

新設鋼ローゼ橋における耐震設計 —上信越自動車道 太田切川橋—

東日本高速道路(株)	正会員	○松本 綾佳 ^{※1}	東日本高速道路(株)	伊藤 堅生 ^{※1}
東日本高速道路(株)	正会員	西川 孝一 ^{※1}	J F E エンジニアリング(株)	吉良 浩二 ^{※2}
東日本高速道路(株)		塩野 智也 ^{※1}	J F E エンジニアリング(株)	江角 和之 ^{※2}

1. はじめに

上信越自動車道（信濃町 IC～上越 JCT）では交通集中渋滞の緩和や冬期の円滑な交通確保を主たる目的として四車線化事業を進めている。妙高高原 IC～中郷 IC 間に位置する太田切川橋は妙高山地獄谷に源を発する 1 級河川太田切川を渡河する橋梁として、I 期線は鋼上路式逆ローゼ橋（最大支間 147m）形式で平成 9 年に開通している。これと並行した II 期線は地形の制約や I 期線との調和を重視し I 期線と同形式（最大支間 167m, 以下「本橋」という。）で計画され、平成 30 年に鋼桁架設が完了し、冬期休止明けから床版工事に着手している。（写真-1, 図-1）

本稿は新設の鋼ローゼ橋において、制震デバイスである座屈拘束ブレースを導入した際の検討の流れ及び結果について報告する。



写真-1 I 期線側より撮影

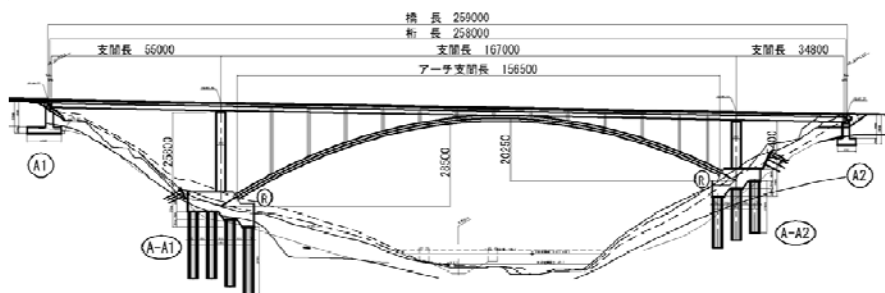


図-1 橋梁一般図

2. 耐震設計の方針

特殊橋梁に区分される本橋の耐震設計においては、橋梁全体系の 3 次元非線形動的解析を行い、主要鋼部材は弾性領域にとどめる一方で二次部材である下横構の一部は塑性化を許容する制震構造とした。本橋の耐震設計上の特徴は、橋軸直角方向の応答が支配的で大きな応答を示し、標高の高い A-A2 側でレベル 2 地震動に対するアーチ基部の断面力が大きくなることである。そこで基本設計（下部工詳細設計）時点から橋梁全体系の剛性を高めるため固定アーチ形式とすると共に、端支柱を RC 構造とし、I 期線との衝突を回避するため平面線形の見直しを行った。また端横構を箱断面にする他、地震力の制御のため座屈拘束ブレースを採用していた。

座屈拘束ブレースは低降伏点鋼（LY225）が変形（塑性化）することによって地震エネルギーを吸収し、効果を最大限活用するため低降伏点鋼が座屈変形するのを拘束した弾塑性履歴型ダンパーの一種である。新設橋で採用した国内事例は数例しかなく、高速道路橋の実績はなかった。このため、架設工事の実施に伴う上部工の詳細設計ではこの座屈拘束ブレースの配置の検討を行った。

3. 座屈拘束ブレースの配置検討

基本設計では、アーチリブ下横構の全パネルについて座屈拘束ブレースが設置されていたが、図-2 に示す流れで最適な仕様及び配置について検討を行った。

以下に検討内容を示す。

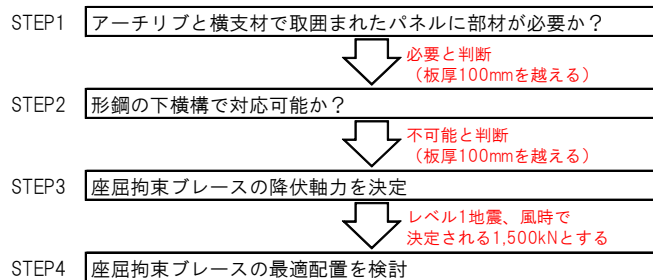


図-2 検討STEP

キーワード 鋼ローゼ橋, 耐震設計, 座屈拘束ブレース

連絡先 ^{※1} 東日本高速道路(株) 新潟支社 〒950-0917 新潟県中央区天神 1-1 新潟プラウカ 3(4F) TEL025-241-5212

^{※2}JFE エンジニアリング(株) 〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町 1 番地 TEL045-505-8902

