

複数の橋梁形式を有する長大橋の支承取替えと耐震補強の設計事例

(株) 大林組 正会員 ○侯 陳偉
(株) 大林組 正会員 三田村 健二
(株) 大林組 正会員 伊藤 寛弥
中日本高速道路 (株) 片野 洋輔

1. はじめに

高度経済成長期に整備された多くの高速道路橋においては、大型車交通量の増加による疲労や凍結防止剤散布による塩害の影響で床版損傷は著しく、速やかな床版取替えが必要とされている。さらに、床版取替えに合わせて、支承取替えと耐震補強を実施する事例が多い。本稿では、3種類の橋梁形式（RC3径間連続中空床版橋、鋼3径間連続トラス桁橋、鋼単純鈑桁橋）で構成された長大橋である中央自動車道大沢川橋（図-1）における支承取替えと耐震補強の設計事例を報告する。

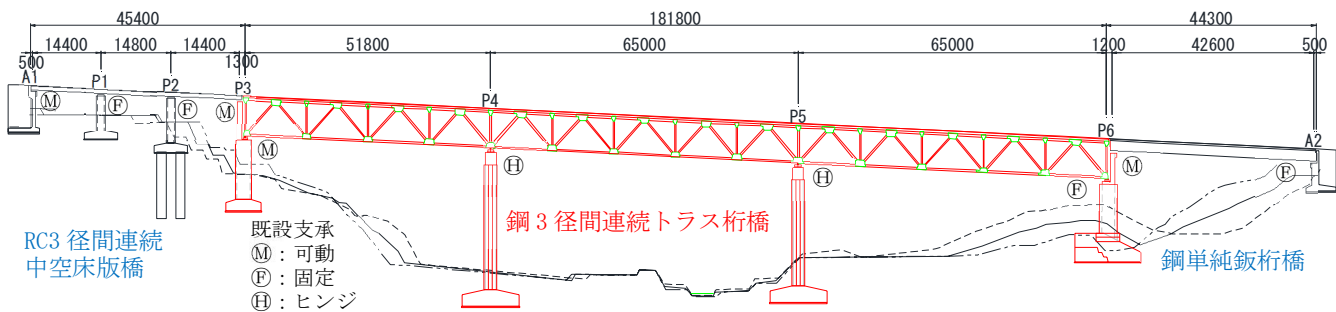


図-1 大沢川橋（上り線）橋梁一般図

2. 工事概要と課題

工事概要を表-1に示す。対象橋梁の大沢川橋（上り線）の更新工事の一環として、支承取替えと耐震補強を実施する。中空床版橋については、端支点のA1およびP3に水平力分担構造を追加設置し、レベル2地震力（橋軸直角方向）に抵抗できる構造とした（可動支承タイプAへの取替えは過年度に完了しているため取替不要とした）。水平力分担構造には緩衝ピン構造を採用し、上部工のアンカーはボイド管を避けて配置した（図-2）。鋼トラス桁橋と鋼鈑桁橋については、構造上の特性と現地の施工条件から以下に示す設計上の課題があった。

課題①：鋼3径間連続トラス桁橋のため、地震時の挙動が複雑であり、かつ複数の橋梁形式からなる長大橋であることから、この影響を考慮した解析による耐震設計が重要となる。さらに耐震補強においては、橋脚の耐震補強が過年度に実施済であるため、これらを活かした設計とするとともに、経済性と施工性を考慮して可能なかぎり補強規模を縮小する必要があった。

