

変位制限構造の遊間に設置する緩衝装置の検討

阪神高速道路公団 正会員 ○西岡 勉，長沼敏彦，平野敏彦
 総合技術コンサルタント 正会員 野口二郎，西森孝三

1. はじめに 兵庫県南部地震以前に建設された長大アーチ橋では、レベル2地震動に対して支承が損傷する可能性が高いと考えられる。しかし、長大アーチ橋の支承は大きな上部工荷重を支持しており、その規模が大きく、レベル2地震動に対して所定の性能を満足する支承への取替は、その対策費用、施工性の観点から速やかな実施が困難な状況である。そこで、著者らは変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造からなる控え支承構造を提案し、既設支承の損傷後のすべり免震やその摩擦減衰による橋梁の最大応答の低減効果を解析的に検討している¹⁾。ここでは、変位制限構造に作用する衝突力を低減させるために設置する緩衝装置の効果について検討する。

2. 解析条件 対象とした橋梁は、図-1 に示す橋長 160m のニールセンアーチ橋である。1点固定の支持条件で固定支承がピボット支承、可動支承がピボットローラー支承であり、固定、可動側橋脚とも鋼製ラーメン橋脚である。控え支承構造を図-2 に示す。既設支承の損傷後、すべり支承を有する段差防止構造が上部構造の鉛直支持機能を担い、変位制限構造の遊間に応じて同構造が作動する構造である。解析は、支承損傷を考慮した非線形時刻歴応答解析を行う。入力地震動は、道路橋示方書のタイプⅡ、Ⅲ種地盤の地震動3波²⁾とした。解析モデルを図-3 に示す。基礎はスウェイとロッキングを考慮した線形ばね、鋼製橋脚はバイリニアモデルとした。固定、可動支承は図-4 に示すように降伏耐力で支承が損傷し、損傷後の上下部構造間の作用力をクーロン摩擦力(摩擦係数 $\mu_{F1}=\mu_{M1}=0.15$)としてモデル化した³⁾。可動支承は損傷前の移動可能量内の摩擦力(摩擦係数 $\mu_{M0}=0.05$)もモデル化している。変位制限構造は、上下部構造間の相対変位が設定した遊間に達すると拘束力が作用するモデルとした。変位制限構造の遊間は、固定側 $e_F=0.2m$ 、可動側 $e_M=0.4m$ である。緩衝装置はひずみ硬化型のゴム製緩衝材とし、 $K1, K2, K3$ の3つの剛性を有するモデル⁴⁾とした。緩衝装置と緩衝装置を設置した変位制限構造の解析モデルをそれぞれ、図-5, 6 に示す。解析は、緩衝装置の厚みとせん断弾性係数(25%ひずみ時)をパラメータとし、両橋脚共通で緩衝装置の厚みを $t=100, 200mm$ 、せん断弾性係数を $G=1.0, 2.0, 3.0 N/mm^2$ と変化させた。なお、緩衝装置の平面寸法は、変位制限構造の接触面の大きさを考慮して固定側橋脚で $0.4m(高さ) \times 0.65m(幅) \times 4$ 組、可動側橋脚で $0.4m(高さ) \times 0.5m(幅) \times 4$ 組とした。

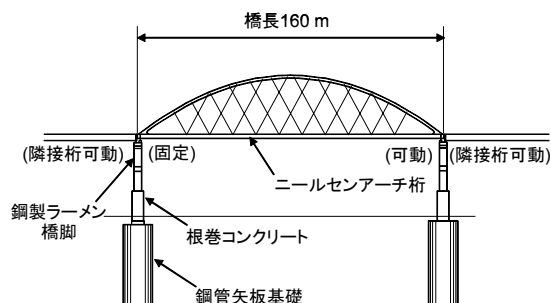


図-1 対象橋梁の

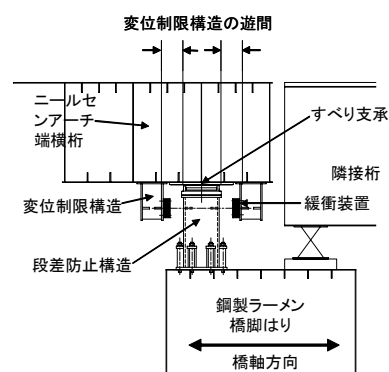


図-2 控え支承構造(橋軸方向)

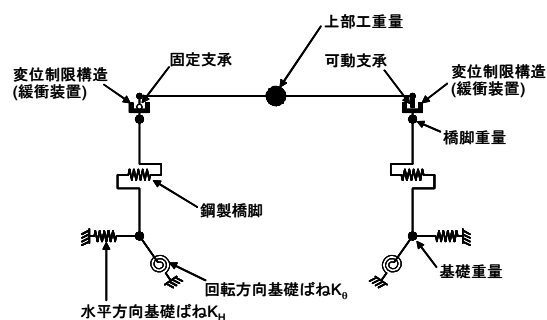


図-3 解析モデル(橋軸方向)

キーワード：支承損傷，変位制限構造，緩衝装置

連絡先：〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3 TEL 06-6252-8121, FAX 06-6252-4583

