

松島橋の補強前後の動的特性と耐震補強の検討

熊本大学大学院 学生員○宮近 謙策

熊本大学大学院 フェロー 山尾 敏孝 熊本県 田村 伸司

1. はじめに

天草五橋の1つとして昭和41年に架設された松島橋は、交通量の増加等に伴い多くの損傷箇所が発生し問題となった。そこで平成8~10年度に健全度調査を行ったところ、垂直材の腐食やアーチ基部の疲労クラック、及び全体的な剛性の低下が認められた。これに加えてB活荷重の変更もあり、松島橋は構造の変更を伴う抜本的な補強対策が必要と判断され、斜材の挿入やRC床版から鋼床版に打ち換える等の補強・補修対策を実施している。写真1が現在の松島橋の全体図であり、写真2はアーチリブと支柱の様子である。しかし、これらの補修・補強は部材の疲労損傷の防止を目的として行なったため耐震性については未検討であった。昭和39年の示方書で設計され、かつ補修・補強されたこの橋の動的特性について検討を試みた。次に、解析結果より耐震性が不十分であったことから耐震補強対策についても検討した。



写真1 松島橋全体図



写真2 アーチリブと支柱

2. 解析概要

解析対象橋梁である松島橋は、橋長177.70m、支間割り22.35m+126.0m+29.35mでアーチライズ13.8mであり、図1に示す上路式鋼アーチ橋である。橋梁の断面構成は、端支柱、アーチリブ、アーチリブの横桁、アーチリブの横構と支柱の一部が円型断面、残りのアーチリブの横構と支柱、補剛桁、補剛桁横桁の一部がI型断面、残りの補剛桁の横桁にL型断面が使用されている。

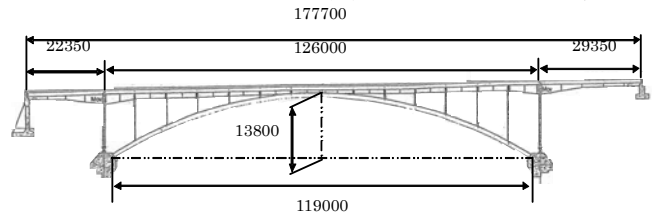
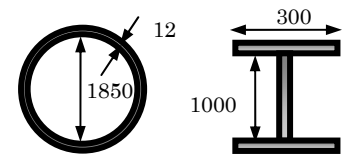


図1 解析対象橋梁(mm)

使用した解析ツールは汎用解析プログラムTDAPIIIである。数値計算法は直接積分法として、積分手法はNewmark β 法($\beta=0.25$)を用いた。質量は集中質量とし、床版に関してのみ回転慣性を考慮した。また減衰はRayleigh減衰とした。また、本研究では「建設当初モデル」と、斜材の挿入やRC床版から鋼床版に打ち替えを行った「疲労補強後モデル」を作成した。入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編のI種地盤の波形を使用した。



(a)アーチリブ (b)補剛桁

図2 構成部材の断面図(mm)

3. 建設当初モデル及び疲労補強後モデルの解析結果

固有値解析の結果から、固有周期の低減が見られ、疲労補強により剛性が大きくなったと考えられる。ここで、主要モードにおいて橋軸方向での固有周期が、建設当初モデルの0.859secから疲労補強後では1.060secに上昇しているが、その理由の0.859secから疲労補強後では1.060secに上昇しているが、その理由は斜材を挿入したことにより、橋軸方向の剛性が変化し、橋梁全体が橋軸方向に変形しやす

表1 固有値解析結果

(a) 建設当初						(b) 疲労補強後					
次数	固有振動 (Hz)	固有周 (sec)	有効質量費(%)			次数	固有振動数 (Hz)	固有周 (sec)	有効質量費(%)		
			X	Y	Z				X	Y	Z
1	0.563	1.776	22	0	0	1	0.770	1.298	0	73	0
2	0.712	1.404	0	77	0	2	0.944	1.060	47	0	0
3	1.164	0.859	4	0	1	3	1.604	0.623	0	0	0
4	1.223	0.818	61	0	0	4	1.714	0.584	0	3	0
5	1.476	0.677	0	0	0	5	1.948	0.513	0	0	26
6	1.938	0.516	0	0	10	6	2.086	0.479	0	0	0
7	2.151	0.465	0	0	15	7	2.210	0.453	0	0	0
8	2.308	0.433	0	0	45	8	2.608	0.383	0	2	0
9	2.730	0.366	0	4	0	9	2.755	0.363	0	4	0
10	3.078	0.325	0	0	8	10	2.932	0.341	21	0	0

キーワード：上路式鋼アーチ橋、固有値解析、時刻歴応答解析、耐震補強、座屈拘束ブレース

連絡先：〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1 熊本大学大学院自然科学研究科, TEL: 096-342-3533 FAX: 096-342-3507

くなったためであると考えられる. 図3は Type I-I-3 地震波を橋軸直角方向に入力した時の塑性化状況を示している. 実線(赤色)で示す部材が塑性化した部材である. 結果より疲労補強後に塑性化部材数は減っていることが分かるが, まだアーチリブの横構, そして端支柱での塑性化が著しく見られた.

