

既設吊橋の橋軸直角方向に対するレベル2地震時の検討

(株)ドュー大地 正会員 ○松田 宏 熊本大学大学院 正会員 松田 泰治
 西日本高速道路(株) 正会員 今村 壮宏 正会員 山下 恭敬
 (株)ドュー大地 フェロー会員 坂手 道明 (株)横河ブリッジ 小深田 祥法
 JFE エンジニアリング(株) 新田 善弘 (株)富士技建 岸上 弘宣

1. 目的

検討対象橋は図-1 に示す海峡を渡る支間構成が 178+712+178m の鋼 3 径間吊橋である。伸縮部の漏水による損傷，通行車両の大型化に起因する疲労損傷が顕在化していることから，支承部のすべり支承への交換，中央径間および側径間の床組縦桁のノージョイント化を図り，常時，地震時の橋軸方向変位の制御用に，制震ダンパー，固定ケーブルを主塔，アンカレイジで定着させるケーブル併用制震すべりシステムを計画している¹⁾。

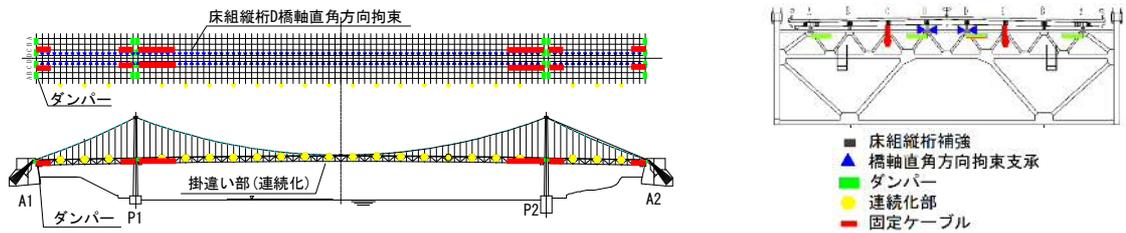


図-1 対象橋梁とケーブル併用制震システム構造

過年度までは，橋軸方向に着目して非線形時刻歴応答解析を実施し，制震ダンパー，固定ケーブル等の動的挙動の把握を行ってきたが，本検討では，橋軸直角方向に対してレベル2地震動を作用させた場合の主要部位の挙動特性を確認した。

2. 解析条件

解析モデルは3次元モデルとし¹⁾，ウィンドタング周辺の挙動把握のため，図-2 に示すとおりウィンドタングに隣接する部位は3次元シェル要素，ウィンドタングと主塔，アンカレイジへの連結部をファイバー要素でモデル化した。すべり支承，制震ダンパー，固定ケーブル，センターステイおよび橋台水平支承は材料非線形性を考慮し，ケーブル類は橋軸直角方向の変形が大きくなるため有限変位理論を適用している。

3. 固有振動特性及び入力地震動

対象橋の橋軸直角方向に対する主要振動モードは図-3 に示すとおりである。中央径間，側径間の1次固有周期は10.6秒，1.3秒であり，側径間は短周期成分が卓越している。道示Vの標準加速度応答スペクトルを図-4 に示すが，タイプIおよびタイプII地震動とも同程度の加速度応答スペクトルとなる²⁾。本稿では，一例として道示V標準波形II-I-1の波形(地域別補正係数はC地域(C_{IIz}=0.7)を適用)を用いた動的解析結果を示す。

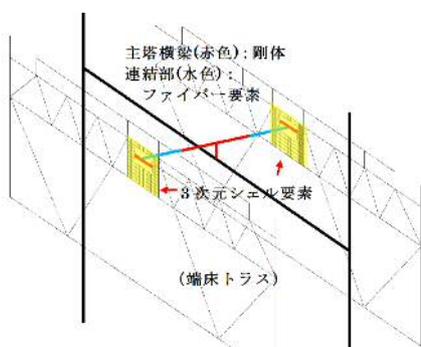


図-2 解析モデル図(主塔付近)

