

鋼アーチ橋における耐震性能照査

京都大学大学院 学生員 ○大城 雄希
京都大学大学院 正会員 五井 良直
京都大学大学院 正会員 北根 安雄
Yangon Technological University 非会員 Khin Maung Zaw
京都大学大学院 正会員 杉浦 邦征

1. 目的

本研究対象である鋼アーチ橋であるヤダナポン橋はミャンマー中部に位置し、ミャンマー国の地震動の見直しにより地震時安全性の再評価が求められている。設計時、AASHTO standard specifications for highway bridges 1992 15th edition[1]を用いており、設計時では設計水平震度として 0.15 が採用されていた。しかし、Myanmar National Building Code 2016[2]では、対象橋梁の位置する地域では地盤加速度 0.4-0.5g の地震動を想定しており、設計加速度応答スペクトルによると本橋の固有周期帯では 0.15g を超える値となっている。よって、本橋が今後想定される地震に耐えられるかを照査する必要があるが、対象橋梁は設計図面が不明瞭であり、設計計算に関する資料が十分ではないため、設計当初の安全余裕度が確認できない。

本研究では許容応力度設計法に基づいて設計された橋梁の設計図面を基に有限要素モデルを作成し、設計当初の設計荷重を作用させた際の各部材応力、各支承における反力、変位および回転量が設計値を満たすかを照査し当初の設計条件を検証した。その後、現在想定される地震動に相当する外力を作用させ、その耐震補強の必要性の有無を検討した。なお、地震荷重の載荷に関しては解析手法の異なる解析を実施しそれらにおける解析結果の比較検討を実施した。

2. 対象橋梁および解析モデル

ヤダナポン橋は1径間 224m からなるアーチ3径間で構成される主径間と、1径間 112m からなるトラス2径間で構成される側径間を両端部に有する橋梁形式となっている。本研究では主径間であるアーチ部を対象とした。図-1 に示す解析モデルは RC 床版を4節点線形シェル要素でモデル化し、弾性体とした。また、その他の鋼部材を2節点線形はり要素でモデル化した。ここで、はり要素サイズは部材長さ方向に対して10分割とした。さらに、支承部のモデル化は対応する境界条件を節点に与えることによって行った。解析モデルの固有振動数については、表-1 に示すように過去に実施した現地振動実験から周波数領域分解を用いて振動特性同定を行った結果と比較し、それらの妥当性を検証した。

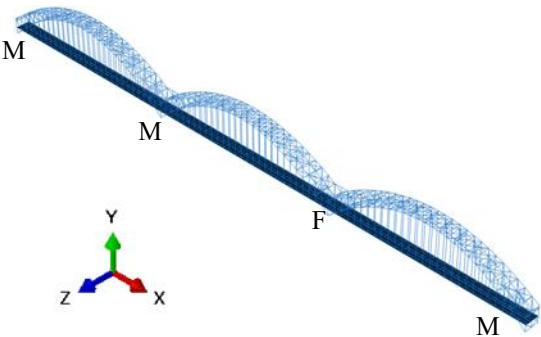


図-1 解析モデル

表-1 固有振動数比較

	モード次数	実験(Hz)	解析(Hz)	実験/解析
鉛直曲げ	1	0.52	0.57	0.91
	2	0.98	1.18	0.83
	3	1.98	2.29	0.86
橋軸直角	1	0.85	0.82	1.04
	2	1.53	1.45	1.06

3. 解析手法および結果

自重を考慮した設計時における設計水平震度 0.15 の検証として次の2種類実施した。1) 橋軸方向または橋軸直
キーワード 耐震性能、許容応力度設計法、応答スペクトル解析、アーチ橋

連絡先 〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂 C1-3 棟 257 号室 TEL 075-383-3164

