ミャンマー国におけるアンカレイジが移動した吊橋の簡易耐震検討

SIMPLE EVALUATION ON SEISMIC PERFORMANCE OF SUSPENSION BRIDGE IN MYANMAR

合田 哲朗 *・野末 康博 *・吉田 剛 *・徳丸 祥一朗 * Tetsuro GODA, Yasuhiro NOZUE, Takeshi YOSHIDA and Shoichiro TOKUMARU

In response to the collapse of Myaungmya bridge in April 2018, it has become a priority to evaluate degradation condition and soundness for existing bridges in Myanmar. Although several earthquakes have been observed in the past, there is no specific standard against earthquakes and seismic performance of many existing bridges is not clear. This study focuses on the Twantay suspension bridge to implement linear dynamic response analysis assuming Level-1 earthquake ground motion based on Specification for Highway Bridges in the Japanese standard. It turned out that the anchorage with cast-in-situ piles is especially weak against earthquakes.

Keywords: Seismic Performance Analysis, Level-1 Earthquake Ground Motion, Suspension Bridge, Allowable Stress Design Method, Myanmar

1. はじめに

2018年4月1日に発生した Myaungmya 橋(中華人民共和国が設計、1996年より供用開始)の崩壊を受けて、ミャンマー国では既設橋梁に対する劣化状況の把握・健全性の評価が喫緊の課題である。特に、ミャンマー国には崩壊した橋と類似した橋梁形式を有する橋が数多く存在しており、それらの安全性を確認する必要がある。

これまでに同国では大規模な地震動¹⁾ がたびたび観測されている一方、明確な耐震設計基準が存在しておらず、既設橋梁の耐震性能は不明であることが多い。本論文では、長井(東京大学)、松本(北海道大学)および岩崎(長岡技術科学大学)により点検・モニタリング・解析的検討²⁾ が進められてきた Twantay 橋を対象とし、道路橋示方書³⁾ レベル1 地震動相当を想定した線形動的応答解析により耐震性能1の照査を実施した。

2. 対象橋梁の概要

Twantay 橋は、 ヤンゴン市街地より南西に位置する Hlaingtharyaと Dala の 2 つのタウンシップに架かる吊橋である(図-1、図-2参照)。主径間長は 256.0 m、側径間長は 80.8 m であり、場所打ち杭基礎を有するアンカレイジにより主ケーブルを定着している(図-3参照)。本橋梁は、中華人民共和国の支援のもと、ミャンマー国建設省(MOC)により建設が実施され、2006 年に竣工および供用開始となった。



図-1 Twantay 橋の位置 (Open Street Map)



図-2 Twantay 橋全景写真

参考文献 2) に記載のとおり、Twantay橋には竣工と同年に総重量約 300t のコンクリート防護柵が橋面に載荷され、桁が鉛直下方向に変位している。2009年に当該防護柵は撤去されたものの、竣工当初のキャンバー高さまで標高は回復していない。また、TLS(3D Terrestrial Laser Scan)による計測の結果、主塔が主径間方向に傾いていることが確認されている(両頂部で 15-20cm 程度の傾きを観測している)。

^{*} コンサルタント海外事業本部 交通・都市事業部 道路橋梁部

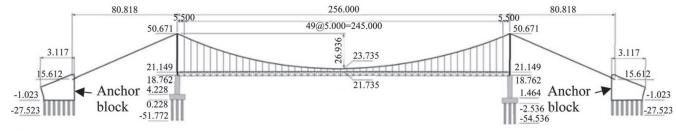
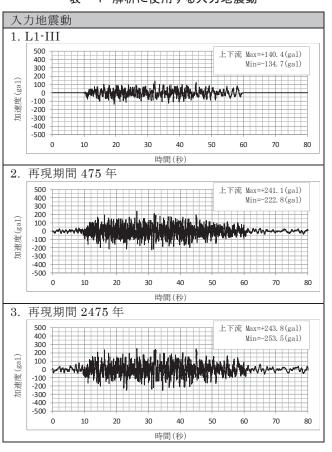