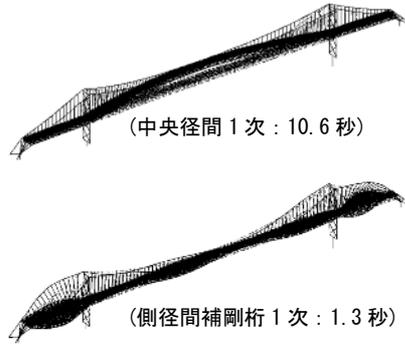


図-3 橋軸直角方向固有振動モード図

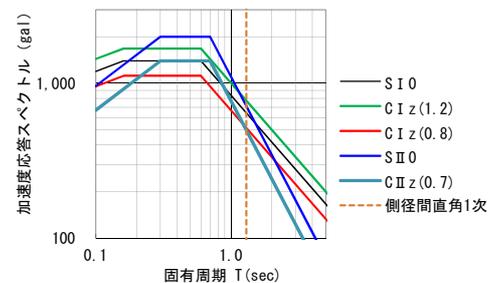


図-4 道示V標準加速度応答スペクトル図

キーワード 吊橋，ノージョイント，ウィンドタング，補剛桁，アンカレイジ水平支承

連絡先 〒336-0017 埼玉県さいたま市南区南浦和 2-25-1 (株)ドュー大地 埼玉支社 構造部 TEL 048-711-4810

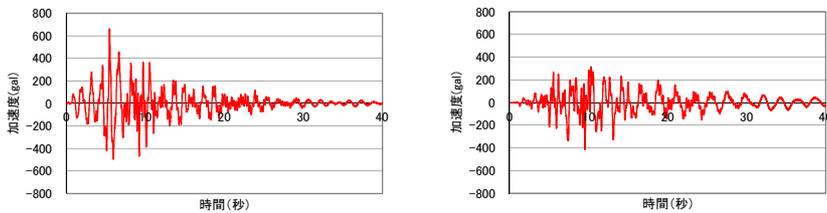
4. 動的解析結果

死荷重, プレストレス力および温度変化+30度による初期断面力を考慮して非線形動的解析を行った。

補剛桁の橋軸直角方向水平応答加速度を図-5に示す。A1側側径間中央位置では最大650galに達し, 中央径間中央の約2倍となる。このため, 側径間の補剛桁は, 主塔側端床トラス付近において許容値を超過し, 補強対策を行う必要が生じた。すべり支承は, 上下線のD桁において橋軸直角方向を固定しているため, 残りのA,B,C桁の変位量は僅かである。固定ケーブルも常時状態からの作用力の変化は僅かである。

制震ダンパーのA1側側径間D桁位置での応答履歴を図-6に示す。上下線間を連結する部材の剛性が小さいため, 中央径間, 側径間ともA,D桁位置での応答は類似しており, 最大応答速度は10kineに満たない。

一方, アンカレイジと端床トラス間に設置されている水平支承は図-7に示す構造であり, 図-8に示すとおり塑性化(6.2δ_y)が生じている。ただし, 破断には至っていない。また, 端床トラスとアンカレイジあるいは主塔水平材間を連結する部材(図-2の水色の部材)については, 図-9, 図-10に示すとおり, 側径間側に設置されたウィンドタングと主塔水平材を連結する部材に塑性化(1.6ε_y)が生じている。主塔水平材と端床トラスを連結する部材の断面は図-11に示すとおりで, ウェブの板厚は中央径間側32mmに対し, 側径間側は25mmである。また, 中央径間側と側径間側では使用材料も異なる。建設当初は風荷重による断面力で設計されたことによるものである。アンカレイジと端床トラスを連結する部材は図-12に示すとおり塑性化は生じていない。



