

補強前後の上路式鋼製アーチ橋の耐震性能に関する検討

九州共立大学 学生員○丸山 武史 正会員 荒巻 真二・鳥野 清
熊本県天草工事事務所 正会員 平井 裕次郎

1. はじめに

昭和 30～40 年代に建設された橋梁では、材料の劣化や交通量の増加あるいは車両重量の増加等から、かなりの損傷を受けているものが多い。

本研究は鉛直材等の損傷が発生した鋼製アーチ橋に対して、地震応答解析を行ない補強前後の応答特性を比較したものである。

2. 概要

図-1 に対象とした橋梁の概要を示す。本橋はアーチ部 126m、側径間 22m と 29m の全長 178m の鋼製アーチ橋である。補強前の側径間は、アーチ部の鉛直材上でローラー支承となった単純ばりであり、また、アーチアバット上におけるアーチリブおよび鉛直材の材端は、面内方向に対してピン構造となっていた。一方、補強後は図-1 の太線で示す斜材を入れると共に、アーチアバット上の鉛直材の上端をゴム支承に取替え、側径間の橋梁もこのゴム支承で支持された構造に変更され、鋼床版に打ち換えられている。

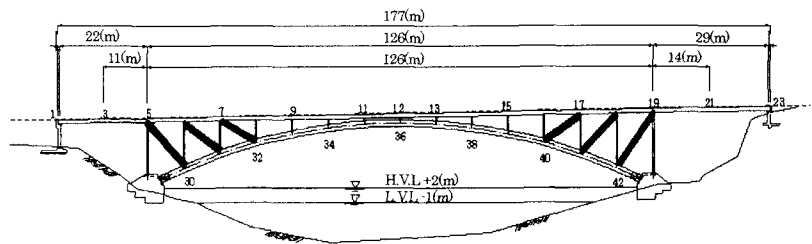


図-1 橋梁概要図と節点番号

3. 固有値解析

本橋を節点数 43 個、要素数 60 個(補強前 48 個)の多質系に置換し、TDAPIIIを用いて固有値解析を行った。補強後の支承条件はゴム支承とした。表-1 は本橋の固有振動数を振動試験および解析結果とで比較したものである。本橋に対しては、完成直後、起振機試験が実施され振動特性が求められていたことから、この結果も併せて示している。

完成直後と補強前の固有振動数を比較してみると、補強前の方が約 0.87～0.98 程度低下しており、鉛直材の亀裂等による剛性低下があるものと考えられる。一般に、橋梁の固有振動数は曲げ剛性 EI の平方根に比例する。本橋の固有振動数の平均的低下率である 0.94 から、剛性の低下率を算出してみると 0.88 となり、約 1 割程度の剛性低下が見られ、早急な補修、補強が必要であったことを示していた。

完成直後と補強前の理論値を比較してみると固有振動数が比較的一致している。また、補強後の実験値と理論値を比較してみると、1 次の固有振動数が多少異なっているが、それ以外はほぼ一致している事がわかる。補強前後で固有振動数を比較してみると、斜材を入れることで構造系が変わり、上下方向の剛性が増加したことから、補強後の固有振動数がかなり高くなっている。一方、橋軸直角水平方向の固有振動数の変化は小さい。

表-1 補強前後の固有振動数(Hz)

方向	次数	実験値			理論値		備考
		完成直後	補強前	補強後	補強前	補強後	
面内	1	1.03	0.98	1.79	0.90	1.47	逆対称
	2	1.48	1.37	1.90	1.34	1.95	対称
	3	—	2.59	3.03	2.57	3.24	対称
	4	—	—	—	—	3.37	側径間
	5	2.75	2.69	3.31	2.70	3.79	対称
	6	—	—	—	2.78	5.58	側径間
	7	4.41	4.20	—	4.09	5.76	対称
	8	—	5.90	—	5.58	5.98	逆対称
面外	1	0.95	0.88	0.96	1.09	1.13	逆対称
	2	2.02	1.76	1.76	2.32	2.25	対称、アーチ1次
	3	3.03	2.76	2.69	2.81	2.46	
	4	3.48	3.32	3.31	3.25	3.90	逆対称
	5	—	—	—	3.89	4.21	側径間
	6	—	—	—	4.69	4.85	対称、アーチ2次
	7	—	—	—	4.79	4.93	逆対称、アーチ2次

4. 地震応答解析

本橋が岩盤上に建設されていることから、入力地震波としては図-2に示す現道示の TYPE-1, TYPE-2 の第一種地盤用地震波を用いた。入力方向は橋軸直角方向(面外)、橋軸方向(面内)の2方向である。