図-3 対象吊橋の側面図 (参考文献2)の図を使用)

表-1 解析に使用する入力地震動

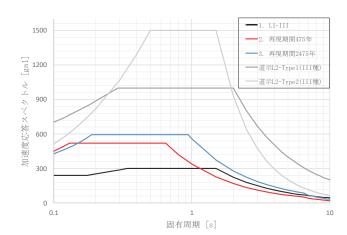


3. 入力地震動の設定

本解析における入力地震動には、道路橋示方書のレベル 1 地震動の加速度波形 [地表面波形] および対象地点で想定される地震動に整合するように上記の波形を振幅調整した 2 波形の計 3 波形を採用した(表 - 1 参照)。両橋における地盤種別は、活用可能なボーリングデータ(MOC が 2000 年に実施のデータ、地球規模課題対策国際科学技術プログラムで2016 年に実施のデータ)を参照し、道路橋示方書で「III種地盤」、アメリカ土木学会の基準例で「Site Class E」と推定した。対象地点に合わせた地震動の振幅調整に用いる S_s と S_1 (固有周期 0.2s と 1.0s での加速度応答スペクトル値)はミャンマー国の建築基準の値に準拠した(表 - 2 参照)。また、本解析において使用する入力地震動の加速度応答スペクトルを図 - 4 に掲載する(参考までに道路橋示方書レベル 2 地震動 - III 種地盤も掲載)。

表 - 2 S_s および S₁ の値

再現期	間都市	Ss	S ₁	
475 年	ヤン	ゴン 0.38	0.155	
2475 年		ゴン 0.770	0.310	



図ー4 入力地震動の加速度応答スペクトル

4. 解析モデル

(1) 現況状態を再現した解析モデル

先述のとおり Twantay 橋は、竣工年(2006年)に総重量約300tのコンクリート防護柵が橋面に載荷されたことにより、桁が鉛直下方向に下がり、主塔が主径間方向に変位している。2009年には当該防護柵が撤去されたものの、現在も桁と主塔には変位が残存している。MOCは、竣工から Twantay 橋の変状を定期的に計測しており、参考文献2)では計測データを用いて下記の過程により現況再現を行っている。

Step1&2: 竣工図面と整合する死荷重状態を再現。

→ 橋面高さは 2006 年の MOC の計測と一致。

Step3: 300tのコンクリート防護柵を等分布荷重として付与。

→ 橋面高さは 2009 年の MOC の計測と不一致。

Step4: 防護柵載荷後の橋面高さを再現するために南側 (Dala 側) のアンカレイジを主径間方向に15cm水平移動。

→ 橋面高さは 2009 年の MOC の計測と概ね一致。

Step5: コンクリート防護柵を代表する等分布荷重を除去。

→ 橋面高さは 2012 年の MOC の計測と概ね一致。

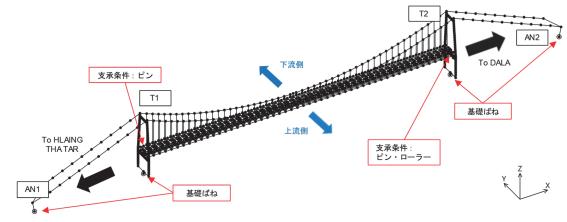
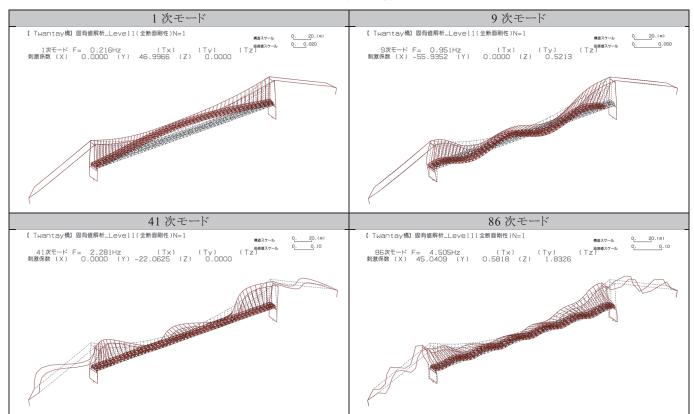


