損傷制御を目的とした摩擦ダンパーの地震応答特性

(一財)首都高速道路技術センター 正会員 〇右高 裕二
首都高速道路株式会社 正会員 松原 拓朗 久保田 成是 山本 一貴
青木あすなろ建設株式会社 正会員 藤本 和久 山崎 彬

1. はじめに

首都高速道路は、大規模地震発生後、速やかに緊急輸送路として機能する必要がある.そのため、想定外の 地震に対しても輸送機能が確保されるような損傷制御が必要となる.また、首都高速道路は、堤防や鉄道構造 物等、他機関の構造物と近接もしくは一体化している高架橋も多い.地震時に首都高速道路に生じた変位によ りこれらを損傷させ、堤防を決壊させたり列車が走行できなくなったりすることは絶対に避けなければならな い.そのため、橋脚の地震応答変位を許容塑性率以内に収めるだけでなく、極力小さくすることが望まれる. 東北地方太平洋沖地震では、首都高速道路においても支承の損傷が確認されている.支承のサイドブロックを とめるボルトが破断し、サイドブロックが脱落した場合、サイドブロックの脱落は第三者被害につながる可能 性があることからそのような事態は避けなければならない.

筆者らは,以上の課題を解決することを目的とした橋軸直角方向に設置する摩擦ダンパー(横変位摩擦ダン パー)を開発中である.本報告では,動的解析によって橋軸直角方向に摩擦ダンパーを設置した橋梁の制震効 果について報告する.なお,横変位摩擦ダンパーの構造に関しては別報にて示す.

2. 動的解析による摩擦ダンパーの制震効果の確認

2.1 対象橋梁 図-1 に、検討対象とした首都高速道路の 高速6号三郷線P35~P36を示す.当該橋梁は、S55の道路橋 示方書で設計されており、橋脚補強は実施されているが支承 は建設当初(鋼製支承)のままで、上部構造耐震工事は実施 されていない.また、支承はP35、36ともに橋軸直角方向の 変位はタイプA支承のサイドブロックで固定されている.図 に示すように本橋梁の横には綾瀬川が流れており、橋脚基部 と堤防が近接した状況である.

2.2 解析モデルおよび入力地震動 解析モデルを図-2 に 示す.上部構造と橋脚は線形はり要素でモデル化し,杭基礎 と地盤間の挙動は,地盤のせん断剛性の低下を考慮した等価 剛性を用いた水平ばねと回転ばねでモデル化した.既設橋梁 の支承は可動・固定の鋼製支承であるが,摩擦ダンパーを設 置する際にはゴム支承に取替えることを想定している.その 際のゴム支承は線形ばね要素,摩擦ダンパーは剛塑性の非線 形ばね要素でモデル化した.摩擦ダンパーの降伏荷重(F_d) は、レベル1地震動ではサイドブロックとして機能させるた

め, 道路橋示方書に規定されているレベル1地震動(Ⅲ種地



盤)を橋軸直角方向に作用させた際に支承に生じる橋軸直角方向の最大反力(F_{L1})と同等とし,表-1のとおりとした.隣接する橋梁は質量効果のみを考慮した.減衰は Rayleigh 型減衰とした.入力地震動は,道路橋示方書に規定されるⅢ種地盤の標準加速度波形(L1:1波,L2:6波)を使用し,橋軸直角方向に作用させた.

キーワード 橋梁,損傷制御,制震,耐震,ダンパー 連絡先 〒105-0001 東京都港区虎ノ門 3-10-11 (一財)首都高速道路技術センター技術研究所 TEL 03-3578-5751



2.3 解析ケース 摩擦ダンパーを設置することによる制震効果および摩擦ダンパーの降伏荷重を変化さ せた時の制震効果の変化と橋梁の地震応答への影響を確認するため、解析ケースを表-2のように設定した. 既設橋梁(Case0)と摩擦ダンパーを設置した場合(Case1)を比較し摩擦ダンパーによる 2.4 解析結果 橋脚の地震応答低減度合を確認する.橋脚の最大応答曲率は,Ⅱ-Ⅲ-2入力時のP36で制震効果が一番大きく, Case0 で 0.00387, Case1 では 0.00197 で 49.1% 低減された. P36 橋脚頂部 (図-2 中で A と表示)の橋軸直角方 向変位の時刻歴波形を図-3 に示す. 最大変位が 376mm から 201mm に 46.5%低減されている. また, P36 橋脚 の地表面付近における変位は、Ⅱ-Ⅲ-1 で最大となり Case0 で 97mm であったが、Case1 では 56mm と 41%低 減されていた.図-4は、ダンパーの降伏荷重を変化させた場合のP36の地震応答の低減率を示している.主 要動の継続時間が長いタイプ I 地震動では、ダンパーの降伏荷重の増加とともに橋脚の地震応答もほぼ線形的 に低下(反比例)していることがわかる.キラーパルスと呼ばれる大きな振幅が卓越する主要動の継続時間が 短いタイプ II 地震動では、降伏荷重 0.5Fd と 1.0Fd のダンパーでの橋脚の地震応答の低減度合いはほぼ等しい ことがわかる.これは,タイプ II 地震動ではキラーパルスひとつでダンパーが大きく変形し,後続する地震 動の振幅ではダンパーの変形量が小さいためである.このように、摩擦ダンパーの制震効果を最大限に発揮す るためには、地震動特性も考慮する必要があることがわかる.

摩擦ダンパーが主たるエネルギー吸収をしているかを確認するために、ダンパーの最大変形時における、上 部構造変位に対する各部材の変形の構成比率を図-5に示す.図より、P36の Case1 および Case2 では Case0 に比べ、橋脚の曲げ変形に起因する変位δpが小さくなっている.これはゴム支承と摩擦ダンパーが大きく変 形(約 80mm)しているからである.

3. おわりに

今回の対象橋梁は比較的高さの高い鋼製橋脚であり,図-5に示すように橋脚躯体の曲げ変形が生じやすい (橋脚が柔らかい)ため、ダンパーによる制震効果が発揮しづらい構造であるが、摩擦ダンパーの設置により 橋脚の変形量が抑えられることを確認した.さらに、作用させる地震動特性に応じて制震効果が変化すること やダンパーの降伏荷重の大きさによって制震効果が変化することを確認した.