既設上路トラス橋の免震化に伴う構造課題と補強対策

岡本光平[1]・中山 健[1]・木下貴史[1]・野村一貴[1]・野澤紘太[1]

[1] 中央復建コンサルタンツ（株）（〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 4-11-10）

既設の上路式トラス橋に対する耐震補強設計において，橋軸直角方向の加震時には，拘束された支承部を起点とする転倒挙動が卓越し，鋼トラス部材に過大な応力が生じることが確認された．このため，転倒挙動の低減が期待できる免震化補強を採用した．しかし，①張出し床版の衝突による解析と実挙動の乖離，②免震ゴム支承における負反力への抵抗力の確保，③桁端部における桁とパラペットの衝突といった課題が顕在化した．これらに対しては，上下線の連結化により張出し床版の衝突および負反力を抑制するとともに，端支点部に制震ダンパーを設置することで桁衝突を回避し，免震効果を損なうことなく高い安全性を確保した．

Key Words: *鋼上路式トラス橋，耐震補強，支承取換，免震構造化，上下線連結構造，ダンパー*

１．はじめに

2016年熊本地震における被災を受け，国土交通省では緊急輸送道路における耐震補強の加速化を目的として，高速道路，直轄国道，地方管理道路を対象に既設橋の耐震補強を推進している．NEXCO 全社においても，「更なる耐震補強」事業として，従来の落橋防止構造設置など致命的被害への対策に加え，災害時における機能の早期回復とより高い供用性・修復性の確保に向けた対応が進められている．

本稿では，同事業の一環として NEXCO 西日本中国支社より発注された，山陽自動車道に架設された鋼３径間連続上路トラス橋（橋長 L=211.380m）を対象に既設トラス橋の免震化補強に際して顕在化した構造課題とそれに対する補強対策の検討事例について報告する．

２．橋梁概要

対象橋梁は，昭和62年（1987年）３月に竣工した上下線分離構造の鋼３径間連続上路式トラス橋（支間長 3×70m）である．支承形式は鋼製支承（BP・A），支承条件は掛違い端支点橋脚に可動支承（M），中間支点橋脚に固定支承（F）を設けた固定・可動方式である．また，掛違い橋脚のうち，起点側の P6 橋脚は RC6 径間連続中空床版橋（支間長 6×19m），終点側の P9 橋脚は鋼３径間連続非合成鈑桁橋（支間長3×24m）を支持している．

設計基準は，建設当時の「道路橋示方書・同解説（昭和 55 年２月版）」および「設計要領第二集（昭和 55 年４月版）」を適用している．

現況の橋梁諸元を**表-1** に，対象橋梁の橋梁一般図を**図-1** に示す．

表-1　橋梁諸元

橋梁形式	鋼3径間連続上路トラス橋(上下線分離)
橋　　長	211.380m
支 間 長	3@70.000m
有効幅員	9.000m
下部構造	張出し式橋脚(上下線分離)
基礎構造	深礎杭，直接基礎
地域区分	B2地域
地盤種別	Ⅰ種地盤
適用基準	道路橋示方書・同解説(昭和55年版) 設計要領第二集(昭和55年版)

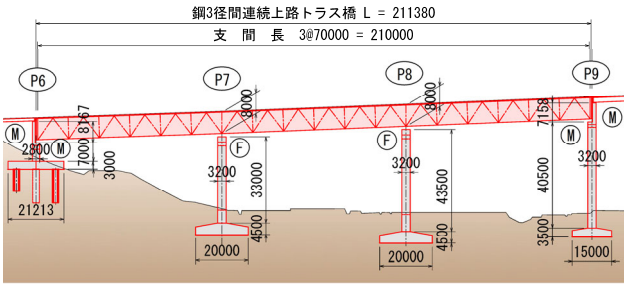


図-1　橋梁一般図

3．既設トラス橋の耐震性能評価

鋼トラス橋は，細長部材を集成した構造であり，座屈が発生すると急激に耐力を喪失するという構造的特性を有する．そこで，非線形動的解析により，レベル２地震動に対する既設トラス部材の耐震性能を照査した．

(1) 橋軸直角方向加震時の耐震性能照査

上路式トラス橋は，上部構造の重心位置が高い，いわゆる「トップヘビー」な構造特性を有する．そのため，橋軸直角方向加震時では，**図-2** に示すとおり，拘束された支承部を基点とするトラス断面の転倒挙動が発生し，支点上対傾構および中間対傾構においても過大な応力超過が確認された．