図-5 解析モデル

表-3 レイリー減衰の設定に採用したモード図



(2) 本解析で使用する解析モデル

本解析では、前節に示した Step5 での解析モデル(以後、Step5 モデル)を採用した(幾何形状、初期断面力等を参照)。なお、Step5 モデルではアンカレイジ基礎はピン、主塔基礎は固定でモデル化されていたため、本解析を実施するにあたり、活用可能なボーリングデータを参照して底版下面中心における鉛直・水平・回転の基礎ばねとしてモデル化した。また、アンカレイジや主塔には図面より節点荷重を算出して付与している。要素は全て 3 次元骨組み要素で、幾何学的非線形性は考慮せず、線形弾性体としてモデル化した(ここで、本解析では簡単のため、ケーブル部材についても幾何学的非線形性を考慮せずモデル化していることに注意されたい)。図-5

に解析モデル全体図を掲載する。

5. 解析概要と結果

(1) 固有値解析

1)解析概要

作成した解析モデルを用いて、主要モードの確認およびレイリー減衰の設定を目的として汎用解析ソフトウェアの TDAPIII により固有値解析を実施した。固有値解析では、全振動モードの有効質量比の合計がほぼ 100% になる計 100 モードから、応答値に与える影響の小さいモード(アンカレイジや橋脚のみが動くモード等)を避けてレイリー減衰を設定する。

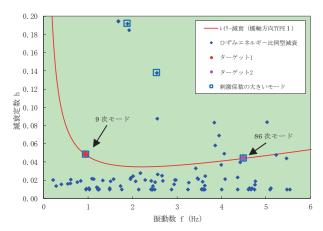


図-6 固有値解析の結果(橋軸方向)

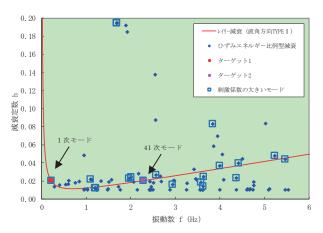


図-7 固有値解析の結果 (橋軸直角方向)

表-4 レイリー減衰の設定に採用したモード図

	橋軸方向	橋軸直角方向
f_1	0.95117 [Hz] (9 次)	0.21602 [Hz] (1 次)
f_2	4.50540 [Hz] (86 次)	2.28110 [Hz] (41 次)
h ₁	0.048097 (9 次)	0.020103 (1 次)
h ₂	0.044169 (86 次)	0.020309 (41 次)
α	0.48505	0.04980
β	0.00252	0.00259

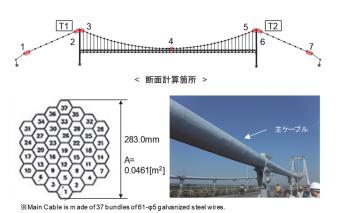
f: 振動数、h: 減衰率

レイリー減衰: [C]=α[M]+β[K]

[C]: 全体減衰行列、[M]: 全体質量行列、[K]: 全体剛性行列

2) 解析結果

表 -3 にレイリー減衰の設定に採用したモード図、図 -6、図 -7 に橋軸方向・橋軸直角方向それぞれの固有値解析の結果を掲載する。橋軸方向のレイリー減衰の設定の際は、9次モードと86 次モードを採用し、一方橋軸直角方向のレイリー減衰の設定の際は、1次モードと41次モードを採用した。表 -4 に示すとおり、橋軸方向では、 $\alpha=0.48505$ 、 $\beta=0.00252$ となり、橋軸直角方向では、 $\alpha=0.04980$ 、 $\beta=0.00259$ となった。