表-1 工事概要

工事名称	中央自動車道（特定更新等） 茂都計川橋他3橋床版取替工事
発注者	中日本高速道路株式会社 名古屋支社
施工者	(株) 大林組・JFEエンジニアリング (株) 特定建設工事共同企業体
施工場所	長野県飯田市北方～長野県下伊那郡阿智村
支承取替工期	大沢川橋（上り線）2024.1～4、2025.1～4
橋長/構造形式	大沢川橋（上り線）L=271.500m (RC3径間連続中空床版橋+鋼3径間連続トラス桁橋+鋼単純鈑桁橋)
橋長割/幅員	45.400+181.800+44.300m/10.810m（上り線/完成後）
支間割	A1～P3：14.400+14.800+14.400m P3～P6：51.800+65.000+65.000m P6～A2：44.300m
線形/横断勾配	R=400m, L=516.116m, A=370m, L=114.083m i=5.0%
床版取替	RC床版（t=230mm）→PCaPC床版（t=220mm）
壁高欄取替	直壁型→フロリダ型（プレキャスト）
橋梁付属物	伸縮装置取替え、支承取替え、耐震補強、 制震ダンパー設置、落橋防止装置設置ほか

キーワード 支承取替え、耐震補強、掛け違い橋脚、縁端拡幅、鋼トラス桁橋、橋座部再構築

連絡先 〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 品川インターシティ B 棟 (株) 大林組 TEL050-3829-3752

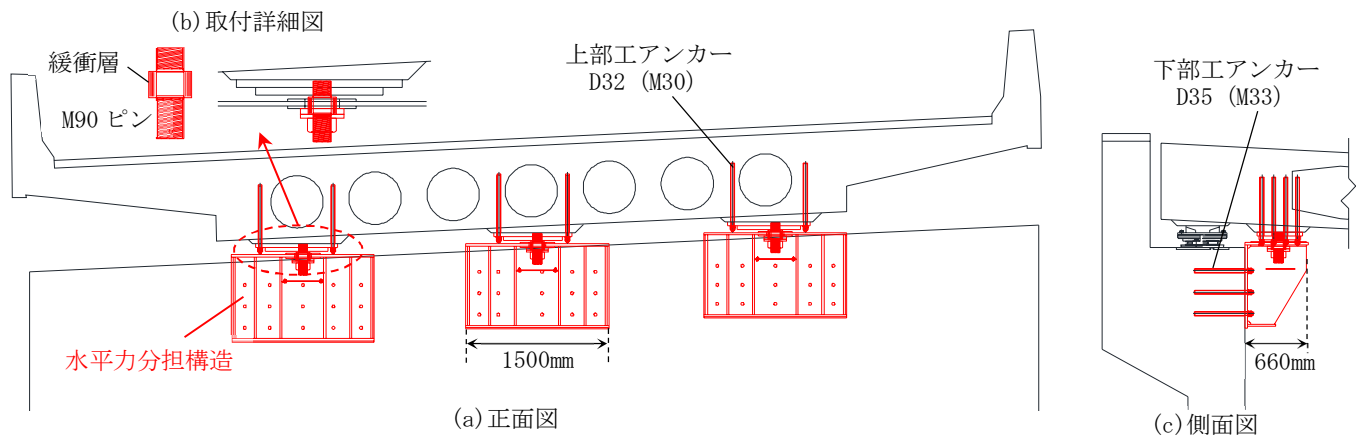


図-2 中空床版橋の水平力分担構造 (A1 支点部)

課題②: 鋼トラス桁橋と鋼鈑桁橋の掛け違い部 (P6 橋脚) において, 鈑桁側の桁下クリアランスが狭いため(写真-1), 現行基準におけるレベル2 対応の支承 (高さ約 270mm) は配置不可能であった. また, 機能分離型支承 (すべり支承+水平力分担構造) を採用する場合, 支承反力の大きさから大型の鋼製ブラケットによる水平力分担構造が必要となり, その部材製作に加えて, 設置時には下部工への多数のアンカー削孔や既設橋座部のレベリング処理が必要となることから, 大幅な工事費増加と工程遅延が想定された. さらに, 掛け違い部の躯体 (パラペット) は部材厚が薄く, かつ軸方向鉄筋量も少ないため, 曲げ耐力が不足し, 現行基準の落橋防止装置の配置が不可能であった. このため, これら種々の問題を解決できる支承取替えと耐震補強の設計・施工方法の検討が課題となった.

