

既設単純鋼桁橋の免震化に関する解析検討

新日本製鐵(株)

正会員 ○伊勢 典央

新日鉄エンジニアリング(株)

正会員 山崎 伸介 西本 晃治 野呂 直以

(株)ジェイアール総研エンジニアリング

正会員 西村 昭彦 寺師 浩二

1. はじめに

対象とした既設橋梁は8径間単純合成桁(図-1)で、昭和初期に建設されたものである。本橋は当初鉄道橋として供用されていたものが近年道路橋として改修されたもので、現在の耐震基準を満たしていないために橋脚の耐震補強が必要と判断された。しかし補強による橋脚断面の増大は河積を侵すために採用できない。そこで、既存の支承を滑り支承に交換し、免震化により上部工の慣性力を低減させることで耐震性能を満足させる検討がなされた。

本検討ではその免震化に対して、滑り支承であるが復元力を有する摩擦振り子型免震支承の適用性について解析的な検討を実施するものである。

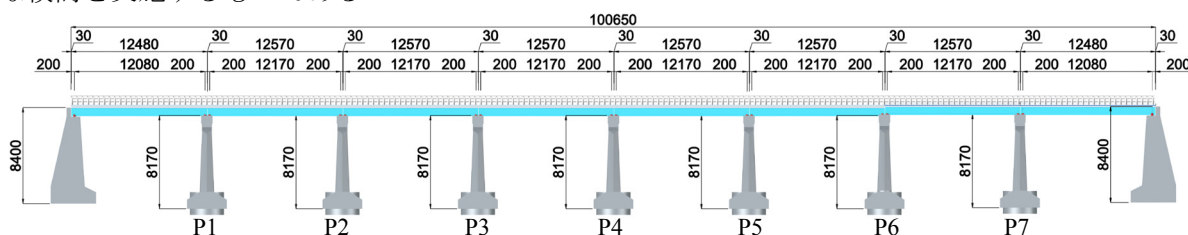


図-1 既設橋梁側面図

2. 摩擦振り子型免震支承

摩擦振り子型免震支承(Friction Pendulum Bearing, 以下FPB)は、近年アメリカで開発された金属性の滑り支承である。振り子の原理を応用した構造で、復元力があり、上載荷重によらず固有周期を自由に調整できる。アメリカをはじめ諸外国では、橋梁への適用例が多いが日本では実績がない。一般的なFPBは曲率 R の球面をもつコンケイブとその上をスライドするスライダーおよびそれを支持する上摺より構成される(図-2)。周期 T_{fps} および復元力 k_{fps} は、曲率 R と上載荷重 w により式(1)、(2)で表される。その履歴曲線を図-3に示す。¹⁾

$$k_{fps} = \frac{w}{R} \quad (1)$$

$$T_{fps} = 2\pi \sqrt{\frac{w}{k_{fps}g}} = 2\pi \sqrt{\frac{w}{\frac{w}{R}g}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (2)$$

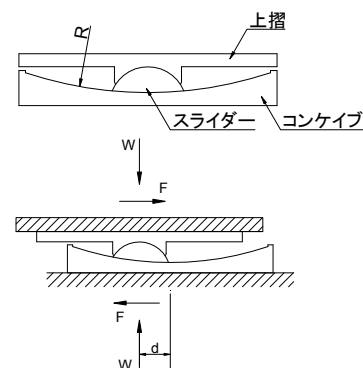


図-2 摩擦振り子型免震支承 (FPB)

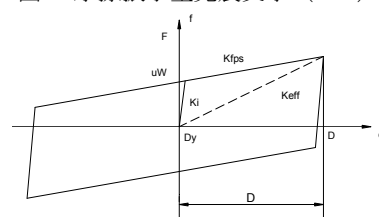


図-3 FPB 履歴曲線

3. 解析条件およびモデル化

橋軸方向の検討は橋梁全体の8径間を上下部工一体でモデル化した。橋台部および橋脚部の構造解析モデルを図-4に示す。下部工はいずれも直接基礎でN値18程度の砂礫地盤に支持されている。モデル化では構造物は質点系に離散化し、RC構造物である橋脚の非線形特性は損傷部位として明らかな躯体部を曲げモーメントと曲率($M-\phi$)の関係で与えた。基礎は水平バネをバイリニア型および回転バネをトリリニア型として考慮した。また橋台は背面の地盤抵抗を基礎と同様に水平バネで評価し、パラペ

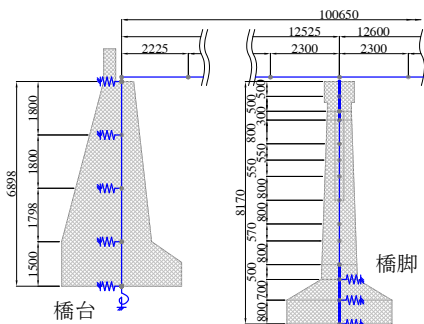


図-4 解析モデル図

キーワード 既設橋、免震化、摩擦振り子型滑り支承

連絡先 〒293-8511 千葉県富津市新富20番地1号 新日本製鐵(株) TEL. 0439-80-2978

ットによる桁の拘束を非線形バネで考慮した。一方桁間の衝突エネルギーを吸収させるために桁端相互を鋼製履歴ダンパーで連結し、表-1 に示す 2 タイプでバイリニア型の非線形バネとしてモデル化した。FPB は表-2 に示す検討条件で摩擦係数 μ と曲率半径 R を変えて、パラメトリックにモデル化した。