図ー8 主ケーブル断面計算箇所と諸元

表-5 主ケーブルの材料諸元

材料	材料定数	値
+ 4 - 7 2	ヤング係数[kN/mm ²]	200
主ケーブル (27:DWS 61:25)	降伏点[N/mm²]	1,180
$(37xPWS-61\phi5)$	引張強さ[N/mm²]	1,570

表一6 主ケーブルの解析結果

要素番号	応力度[N/mm²]			
安米留り	1. L1-III	2. 475 年	3.2475年	
1	391.8	401.4	407.5	
2	393.0	400.5	406.5	
3	388.5	392.8	395.5	
4	351.3	352.2	354.5	
5	383.1	389.8	393.3	
6	384.0	391.0	394.6	
7	383.6	392.5	395.5	

(2) 時刻歴応答解析と断面計算

1) 解析概要

時刻歴応答解析についても固有値解析と同様に、先述した解析モデルを用いて TDAPIII により実施した。入力波形データの時刻歴間隔 0.01s に対して積分ステップを 0.002s とし、数値積分には一般的に使用されるニューマーク β 法を採用して、 $\beta=0.25$ 、 $\delta=0.5$ (一定加速度法)と設定した。

断面計算は、時刻歴応答解析により得られた断面力を用いて、主要部材にのみ着目し断面計算を実施する。その際、断面力は各要素に対して総時間ステップ数と同数存在し、それら全てに対し断面計算を実施するのは現実的に困難である。そのため本評価では簡略的に、主要断面力成分が最大もしくは最小となるときの同時性断面力を抽出して、断面計算の際の断面力として採用することとした。その後、部材に発生した応力を各部材の許容応力度と比較することにより耐震性能1を評価している。

本論文には、橋軸方向へ加振した場合の結果のみを掲載する。また、着目箇所として、<u>主ケーブル</u>、<u>主塔(コンクリート)</u> <u>基部、アンカレイジ基礎</u>の結果をそれぞれ掲載する。

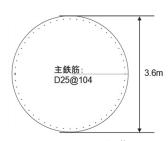




図-9 主塔(コンクリート)基部の諸元

表-7 主塔(コンクリート)基部の材料諸元

材料	材料定数	値
コンクリート	設計基準強度[N/mm²]	40
コンクリート	ヤング係数[kN/mm²]	31
鉄筋	降伏点[N/mm²]	345~440
亚大 月刀	引張強さ[N/mm²]	490 以上

表一8 主塔(コンクリート)基部の解析結果

箇所	ケース	応力度[N/mm²]			
自刀		$\sigma_{\rm c}$	σ_{ca}	$\sigma_{\rm s}$	σ_{sa}
	1. L1-III	22.2	21.0	706	300
T1	2. 475 年	28.4	21.0	973	300
	3. 2475 年	47.5	21.0	1799	300
	1. L1-III	18.7	21.0	559	300
T2	2. 475 年	32.6	21.0	1152	300
	3. 2475 年	35.5	21.0	1280	300

σc:コンクリートの圧縮応力度、σs:鉄筋の引張応力度

2)解析結果

(a) 主ケーブルの断面計算

断面計算は、橋軸方向のモデルの対称性より、図-8に示す箇所にて上流側のみ実施した。主ケーブルは、ケーブル要素としてモデル化されているため(部材に圧縮力が作用しない)、時刻歴の中で最大の引張力をケーブル断面積で除して評価した。材料定数は、参考文献2)と同様の値を採用しており、表-5に示すとおりである。

主ケーブル各要素で算出された応力度を表 - 6 に示す。設計図書での設計安全率が確認できないため、許容応力度を用いた評価は実施しないが、主ケーブルに発生する引張応力は降伏応力の概ね 3 割程度であり安全であると評価できる。3ケースの入力地震動の全ての結果において、T1側(HLAING THA TAR側)のケーブル要素に発生する応力度の方が大きい傾向にあるが、これは Step5 モデルの初期断面力に起因している。