表-1に示す補強前、面内方向の解析値では、アーチ端部の鉛直材上に設置されたローラー支承をヒンジにしなければ実験値と一致しなかった。これはローラー支承に生じる摩擦力あるいは錆付いていたためと思われる。しかし、地震時では十分機能するものと考えられるので、ローラー支承として地震応答解析を行った。

図-3にTYPE-2を入力した時の応答加速度を補強前後で比較して示す。補強後の応答加速度は補強前に比べて4割程度大きくなっている。アーチ部と桁部の応答加速度差はアーチバット近傍が大きくなっている。

図-4はTYPE-2を入力した時の橋軸方向の応答加速度である。補強前後とも中央径間部の桁が大きく振動しており、補強後のアーチ部の応答加速度は補強前に比べて大きくなっている。補強前後ともアーチ部と桁部との応答加速度差が大きいことから、両者を連結する鉛直材が面内方向に大きく変形していることを示している。

図-5と図-6は地震応答解析の結果から算出した各部材の応力の中で2000kgf/cm²以上の部材を太線で示したものである。面外方向では地震波TYPE-1とTYPE-2による違いは少なく、アーチ端部とアーチアバット上の鉛直材において許容応力を多少を超えている部材がある。しかし、各部材の補剛材等を応力算定に考慮していないことを考えると十分安全といえよう。一方、面内方向ではTYPE-1において、アーチ中央部の鉛直材で許容応力を超えている。TYPE-2では、アーチ中央部に許容応力を超える部材が集中している。

5. まとめ

本橋は昭和30年後半に設計されたことから震度法による耐震設計であり、現設計での兵庫県南部地震規模(TYPE-2)には対応していない。一方、補強においても、唯一の交通手段である本橋を通行止めして、現設計法に対応する大規模な補強も無理なことであった。

以上を考えると本橋の耐震性能はTYPE-1に対して、ある程度満足できるものと考えられる。しかし、橋梁の補強対策を考える上で、構造系が異なってくる場合には、耐震性能の検討が重要な課題となろう。

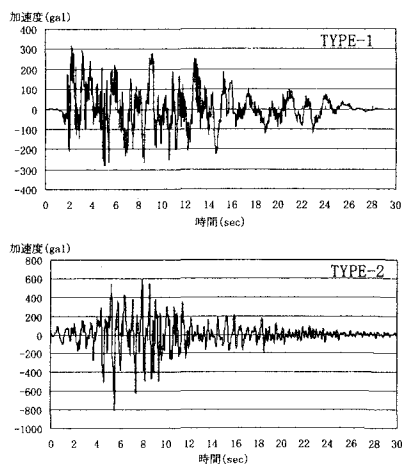


図-2 入力地震波

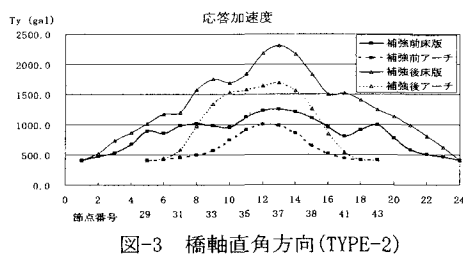


図-3 橋軸直角方向(TYPE-2)

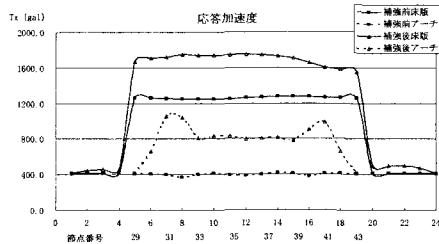


図-4 橋軸方向(TYPE-2)

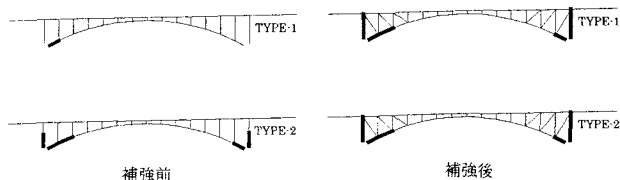


図-5 面外方向

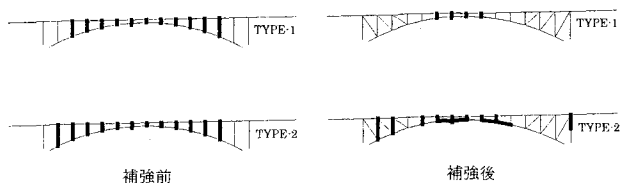


図-6 面内方向