(a) A1側側径間中央 (b) 中央径間中央

図-5 橋軸直角方向応答加速度波形

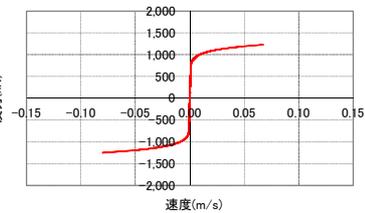


図-6 A1側側径間制震ダンパー

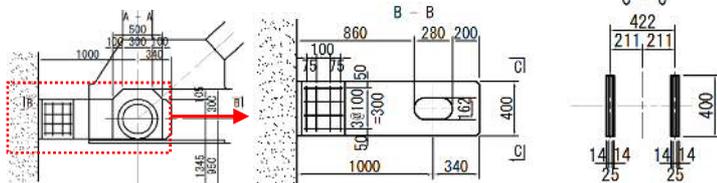


図-7 アンカレイジ水平支承部構造

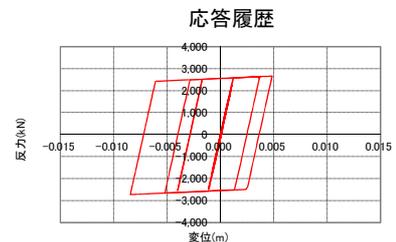


図-8 A1側アンカレイジ水平支承の応答履歴

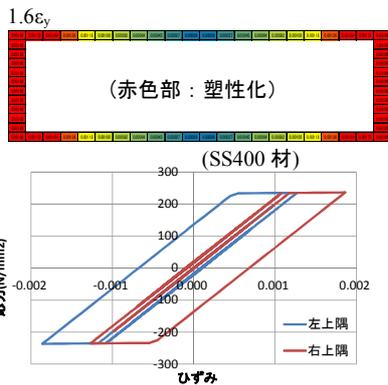


図-9 P1主塔側連結部ひずみ分布

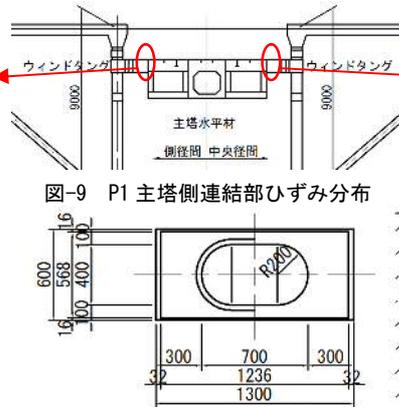


図-10 A1側径間側連結部端部応答履歴

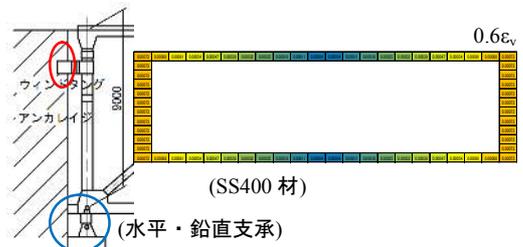


図-11 ウィンドタング連結部断面 (ダイヤフラム含む)

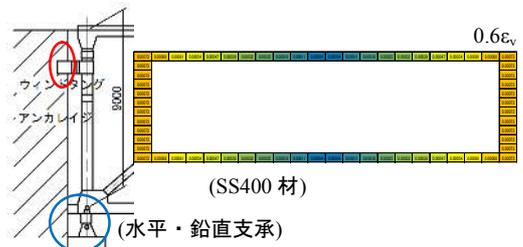


図-12 A1アンカレイジ側連結部ひずみ分布

4. まとめ

橋軸直角方向のL2加震時は, 側径間はスパン長が約180mであり, 比較的短周期成分が卓越した応答となるため, 側径間側補剛桁, アンカレイジ水平支承, 側径間側端床トラスと主塔水平材間の連結部で塑性化することがわかった。補剛桁は, 今後, 補強の必要性, 方法について検討を行う予定である。

参考文献 1)松田他: 既設吊橋に適用するケーブル併用制震すべりシステムの研究, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.4, 2014 2)(社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2012