STEP1: アーチリブと横支材で取囲まれた下横構の無いパネルのモデルでアーチリブ箱断面の断面計算を実施した結果、A-A2 基部でフランジ、ウェブ共に板厚が道路橋示方書に規定される最大板厚 100mm を超過したため下横構が必要であると判断した。

STEP2: 下横構に形鋼（線形バネ要素）を配置したモデルで断面計算した結果、ほとんどの下横構が許容軸圧縮応力を満足せず、また A-A2 基部のアーチリブの板厚も 100mm を超過した。この段階で橋梁用高降伏点鋼板（SBHS）の適用やアーチリブ基部へのコンクリートの充填も検討したが、鋼断面が成立しても下部工との固定用アンカーボルト径が 200mm を超えることや、着手済みの下部工の耐力不足が懸念される結果となった。以上のことから下横構パネルに座屈拘束ブレースを配置することとした。

STEP3: 座屈拘束ブレースの降伏軸力はレベル 1 地震及び風時に発生する軸力以上としながら、レベル 2 地震では塑性化させるため、本検討ではレベル 1 地震、風時の発生軸力を上回る 1,500kN、3,000kN の 2 ケースの降伏軸力で比較検討した結果、塑性変形によるエネルギー吸収が有利でアーチリブの板厚が薄く出来る 1,500kN を採用した。

STEP4: 部材の塑性化の許容程度について明確に規定されている規準が少なく、また地震時に変位が少ない箇所に座屈拘束ブレースを設置しても機能しないため最大軸ひずみ 1%以下は設置しない方針とした。下横構（座屈拘束ブレース）に発生する最大軸ひずみの分布（図-3）を確認すると、アーチ支間の 1/4 支間付近の変形が卓越するのに対し、アーチクラウン付近の変形は小さく、弾性域に留まることが解った。この結果を踏まえ、最大軸ひずみ 1.0%以下のパネルは座屈拘束ブレースを削減する配置パターン

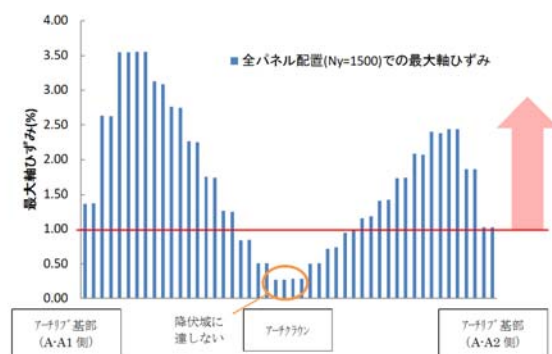


図-3 降伏軸力 $N=1,500\text{kN}$ 時の下横構の最大軸ひずみ



図-4 座屈拘束ブレースの配置箇所

とし、検討を行った結果、最終的にアーチリブの最大板厚は 97mm で収束した。

この検討の結果、座屈拘束ブレースを 17 パネル 34 本設置することとし、より経済的な配置を検討することができた。

4. 座屈拘束ブレースの維持管理

座屈拘束ブレースは地震で塑性化する部材であることから、被災後には点検、取替の判断を行う必要がある。座屈拘束ブレースの残余性能の状況は累積塑性変形量で確認できるが、塑性変形部が拘束管で覆われているため変状の直接的な目視確認が不可能であること、また部材設置位置にアクセスするのが容易でないといった維持管理上の課題がある。そこで本橋においては、上記の課題に対し電力不要で判読のしやすい機械式メーターを採用した。（写真-2）また、地震発生時や詳細点検時に容易に計測機器を確認できるよう、上部工検査路は点検ルートを考慮しアーチリブ上面に設け、今後の定期的な点検が検査路から実施できるよう維持管理に配慮した検査路の配置とした。

5. まとめ

詳細設計において検討 STEP に沿って再検討を行った結果、座屈拘束ブレースの本数を基本設計よりも削減し、経済的な配置を実現することが出来た。また座屈拘束ブレースの性質を考慮し、維持管理を見据えた設計とした。本稿が同種の新設及び更新の橋梁設計の参考になれば幸いである。



写真-2 計測機器