構造解析に用いた入力地震動は、鉄道設計基準²⁾の L2 地震動スペクトルⅡ適合波の基盤地震動波形に対して、当該表層地盤条件に基づいて算定した地表面地震動波形(図-5)とした。

4. 解析結果

前節の FPB 検討条件により時刻歴応答解析を実施した結果と摩擦係数 $\mu=0.10$ とした従来のポットベアリング滑り支承(以下、滑り支承)のモデルで得られた結果を比較する。橋脚の最大断面力を滑り支承モデルとの比で表した結果を図-6 に示す。(1)の曲げモーメントおよび(2)のせん断力共に摩擦係数 $\mu=0.05$ の Case1~3 は、表-1 に示した桁連結材条件の違いによらず断面力の比が 1.0 以下となり、滑り支承に比べ橋脚に対する上部工慣性力が低減されていることが分かる。一方で滑り支承と同じ摩擦係数 $\mu=0.10$ の Case4~6 は滑り支承と概ね同等の結果となった。

また、図-7 に支承部での桁と各下部工天端の最大相対変位量を、図-8 に同位置での残留変位量を示す。ここでは両者共に表-1 に示す桁連結材条件の Type1 に着目して比較する。まず図-7 では、Case3 が橋脚天端でおよそ 0.55m と最も大きな相対変位となっているが、それ以外のケースでは滑り支承と比較して同等もしくはそれ以下の結果となった。これは Case3 が滑り支承に比べて摩擦係数 μ が小さいために FPB の降伏荷重($\mu \cdot w$)が小さくなり、さらに $R=6m$ と検討ケースの中で最も大きい曲率半径であるために降伏後の剛性 k_{fps} も小さくなり、他のケースに比べ相対変位が増加したものと考えられる。次に図-8 では、橋脚上での残留変位が滑り支承で 110mm 程度に比べて FPB では 10~50mm と非常に小さな値となった。これは復元力を有する FPB の特長であることが分かる。

5. まとめ

既設橋梁の免震化について、FPB 適用に関する解析的な検討を実施した。その結果 FPB を使用することで、従来の滑り支承と比べて上部工桁の相対変位、残留変位を低減でき、支承の必要移動量が小さくなることから免震支承のコンパクト化も可能となることが分かった。

参考文献

- 1) M.Dicleli, et. : Seismic retrofitting of highway bridges in Illinois using friction pendulum seismic isolation bearings and modeling procedures, Engineering Structures 25, pp.1139-1156, 2003.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.

表-1 桁連結材条件

Type	剛性K (kN/m)	降伏強度 Py(kN)	降伏変位 δy (mm)
1	100,000	400	4.0
2	50,000	200	4.0

表-2 FPB 検討条件

Case	摩擦係数 μ	曲率半径R (m)
1	0.05	2
2		4
3		6
4	0.10	2
5		4
6		6

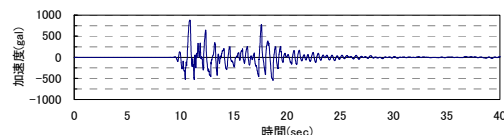
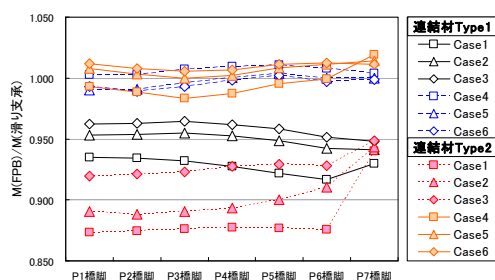
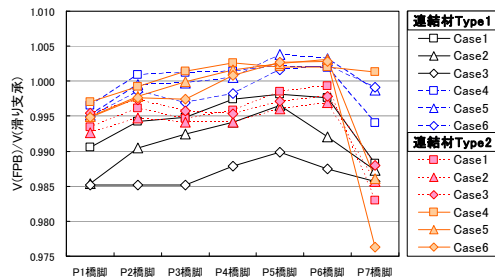


図-5 入力加速度波形



(1) 曲げモーメント比



(2) せん断力比

図-6 橋脚躯体の断面力比

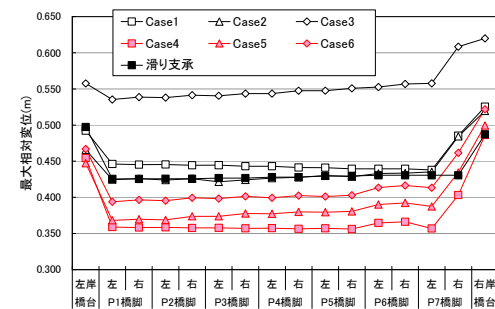


図-7 支承の相対変位

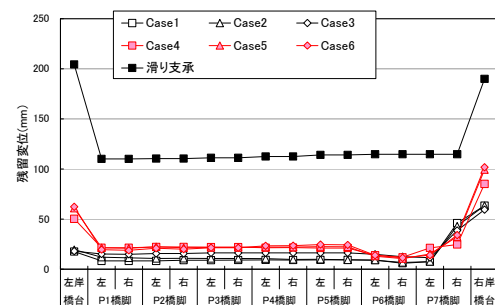


図-8 支承の残留変位