(b) 主塔(コンクリート) 基部の断面計算

断面計算は、主ケーブルの断面計算と同様に橋軸方向のモデルの対称性より上流側のみで実施した。設計図面記載の材料は中国規格に準拠するものであったが、本解析では物性値の近い JIS 規格の材料を設定して計算を実施することとした。図 9、表 7 に諸元を示す。

応力度照査の結果を表-8に示す。T1では、1. L1-III

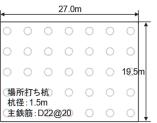




図-10 アンカレイジ基礎の諸元

表 - 9 アンカレイジ基礎の材料諸元

材料	材料定数	値
コンクリート	設計基準強度[N/mm²]	24
コンクリート	ヤング係数[kN/mm²]	25
鉄筋	降伏点[N/mm²]	345~440
亚大 月力	引張強さ[N/mm²]	490 以上

表 - 10 アンカレイジ基礎の解析結果

箇所	ケース	応力度[N/mm²]			
	7. ^	$\sigma_{\rm c}$	σ_{ca}	$\sigma_{\rm s}$	σ_{sa}
AN1	1. L1-III	60.3	12.0	3700	300
	2. 475 年	93.6	12.0	6151	300
	3. 2475 年	116	12.0	7000	300
	1. L1-III	60.9	12.0	3793	300
AN2	2. 475 年	99.9	12.0	6314	300
	3. 2475 年	117	12.0	7076	300

σc:コンクリートの圧縮応力度、σs:鉄筋の引張応力度

のケースにおいても、コンクリートに発生する圧縮応力度が許 容応力度を超過し、主鉄筋に発生する引張応力度が降伏応 力を超過する(引張強さも超過)ことが確認された。一方、 T2では、1.L1-IIIのケースにおいては、コンクリートの圧縮 応力度は許容応力度以下に収まるが、主鉄筋に発生する引張 応力度は降伏応力を超過する(引張強さも超過)結果となった。 橋軸方向への加振を考える際、一般的には支承条件が固定と なっている T1 側で、主塔(コンクリート) 基部に発生する断 面力(主に曲げモーメント)が高くなる。本解析ではStep5 モデルにて、T1 主塔頂部では約 5cm、T2 主塔頂部では約 20cm、中央径間方向へ移動していたため、T2 側の主塔(コ ンクリート) 基部に発生する応力度も大きくなった。本報告に は結果を掲載していないが、現況再現の Step5 モデルを採 用せず、竣工図面再現の解析モデルを採用した場合、T2側 の主塔(コンクリート)基部では、コンクリートと鉄筋に発生す る応力度はともに許容応力度以内に収まる結果を得ている。

(c) アンカレイジ基礎の断面計算

アンカレイジ基礎の計算は、AN1 および AN2 の基礎を対象として実施した。断面計算には、時刻歴応答解析にて算出される基礎ばねのばね反力(鉛直・水平・回転)がそれぞれ最大/最小となる際の同時性反力を抽出し、作用力として付与した。応力度の評価には、汎用ソフトウェアである「Forum 8 基礎の設計・3D 配筋 Ver.2」を用いた。設計図面記載の

材料は中国規格に準拠するものであったが、本解析では物性値の近い JIS 規格の材料を設定して計算を実施することとした。また、地盤条件については、利用可能なボーリングデータから簡易的に設定した。図-10、表-9に諸元を示す。

応力度照査の結果を表-10に示す。AN1とAN2の両者で、1. L1-IIIのケースにおいても、コンクリートに発生する圧縮応力度が許容応力度を大幅に超過し(耐力も超過)、主鉄筋に発生する引張応力度が降伏応力を超過する(引張強さも超過)ことが確認された。アンカレイジ+杭基礎という組み合わせが、構造力学上で理にかなっておらず、本吊橋において構造的な弱部となることが分かった。