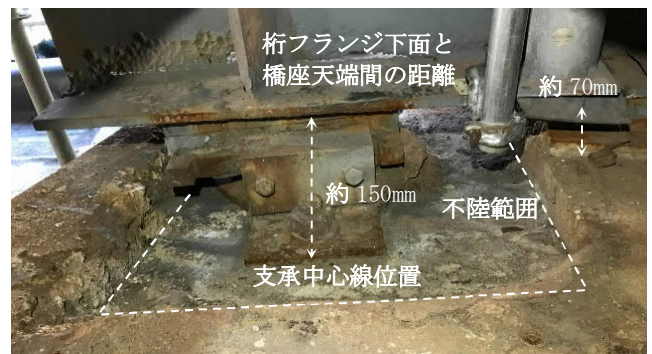


写真-1 鈑桁側既設支承の状況

3. 鋼トラス桁橋における解決策

耐震性能照査は, 鋼トラス桁橋全体をモデル化した3次元非線形動的解析にて行った(図-3). 中空床版橋と鋼鈑桁橋はモデル化せず, 掛け違い部 (P3・P6 橋脚) における各橋の死荷重反力を考慮した. 入力地震動には, 道路橋示方書Vにあるレベル2標準地震波 (タイプ I, タイプ II) を使用した. 以下に, 耐震性能照査結果をもとに採用した対策を示す.

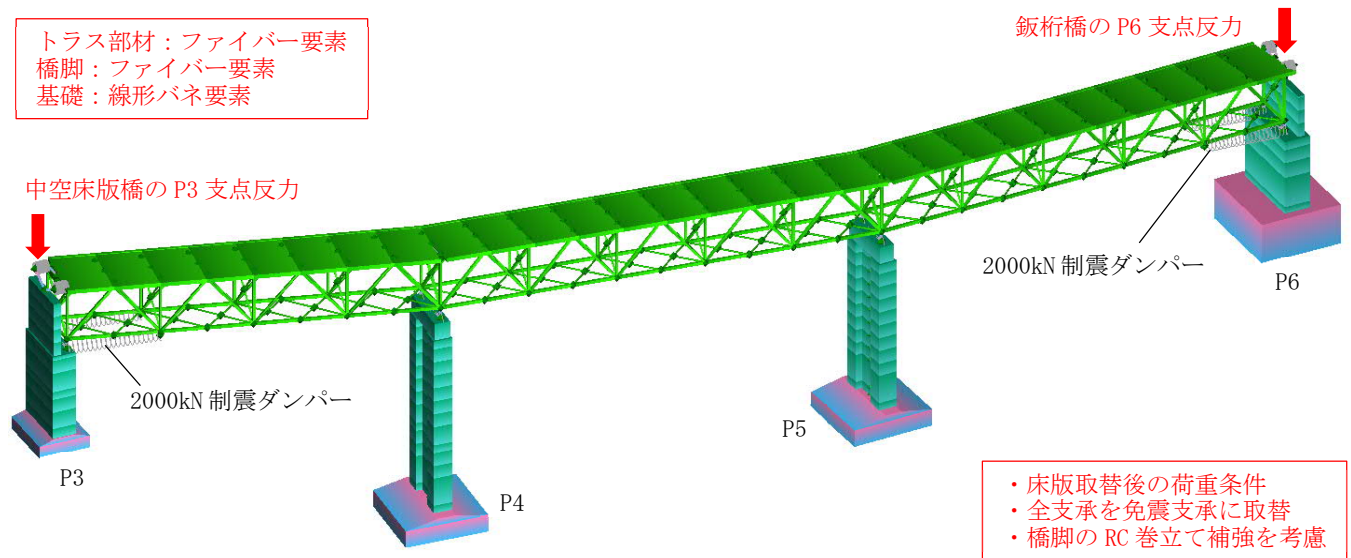


図-3 鋼トラス桁橋の動的解析モデル概要図 (耐震補強後)