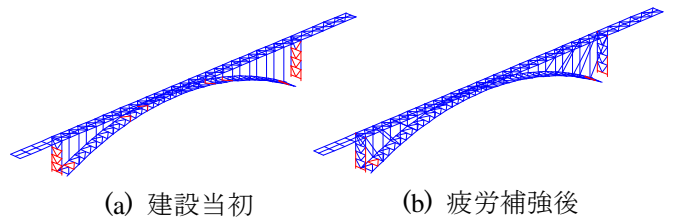


図3 塑性化部材図(Type I-I-3)

アーチリブ基部及び端支柱基部におけるひずみの時刻歴応答を図4に示す. アーチリブ基部ではひずみの最大値が, 建設当初では $0.97 \epsilon_y$ であるのに対し, 疲労補強後では $0.90 \epsilon_y$ とほとんど変わらない値を示した. また端支柱基部では $30.2 \epsilon_y$ に対し, $20.1 \epsilon_y$ と減少はしたが, まだ大きな値を示している. また, アーチリブ基部及び端支柱基部の軸力の時刻歴応答を図5に示しているが, 多少値が減少しているものの, ほとんど変わらない値となった. これらの結果より, 耐震性の面からも十分であるとは言えず, 新たな耐震補強対策の検討が必要であることが分かった.

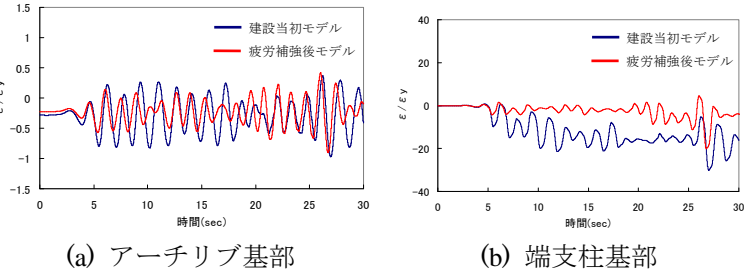


図4 基部でのひずみ時刻歴応答

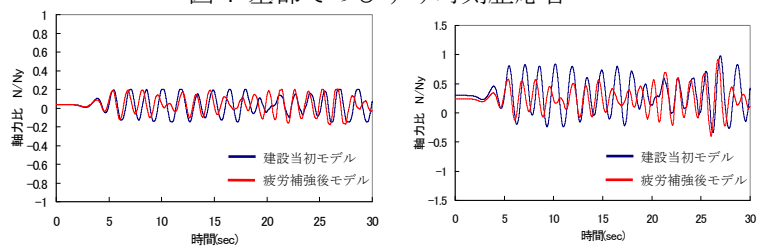


図5 基部での軸力の時刻歴応答

4. 耐震補強対策の検討

前章の結果より, 制震装置の設置による耐震性の向上の検討を試みた. 大地震に対する制震ダンパーとしては履歴型ダンパーが適していると考えられ, 軸力降伏型である座屈拘束ブレース (Buckling-Restrained Brace) を本研究では導入することで耐震性の向上を検討した. 図6は耐震補強後のモデルであり, 太い実線部分が BRB を取り付けた箇所である.

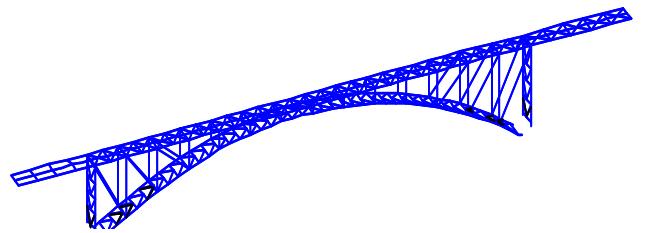


図6 アーチリブと端支柱の BRB 設置箇所

Type I-I-3 地震波を入力した時におけるアーチリブ基部の軸力の時刻歴応答を図7に示す. 最大軸力は耐震補強前では, 1239.3tfであったが, 耐震補強後は 804.7tf に低減ができた. また, 表2には各地震波における最大軸力の結果を示している. この表から全ての地震波に関して, 耐震補強後モデルで3割前後低減できたことが分かる. これらの結果から, 座屈拘束ブレースを導入することにより, 耐震性が向上していることが分かる. しかし, 今回の座屈拘束ブレースを導入することだけでは不十分な結果であり, 更に耐震性を向上するため, 座屈拘束ブレースによる補強対策以外にも含めて有効な補強対策を検討する必要があると思われる.

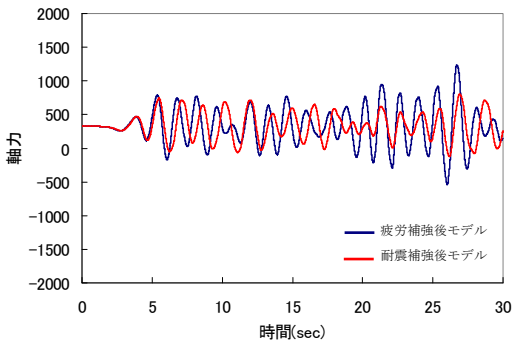


図7 アーチリブ基部の軸力の時刻歴応答

表2 各地震波における最大軸力の比較

	Type I-I-1	Type I-I-2	Type I-I-3
疲労補強後モデル(tf)	1032.9	1116.9	1239.3
耐震補強後モデル(tf)	755.0	755.7	804.7
耐震補強後モデル / 疲労補強後モデル(%)	73.1	67.7	64.9
	Type II-I-1	Type II-I-2	Type II-I-3
疲労補強後モデル(tf)	1113.6	888.6	1067.4
耐震補強後モデル(tf)	889.5	642.8	774.8
耐震補強後モデル / 疲労補強後モデル(%)	79.9	72.3	72.6

【参考文献】 1) 熊本県本渡土木事務所: 国道 266 号松島橋橋梁補修委託報告書, 2000.
 2) (株)アーク情報システム: TDAPIII Ver. 2. 13User's マニュアル, 2005.
 3) 日本鋼構造委員会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 2006.
 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 2002.