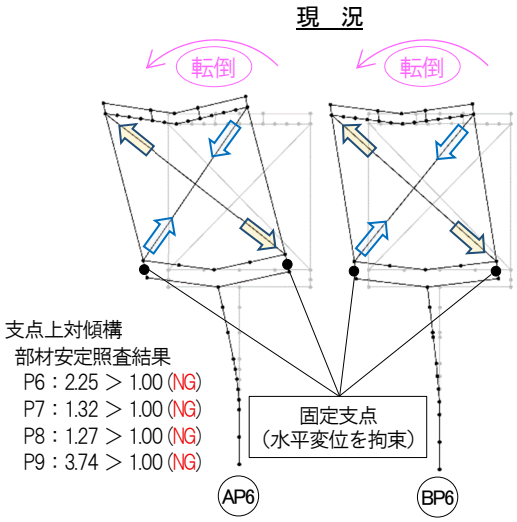
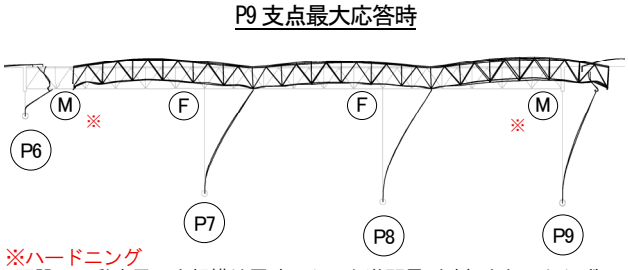


図-2　橋軸直角方向加震時の最大応答変位図（現況解析）

(2) 橋軸方向加震時の耐震性能照査

橋軸方向加震時では，最大応答変位図（**図-3**）に示すとおり，可動支承においてハードニング（上沓とサイドブロックの衝突）により，可動支点に一時的な変位拘束が生じ，損傷図（**図-4**）に示すように，端支点部の主構部材（下弦材，鉛直材，斜材）に衝撃力として伝達され，過大な応力超過が確認された．

◎ 端支点部の可動支承にハードニングが発生
▶ 衝撃力として主構部材に伝達される



※ハードニング
既設の可動支承は大規模地震時に必要な遊間量が確保されておらず，上沓とサイドブロックの衝突によって衝撃力ハードニングが発生する．

図-3　橋軸方向加震時の最大応答変位図(現況解析)

▶ 主構部材(下弦材・鉛直材・斜材)に過大な応力発生

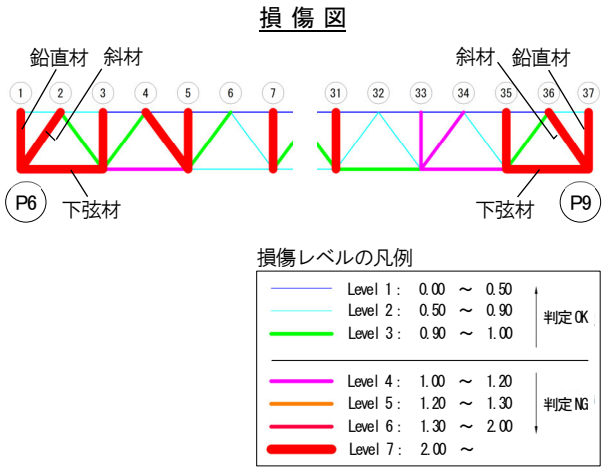


図-4　橋軸方向加震時の部材損傷図(現況解析)

4．橋軸直角方向の免震化補強

(1) 免震化補強の効果

上路トラス橋に特有の転倒挙動を改善し，支点上および中間対傾構に生じる地震時の応答軸力を低減する必要があった．この転倒挙動の抑制には，支点部における変位拘束の緩和が有効であると考え，P6～P9 の全支点に設置された鋼製支承を免震ゴム支承に取り替える免震化補強を検討した．

その結果，**図-5** に示すとおり支点部の変位拘束が緩和され，トラス断面の転倒挙動が抑制されることで，主構造部材に作用する応答軸力が大幅に低減された．

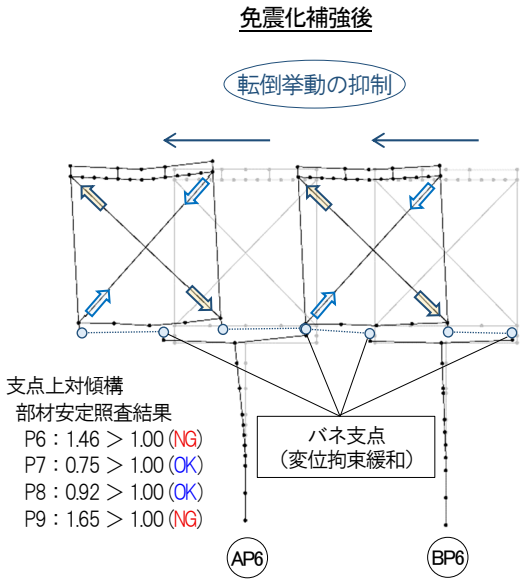


図-5　橋軸直角方向加震時の最大応答変位図（免震化補強後）

(2) 免震化に伴う構造課題

a) 張出し床版の衝突による解析と実挙動の乖離

本橋は単一断面区間の橋梁であり，上下線壁高欄間の遊間量は 20mm と小さく，上下線で橋脚高や配筋諸元が異なることに起因する位相差により，張出し床版先端同士の衝突が懸念された．このような床版衝突は，免震支承の変形を阻害し，設計で想定した免震挙動と実際の構造挙動に乖離を生じさせる要因となる．