(1) 免震支承と制震ダンパーの採用

現況の動的解析結果より、P6橋脚の曲げ耐力、支承の水平耐力、ならびにトラス桁の多くの部材の耐力について許容値を満足しないことが分かった。このため、これら部材の地震時作用力低減を目的に、免震支承への取替えと制震ダンパーの設置を行った。免震支承には超高減衰ゴム支承 (HDR-S)、制震ダンパーにはシリンダー型粘性ダンパー (最大減衰力2000kN) を採用した。制震ダンパーの設置では、トラス桁下弦材の補強を避けるため、ブレース材を配置して下弦材の格点部に取付けた (各桁端部に2基設置)。この対策により、全ての橋脚とトラス部材の補強が不要となった (P6橋脚の作用曲げモーメントを最大33%低減、トラス桁弦材の作用軸力を最大72%低減)。さらに、トラス桁の地震時移動量を既存の桁端遊間量内に収めることができた。

(2) 支点部の負反力対策

トラス構造の重心位置が高いことから、橋軸直角方向の地震力によって転倒モーメントが発生し、支承部に負反力が生じた (図-4)。桁端部 (P3・P6橋脚) に設置する免震支承については、この負反力が支承本体の引張許容値を超えるものとなった。この対策として、トラス桁端部の垂直材と橋脚パラペット部に設置する両ブラケットで負反力に抵抗できる構造を採用した。各下部工取付ブラケットは8本のアンカーボルト (D51, 4段×2列配置) を用いて橋脚パラペット部に固定した。また、各上部工取付ブラケットは24本のワンサイドボルト (M24, 4段×3列の2面配置) を用いて桁端垂直材に固定した。なお、これらブラケットの部材長さは地震時の移動量をもとに決定し、両ブラケットの間に10mmの隙間を設けて取り付けた。これにより、橋軸直角方向の免震効果を妨げずに、かつ垂直材の作用力を軸力のみにするすることで、トラス材の追加補強を不要にできた。

(3) 橋脚パラペット部の耐震補強

掛け違い部のP3・P6橋脚のパラペット部においては、過年度の耐震補強が未実施であったため、追加の耐震補強が必要となった。P3橋脚パラペット部では、施工性と経済性より炭素繊維シート補強工法を採用した。曲げ補強は鉛直方向の炭素繊維シート (高強度の目付量200g/m²×1層) とCFアンカー (80本ストランドタイプ) による端部定着で対応し、せん断補強は水平方向の炭素繊維シート (高強度の目付量200g/m²×1層) の巻立て補強で対応した (図-5(a))。P6橋脚パラペット部については、次項の4で述べるように、鋼鈑桁に取付ける落橋防止装置の影響によって必要な補強量が多くなり、P3橋脚パラペット部と同種の補強では対応できないため、鋼板 (厚さ6mm) 巻立て補強とアンカーボルト定着による補強工法を採用した (図-5(b))。

