

緩衝材を用いたPC斜張橋の地震応答低減効果

大日本コンサルタント(株) 正会員 ○田崎 賢治 九州工業大学 正会員 幸左 賢二
 阪神高速道路公団 正会員 西岡 勉 九州工業大学 学会員 阿部 弘典

1. はじめに 既設の耐震補強では、河川橋等大規模な仮設工が必要となる施工条件の厳しい橋梁において、一般的な耐震補強方法では多額の工事費を必要とするといった課題がある。本研究では、**図-1** に示す河川内に主塔を有する既設のPC斜張橋を対象に、桁遊間部にゴム製緩衝材を設置し、主塔部橋脚を直接補強しない耐震補強工法を提案する。本工法は地震応答解析の中に端部橋脚の水平抵抗を考慮するものであり、端部橋脚に地震慣性力の分散を図る。本橋は**図-2** に示すように主塔部橋脚の斜角が 24.5° であり、橋脚の強軸方向が橋全体の橋軸方向に近い特性を有することから、本文では、特に主塔部橋脚の強軸方向に対する応答せん断力の低減効果に着目し、現状よりも耐震性能を向上させることを目的とした検討結果について示す。

2. 対象橋梁 対象橋梁は、**図-1** に示す橋長400mの既設のPC2径間連続斜長橋である。主塔主桁部の結合条件は剛結で、端部橋脚は可動支承である。主塔は逆Y字型のRC柱で、斜材は2面吊り、主桁は桁高2.8m、全幅員20.7mの4室箱桁断面である。また、主塔部橋脚は 5.5×18.0 mの小判型断面のRC柱、端部橋脚は4.5mの正方形断面のRC柱で、基礎構造は何れもケーソン基礎である。

3. 解析モデルと解析方法 **図-1** に示す斜張橋主径間部を**図-3** に示す3次元フレームにモデル化した。この中で、主桁の曲げ、たわみ、ねじりを斜材に確実に伝達するために横桁を剛部材として設置している。また、弾塑性はり要素の非線形特性はトリリニア型の武田モデルを用いている。解析に用いる入力地震動は「道路橋の耐震設計に関する資料」に示されるレベル2、タイプII地震動の中の、本橋の地盤条件に適合するI種地盤用No.1標準波形を用い、橋軸方向に入力している。また、時刻歴応答解析における数値積分には、ニューマークの β 法($\beta=1/4$)を用い、数値積分間隔は $\Delta t=1/1000$ 秒とした。また、各非線形部材の履歴減衰の他に、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。固有値解析の結果、橋軸方向の卓越モードは1次(固有周期3.099秒)と5次および7次、橋軸直角方向の卓越モードは2次(固有周期2.079秒)と8次であり、斜張橋特有の高次のモードが卓越する結果となる。一方、緩衝材は高面圧下においても荷重の繰り返しや載荷速度に対して安定した圧縮性能を発揮することができるゴム製緩衝材を用い、既往の実験結果より、**図-4** に示す圧縮力-圧縮ひずみ関係を設定した。解析ケースは、端部橋脚の曲げ耐力を現況のまま、緩衝材の設置個数を桁端部一箇所当たり50~250個まで変化させた5ケース(Case1~5)と、端部橋脚の曲げ耐力を現況の4倍まで変化させた4ケース(Case-M1~M4)とした。

4. 解析結果 まず、端部橋脚の曲げ耐力を現況のまま、緩衝材の設置個数を変化させたケースについて示す。**図-5** に緩衝材の設置個数に対する主桁と端部橋脚天端の最大応答変位を示す。図の中で、主桁端部と端部橋脚天端の変位の差が緩衝材の変位である。なお、何れのケースも主桁端部と端部橋脚天端の最大変位は同時刻である。図より、緩衝材が多くなるにつれて端部橋脚の変位は増加し、逆に主桁端部の変位は減少することがわかる。これは緩衝材の設置個数の増加に伴い、緩衝材自体の変形は小さくなるが、端部橋脚の塑

