ける場合の剛性低下の影響は研究途上であり解明されていない。特に曲線橋の場合は大きなねじり応力が発生する可能性があるため、今後、性能を確保するモデル化を行う上で大きな課題である。

(4) 国内におけるRCアーチ橋の地震による被災報告や補強事例報告は少なく、地震時挙動や落橋に至る過程については不明な点が多いため、今後、さらに研究を進めていくことが必要である。

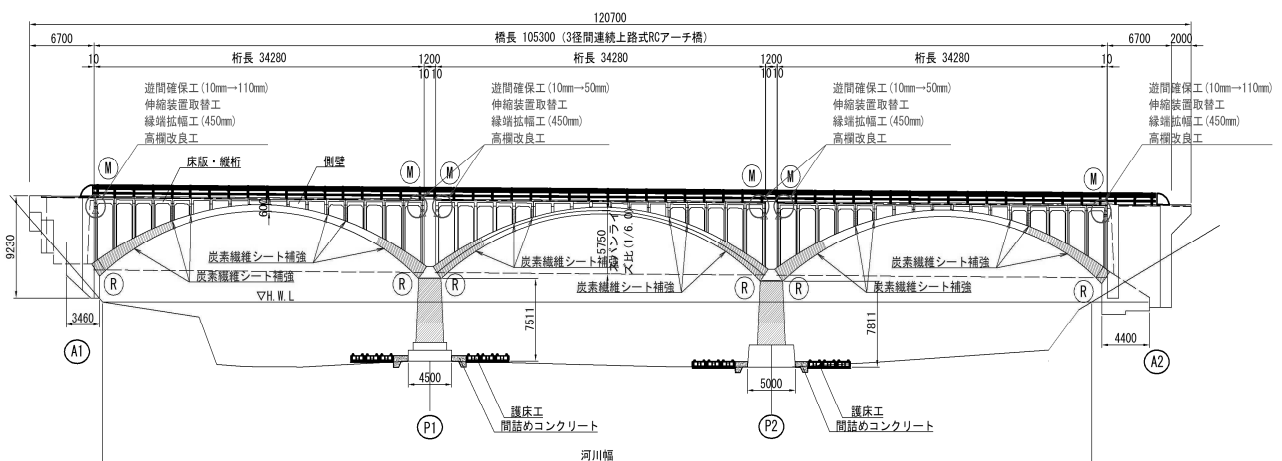


図-11 耐震補強一般図

参考文献

- 1) 2008 年中国四川地震によるアーチ橋の被害，土木学会地震工学委員会，pp. 77-84, 2010. 11
- 2) (社) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017
- 3) (社) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012
- 4) 中谷昌一，星隈順一，白戸真大，西田秀明，谷本俊輔，横幕清，豊島孝之，既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究，土研資料第 4268 号，2012. 5
- 5) (社) 日本道路協会，道路橋の耐震設計に関する資料，pp. 3-51-3-52, 1998
- 6) 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集 NO. 675/ I -55, 川島一彦，2001