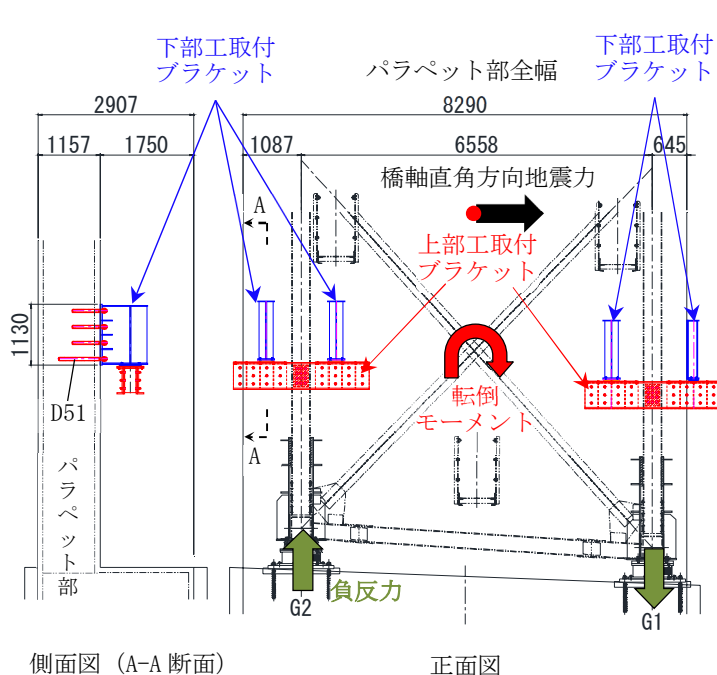


図-4 P3 側負反力対策構造

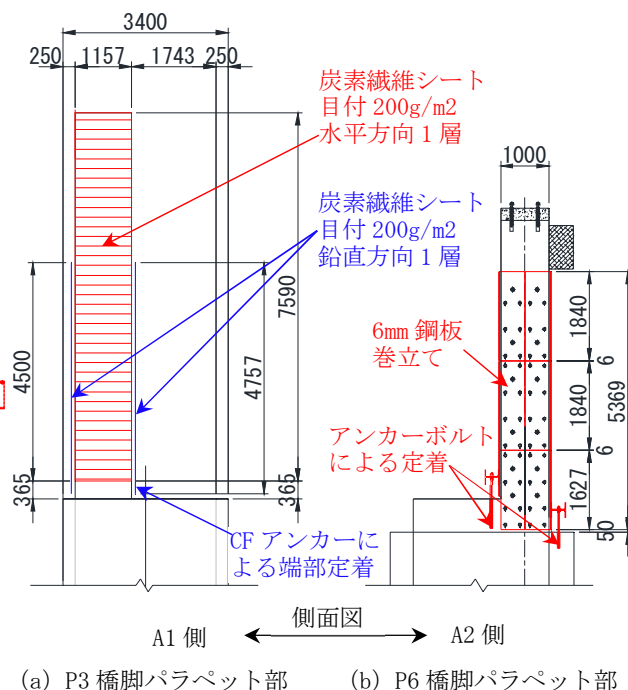


図-5 下部工耐震補強

4. 鋼桁橋における解決策

支承取替えと耐震補強を同時に成立させるため、支承取替えに必要な桁下高を確保できる施工法として「既設橋座部の撤去・再構築」を立案・採用した。これにより、レベル2 対応支承の高さに合った桁下クリアランスを確保し、取替えを可能とした。さらに、縁端拡幅を新たに設置し、十分な桁かかり長を確保することで、落橋防止装置の設計地震力を 1.5Rd から 0.8Rd (Rd：死荷重反力) に低減し、パラペット部への落橋防止装置取付を可能とした。

具体的な施工手順を図-6 に示す。①既設の縁端拡幅を切断撤去。②既設天端から 500mm 下りの位置に橋座部の切断撤去ラインを決め、その下部に新設の縁端拡幅 (幅 500mm×高さ 1000mm) を構築。③新設縁端拡幅を利用してジャッキアップを行った後、既設橋座部 (高さ 500mm) を切断撤去。④新設支承 (高さ約 270mm) に取替え、橋座部 (高さ 250mm) を再構築。⑤ジャッキアップを解放し、落橋防止装置の取付とパラペット部の鋼板巻立て補強を実施。以上の施工法により、機能分離型支承と比較して、約 2 週間の工程短縮と約 30% の工事費削減が可能になった。

