

RCアーチ橋の耐震性能照査

東日本高速道路(株)新潟支社 正会員 塩畑 英俊 正会員 宇山 友理
 大日本コンサルタント(株) ○正会員 伊藤 裕章 正会員 登石 清隆
 (株)コムスエンジニアリング 正会員 土屋 智史

1. はじめに

管内の橋梁震災対策を進めており、管内の特殊橋梁であるRCアーチ橋の小清水橋(図-1、表-1)について耐震性能照査を実施したので、その結果を報告する。

RCアーチの耐震解析では、地震時に軸力変動が生じること、直角方向の挙動でねじり剛性の評価が難しいこと、また本橋は支間長に比べてアーチリブ幅が広く、棒部材のせん断・ねじり耐力評価式の適用性に課題があった。これらに対し、現橋の詳細な耐荷力を評価するため、解析上の工夫を行い、耐震性能を照査した。

2. 検討手順

図-2に示す。

材料強度は施工記録をもとに設定し、構成則は横拘束効果のない配筋のため、道示IIIの応カーひずみ曲線を適用した。



図-2 検討フロー

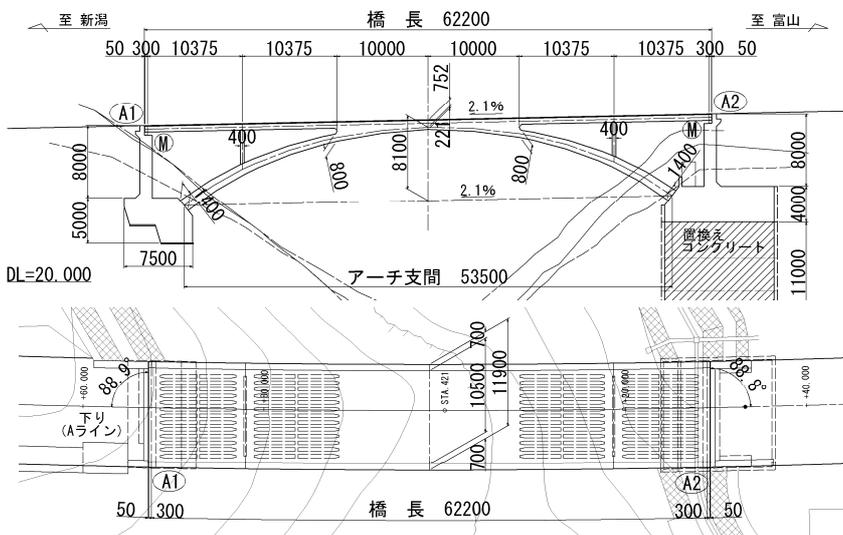


図-1 橋梁一般図

3. プッシュオーバー解析結果

橋全体の損傷過程を把握するため、プッシュオーバー解析を実施した。その結果、支柱→アーチリブ→補剛桁の順に鉄筋降伏が進み、橋軸は1.4cm、直角は2.6cm程度の変位で塑性化が始まることわかった(図-3)。

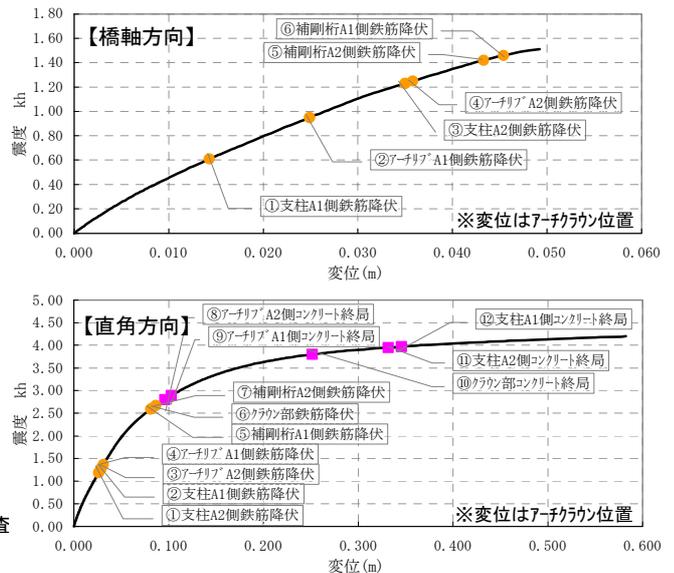
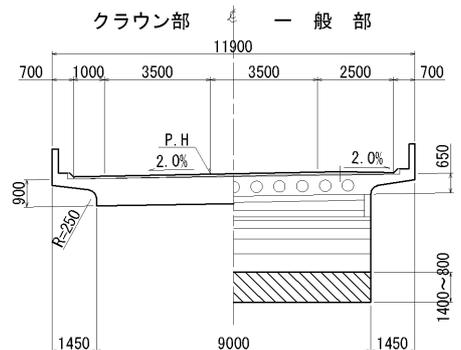