6. おわりに

本論文では、ミャンマー国の吊橋である Twantay 橋を対象 とした線形時刻歴応答解析を実施し、主部材に発生する応力 度を許容応力度と比較することで耐震性能を評価した。下記に 結論を示す。

- 主ケーブルは、今回想定した地震動 3 ケース (L1-III 種、再現期間 475 年、再現期間 2475 年 ※後者 2 つは、L1-III 種地盤の波形をミャンマー国建築基準の値を参照して振幅調整したもの) に対し、算出した引張応力度が降伏応力の概ね 3 割程度であった。また、各ケースでの発生応力度に大きな差がないことから、主ケーブルの安全性には地震の影響が小さいと考えられる。
- 主塔(コンクリート)基部では、L1-III 種において、コンクリートには許容応力度を超過する圧縮応力度が発生し、主鉄筋には引張強さを超過する引張応力度が発生することを確認した(RC 巻き立てによる補強解析を実施した結果、巻き立てコンクリート厚 250 mm、軸方向鉄筋ピッチ 160 mm の標準的な補強により、L1-III 種に対して安全となることを確認している。※簡易的な補強計算として、作用断面力は巻き立て前のモデルで算出されたものと同様の値とした)。
- アンカレイジ基礎については、L1-III 種において、コンクリートには耐力を大幅に超過する圧縮応力度が発生し、主鉄筋にも引張強さを大幅に超過する引張応力度が発生することを確認した(増し杭、地盤改良による簡易的な補強計算を行ったが、どちらも現実的に実施可能な規模での補強とはならない)。

本解析を通して、特にアンカレイジ+杭基礎が地震に対して構造的な弱部となることを確認した。冒頭にも述べたように、ミャンマー国には崩壊した橋と類似の吊橋が数多く存在していることから、各橋の構造・地盤条件を確認し、対策検討を行う優先順位をつけて対応していくことが望まれる。最後に、あくまで定性的な内容に留まるが、耐震性評価の優先度付けのための指標を表 - 11 にまとめる。

表-11 耐震性評価の優先度付けのための指標

優先度	項目	概要
©	アンカレイ ジ+杭基礎 の構造	この構造形式のアンカレイジは、 構造上理にかなっていないため、 杭体応力度が許容値を超過する 可能性が極めて高い。
0	アンカレイ ジの重量が 大きい	大きな慣性力がアンカレイジに 作用すると、杭体にとって厳し い応力状態となる(基礎に作 用する水平力が支配的)。
Δ	軟弱地盤 上に存在し ている	軟弱地盤上に存在するアンカレイ ジ基礎は、水平変位が大きくなる かつ杭体にとって厳しい応力状態 が発生する。

※下2項目はアンカレイジ+杭基礎の構造を前提とする。

謝辞:本業務は、国土交通省「平成30年度海外における 交通インフラ事業に関する基礎情報調査及び新規案件形成等 検討業務」の一環として実施された。また、長井宏平准教授 (東京大学生産技術研究所)、松本浩嗣准教授(北海道大学 大学院)、岩崎英治教授(長岡技術科学大学大学院)から、 本業務遂行にあたり多大なご協力をいただいた。ここに感謝 の意を表する。

参考文献

- 1) Hla Hla Aung : Myanmar Earthquakes History (3 $^{\rm rd}$ Edition), August, 2017
- 2) Koji Matsumoto, Carlos Arturo Linan Panting, Nuntikorn Kitratporn, Wataru Takeuchi, Kohei Nagai, and Eiji Iwasaki: Performance Assessment Using Structural Analysis and Spatial Measurement of a Damaged Suspension Bridge: Case Study of Twantay Bridge, Myanmar, J. Bridge Eng., 2018, 23 (10): 05018008
- 3) 公益社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震 設計編、平成24年3月