角方向のうち片方を主軸とし、主軸方向には 0.15g、主軸に直交する方向に 0.15g の 30%の慣性力を解析モデル全体に均一に作用させる静的解析（支承条件が異なるため橋軸方向は正負を考慮する）；2）各モードの重ね合わせに完全二次結合の CQC(Complete Quadratic Combination)によるモード重ね合わせ法を用い、加振方向の重ね合わせに直交二軸 30%規則を用いた応答スペクトル解析による動的解析を行った。なお、応答スペクトルは文献[2]に規定されている設計応答スペクトルを基に解析モデルの 1 次モードにおける固有周期に対応する加速度応答が 0.15g となるように調整を行った。また、応答スペクトル解析では最大応答値の絶対値が出力されるため、自重解析の結果から応答スペクトル解析の結果を差し引きする両ケースを考慮した。これら 2 種類の解析結果から各応答値が設計制限値を満たすか照査を実施した。なお、部材応力については式 (1) による許容応力度により照査を行い、支承部における制限値については設計図面内にて支承条件が一切不明であったため現地調査に基づいて対応する支承を用いて照査を行った。

$$F_s = 0.55F_y, F_a = \frac{F_y}{2.12} \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right] \quad (1)$$

F_s : Allowable tensile stress, F_a : Allowable compressive stress, F_y : Yield stress, K : Effective length factor, L : Actual unbraced length, r : Governing radius of gyration, E : Young's modulus

解析によって得られた結果を示す。ここで、部材応力については支承付近における一部部材を除き許容応力度範囲内に収まっていることを確認した。また、支承反力、変位および回転量ならびに橋軸方向反力、鉛直方向反力および回転量は制限値内であった。従って、橋軸直角方向反力および橋軸方向変位のみを表-2 に示す。各支承番号は橋脚番号 (P3-P6) の後に上流 (U) 下流 (D) を付けて示した。これらの結果より、僅かではあるが支承の制限値を超過する値があることが分かった。また、橋軸直角方向反力の P5 を除き、CQC による応答スペクトル解析の方が静的解析よりも大きな値を示すため設計としてはより安全を確保できることが分かった。

次に、文献[2]の想定地震動に基づき解析を実施した。先に行った解析より、静的解析よりも応答スペクトル解析の方が安全を確保できることが分かったため、文献[2]に規定される設計応答スペクトルを用いて応答スペクトル解析を実施する。設計応答スペクトルおよび MCE(Maximum Considered Earthquake)を想定した応答スペクトルが規定されているが、本解析では設計応答スペクトルを用いて許容応力度設計法に基づいて照査を行った。

解析結果より、主部材についてはアーチリブにおいて許容圧縮応力を超過する部材が数多く確認でき、その他二次部材においても局所的に許容応力度を超過することが確認できた。一方でタイ部材は全て許容応力範囲内に収まった。また、支承の制限値に関しては、ピン支承において橋軸方向反力の制限値 8800kN を大きく上回る 16600kN が生じた。その他方向反力および橋軸方向変位においても制限値を超過していることが確認できた。一方、回転量のみ制限値内に収まった。以上より、本橋梁に耐震補強策が必要であることが確認できた。

表-2 設計時荷重における支承部照査

	RF:Z(kN)								U:X(mm)							
	P3		P4		P5		P6		P3		P4		P5		P6	
支承	P3U	P3D	P4U	P4D	P5U	P5D	P6U	P6D	P3U	P3D	P4U	P4D	P5U	P5D	P6U	P6D
制限値	1600		3100		3100		1600		150		75				75	
+X_+30%Z	-289	-348	-809	-1037	-786	-1013	-285	-339	-57	-66	-6	-4	0	0	79	87
-X_+30%Z	-291	-347	-813	-1033	-788	-1011	-281	-342	-137	-146	-72	-70	0	0	40	48
+30%X_+Z	-1033	-1091	-2964	-3189	-2886	-3111	-1011	-1067	-75	-104	-32	-25	0	0	56	83
-30%X_+Z	-1034	-1091	-2965	-3188	-2886	-3110	-1009	-1068	-99	-128	-51	-45	0	0	44	71
+CQC	854	796	3371	3147	3053	2829	667	609	-57	-57	-2	-2	0	0	88	88
-CQC	-796	-854	-3147	-3371	-2829	-3053	-609	-667	-146	-146	-74	-74	0	0	39	39

参考文献：[1] AASHTO, standard specifications for highway bridges 1992 15th edition,

[2] Ministry of Construction Myanmar, Myanmar National Building Code 2016.