図-3 プッシュオーバー解析結果

表-1 橋梁諸元

橋長	62.2m
アーチ支間	53.5m
全幅員	11.9m
設計活荷重	TL-20
上部工形式	RC固定アーチ橋
下部工形式	A1: 逆T式橋台(直接基礎)
	A2: 逆T式橋台(直接基礎) ※下りA2のみ支持地盤の置換えあり
使用材料(設計値)	鉄筋 : SD295
	コンクリート: $\sigma_{ck}=30N/mm^2$ (上部工) $\sigma_{ck}=24N/mm^2$ (下部工)
設計基準	道路橋示方書(S53)
竣工年/経過年	1983(S58):竣工(35年経過)



キーワード 耐震性能照査, RCアーチ橋, ねじり非線形, せん断耐力, ファイバーモデル, 三次元FEM
 連絡先 〒950-0088 新潟県新潟市中央区万代2-3-16 TEL025-241-0114 FAX025-244-7328

4. ファイバーモデルによる動的解析結果

動的解析は、軸力変動の影響を考慮するため、図-4 に示すファイバーモデルで解析した。

橋軸方向は支柱でわずかに曲げ降伏が生じる程度であるが、直角方向はアーチリブのせん断とねじり、支柱のせん断耐力が不足する結果となった(表-2)。なお、最大応答変位量は桁遊間 50mm の範囲内で収まっていた。

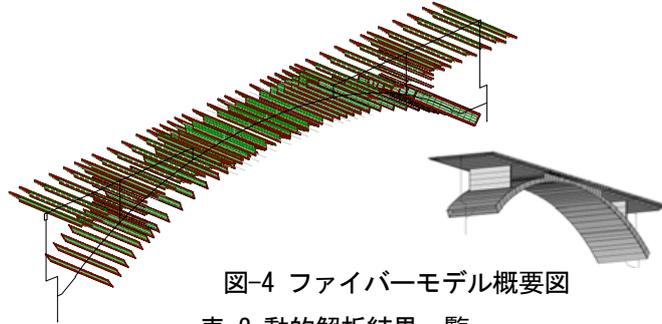


図-4 ファイバーモデル概要図

表-2 動的解析結果一覧

照査項目	部位	橋軸方向		直角方向				照査基準値
		タイプ I	タイプ II	ねじり線形		ねじり非線形		
				タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	
鉄筋ひずみ(引張)	アーチリブ	0.66	0.83	0.50	0.52	0.49	0.48	鉄筋降伏ひずみ
	補剛桁	0.47	0.61	0.24	0.24	0.21	0.20	
	支柱①	0.94	1.44	0.44	0.44	0.34	0.33	
	支柱②	1.01	1.38	0.50	0.55	0.40	0.40	
コンクリートひずみ(圧縮)	アーチリブ	0.43	0.46	0.40	0.42	0.38	0.38	Co最大圧縮応力発生ひずみ2000μ(道示Ⅲ)
	補剛桁	0.25	0.25	0.20	0.21	0.19	0.19	
	支柱①	0.32	0.33	0.31	0.32	0.27	0.28	
	支柱②	0.32	0.34	0.31	0.32	0.27	0.28	
せん断	アーチリブ	0.61	0.68	1.84	1.89	1.88	1.85	せん断耐力Ps(道示Ⅴ)
	補剛桁	0.40	0.41	0.55	0.55	0.50	0.49	
	支柱①	0.61	0.76	1.06	1.10	1.00	0.97	
	支柱②	0.82	0.77	1.18	1.19	1.11	1.05	
ねじり	アーチリブ	-	-	2.80	2.84	0.98	0.94	線形: 終局耐力(道示Ⅲ) 非線形: 降伏耐力(文献1)
	補剛桁	-	-	0.57	0.60	0.76	0.74	
	支柱①	-	-	0.25	0.26	0.13	0.12	
	支柱②	-	-	0.25	0.25	0.13	0.12	