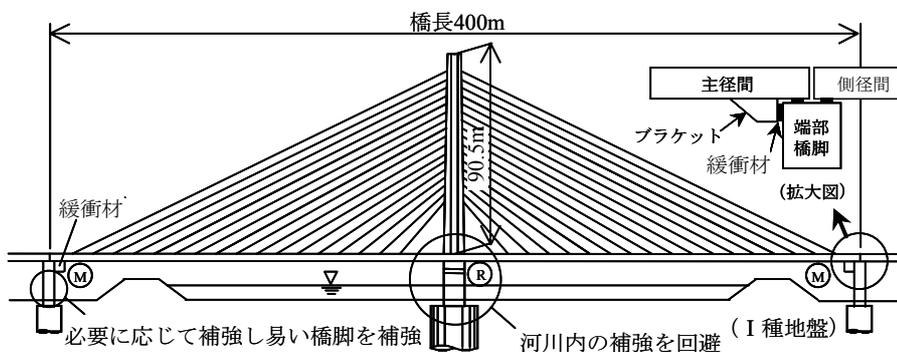


図-1 対象橋梁

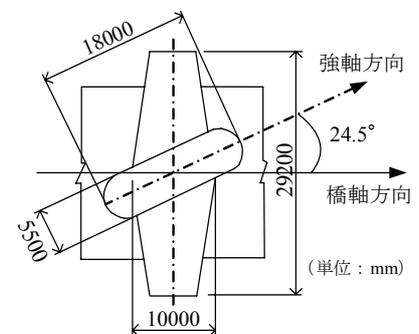


図-2 主塔部橋脚の平面図

キーワード PC斜張橋, 緩衝材, 地震応答解析, 応答低減効果

連絡先 〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-5-19 大日本コンサルタント(株) 構造技術部 TEL 092-441-0433

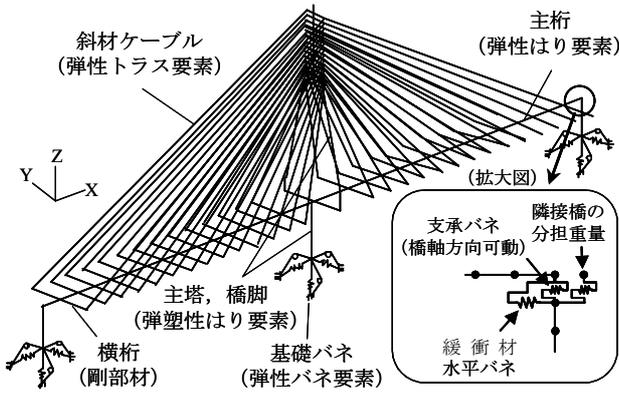


図-3 解析モデル

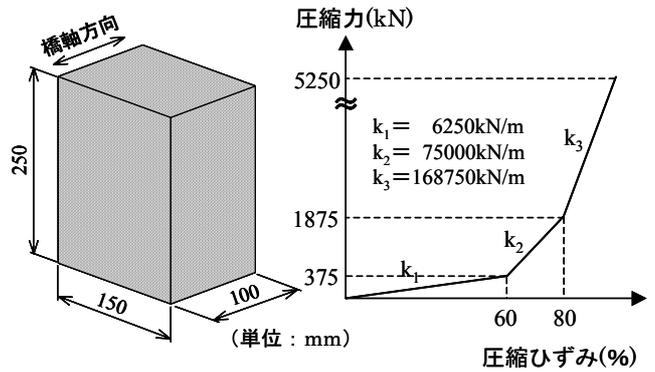


図-4 緩衝材のモデル化

性変形によるエネルギー吸収が大きくなるためである。

次に、端部橋脚の曲げ耐力を現況の4倍まで変化させた Case-M1～Case-M4 について示す。図-6 に端部橋脚の曲げ耐力と緩衝材の設置個数を変化させた場合について、緩衝材を設置しない場合に対する主塔部橋脚の最大せん断力の低減率分布を示す。図より、主塔部橋脚のせん断低減率は端部橋脚の耐力倍率が4倍の場合を除いて緩衝材の増加とともに大きくなり、端部橋脚の曲げ耐力が2倍の場合に低減率21%と最も大きくなる。