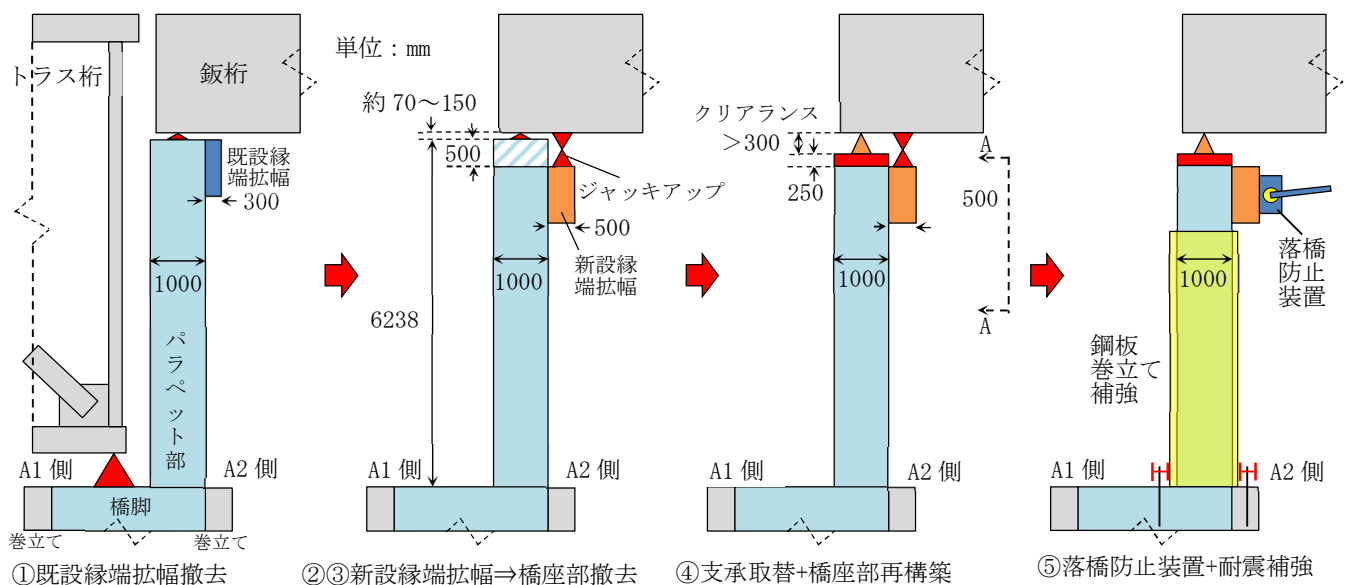


図-6 掛け違い部の支承取替えと耐震補強の施工手順図

新設縁端拡幅については、ジャッキアップ時の施工スペースと桁かかり長の余裕量 (必要桁かかり長の最小値×1.5 倍以上) を考慮して、拡幅幅を 500mm とした。また、橋座面に横断勾配 (約 6%) が付いているため、ジャッキアップ時の施工性と安全性を考慮して、上面に平場を設けた階段形状とした (図-7)。縁端拡幅の新設により、十分な桁かかり長を確保することで、落橋防止装置の設計地震力を 0.8Rd に低減し、鋼板 (厚さ 6mm) 巻立ておよび基部におけるアンカーボルト定着による耐震補強が可能となった。設計地震力が 1.5Rd の場合では、D51 のアンカーボルトとしても補強が成立しない状況であったが、本対策により D41 (トラス桁側)、D29 (鋼桁側) のアンカーボルト配置 (共に 250mm 間隔) にて対応できた。

5. おわりに

複数の橋梁形式を有する長大橋に対して、各橋梁の構造特性と現地施工条件を考慮し、最適な支承取替えと耐震補強の設計方法を採用することで、生産性が向上し、工程短縮と工事費削減につながった。本報告が今後の同種工事の参考となれば幸いである。

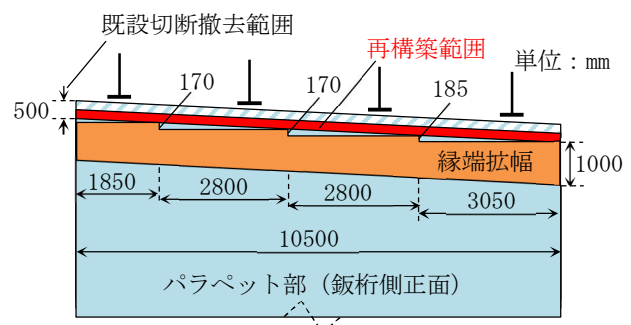


図-7 縁端拡幅形状 (図-6 の A-A 断面)