※上表は照査基準値に対する動的解析最大応答値(3波平均)の割合を示す。

5. アーチリブのねじり剛性評価

ねじり剛性を弾性(線形)で解析した結果、道示Ⅲの終局ねじり耐力を超過した。このため、降伏以後に剛性低下するねじり非線形性を適切に評価する必要があった。

まず、等価線形化法で剛性低下の評価を試みたが、固有周期が 0.2s と短く、初期剛性低下による長周期化で応答が増大し、収束する等価剛性が求まらなかった(図-5)。

そこで、1 部材を曲げ要素とねじり要素を持つ二重部材にモデル化し、それぞれに非線形性を与えて解析した(図-6)。また、ねじり非線形の定義¹⁾も見直した結果、3 波平均ではねじり降伏に至らないことを確認した(表-2)。

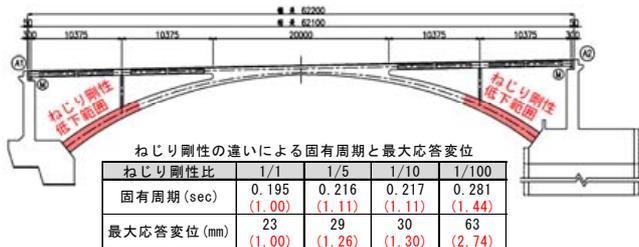


図-5 等価線形化法による検討

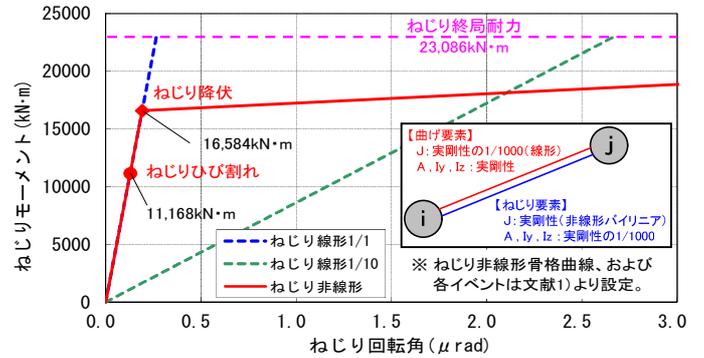


図-6 ねじり非線形モデルの概要

6. アーチリブのせん断耐力照査

ねじり剛性見直し後の解析結果においても、アーチリブの直角方向せん断耐力Psは不足する結果となった(表-2)。

しかし、アーチリブは支間53.5mに対して梁高に相当するリブ幅は9mあり、かつ上下面の軸方向鉄筋は密に配筋されているため、棒部材のせん断耐力式では適切に評価できないと考えた。

そこで、FEM モデル²⁾で、ファイバー解析の最大断面力を基準としたプッシュオーバー解析を行った。

この結果、最大断面力の110%程度まで剛性低下は生じず、必要な耐力は有していると判断した(図-7, 8)。

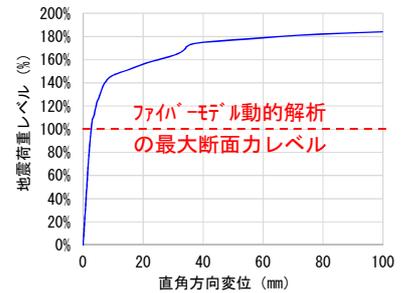


図-7 FEM 解析荷重変形図

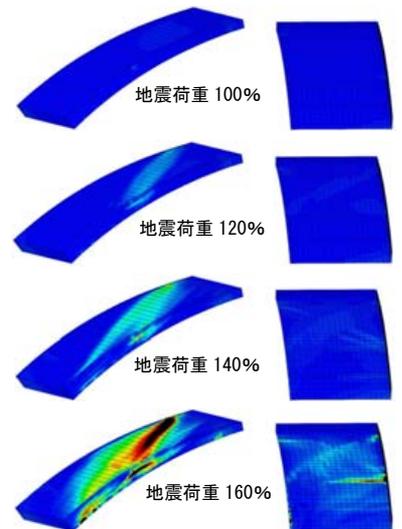


図-8 FEM 解析ひずみ図

7. まとめ

L1 地震に対し設計施工された RC アーチ橋について、L2 地震に対する耐震性能を照査した。アーチリブ直角方向のねじりとせん断が課題となったが、ねじり非線形を考慮したファイバーモデルで動的解析・照査し、また面材に近いアーチリブのせん断耐力を FEM 解析で検証し、橋全体として所要の耐力を有していることを確認した。

参考文献

- 1) 大塚久哲・服部匡洋, RC 橋梁のねじり非線形解析ツールと照査手法, 2015.
- 2) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A., Nonlinear mechanics of reinforced concrete, SPON PRESS, 2003.