図-7 に緩衝材250個を設置した場合の端部橋脚の曲げ耐力に対する主桁端部と端部橋脚天端および主塔主桁部の最大応答変位を示す。図の中で、主桁端部と端部橋脚天端の変位の差が緩衝材の変位であり、また、主塔主桁部と主桁端部の変位の差が主桁の変位である。図より、端部橋脚の曲げ耐力の増加とともに端部橋脚、主桁端部の最大変位とも小さくなるが、端部橋脚の低下の割合の方が大きい。これは端部橋脚の耐力が大きくなると、端部橋脚の降伏に達するまでの水平抵抗、即ち端部橋脚による変位拘束力が大きくなり、緩衝材の変形が大きくなるためである。一方、端部橋脚の曲げ耐力が3倍（Case-M3）以上になると、主桁の曲げ変形に伴う水平変位が大きくなる。したがって、図-6 に示したように、端部橋脚の曲げ耐力を過度に大きくしても主塔部のせん断低減効果は得られない結果となる。

5. まとめ

- (1) 緩衝材の軸方向剛性の増加に伴い、斜張橋本体の地震慣性力が端部橋脚に分散され、端部橋脚の塑性変形によるエネルギー吸収の増大により、主塔部橋脚の最大せん断力は低減される。
- (2) 端部橋脚の曲げ耐力の増加に伴い、桁端部の変位拘束効果は高くなるが、端部橋脚の曲げ耐力を過度に大きくすると、主桁自体の曲げ変形の発生により、主塔部のせん断低減効果は低下する。
- (3) 本橋では、主桁端部に緩衝材を200個以上設置し、端部橋脚の曲げ耐力を2倍程度補強することで、主塔部橋脚のせん断力を最大で20%程度低減できる結果が得られた。

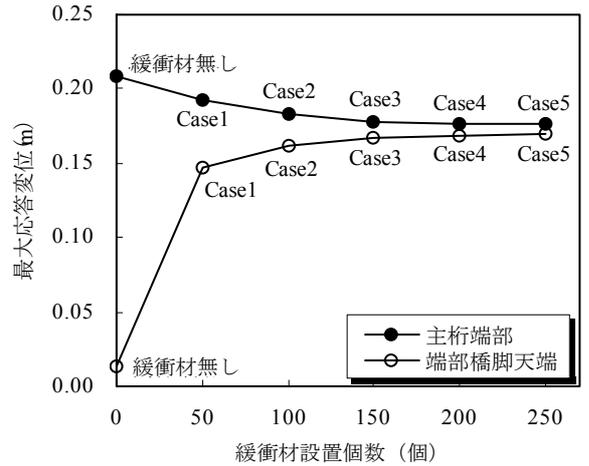


図-5 主桁と端部橋脚天端の最大応答変位

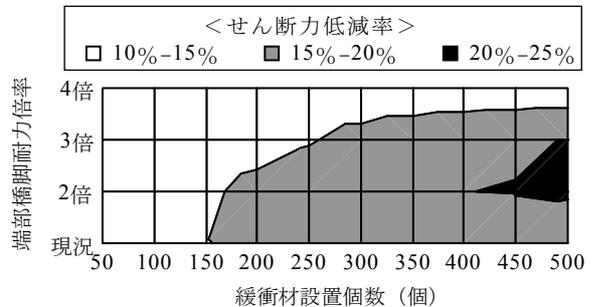


図-6 主塔部橋脚の最大せん断力の低減率

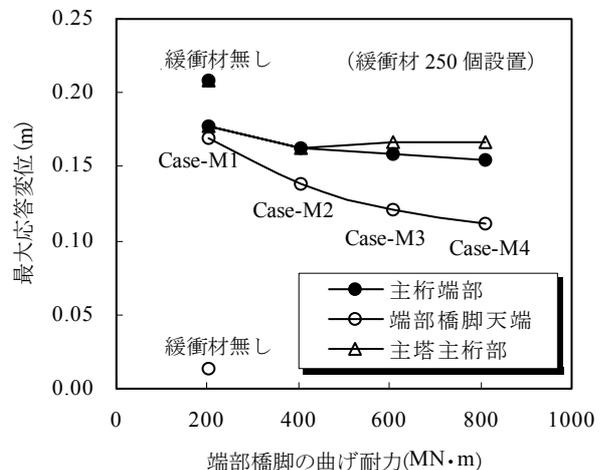


図-7 主桁と端部橋脚天端の最大応答変位