この影響を評価するため，上下線間に無抵抗のバネ要素を導入した動的解析を実施した結果，**図-6** に示すように，相対変位量が遊間量 20mm を超過し，橋梁全長にわたり張出し床版同士の衝突が生じることが確認された．

以上より，免震設計における解析結果と実挙動の乖離を最小限に抑え，免震効果を確保するためには，張出し床版の衝突を回避することが重要な課題となった．

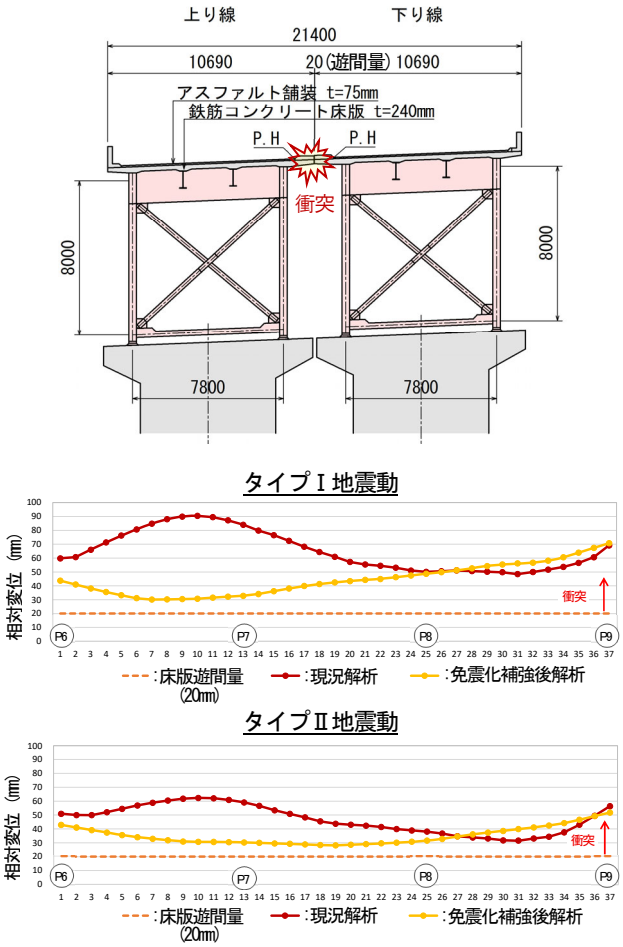


図-6 上下線張出し床版の最大相対変位量

b) 偶力作用による転倒モーメント（負反力）の低減

上部構造の重心が高く，断面高さに対して主構幅が狭い上路式トラス橋では，橋軸直角方向に作用する偶力によって転倒モーメントが発生し，支点部に負反力が発生する．終点側端支点部（P9 支点）では，この負反力により，免震支承のゴム引張照査において，支承の引張耐力が不足する結果となった（**図-7** 参照）．

以上より，橋軸直角方向に作用する偶力による転倒モーメントを低減することが，本橋における免震化の実現において重要な課題となった．

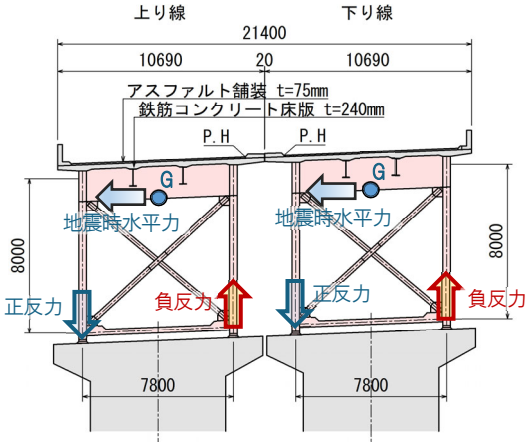


図-7 偶力作用による転倒モーメント

(3) 張出し床版の衝突回避・負反力低減対策

橋軸直角方向の免震化補強で顕在化した「張出し床版の衝突」と「偶力作用による負反力低減」への対応として，両課題を同時に解決する対策を検討した．

検討の結果，全支点上 4 箇所のトラス断面に上下横構および対傾構を追加し，上下線のトラス橋を連結する「①上下線連結化」を採用した（**図-8** 参照）．これにより，地震時の位相差によって生じる相対変位を抑制することで張出し床版の衝突を回避できるとともに，支点間隔の拡大によって偶力作用による転倒モーメントが低減され，負反力の発生を抑制できた．

これら構造課題に対しては，他の方策として，「②胸壁・横桁ダンパー連結」および「③下部工・下支材ダンパー連結」を検討した（**表-2**）．②は，上部構の重心付近にダンパーを設置する構造で，負反力の低減には有効であったが，床版遊間 20mm の確保には至らなかった．一方，③は支承位置で変位を拘束する構造であり，負反力や相対変位の抑制には効果が認められなかった．以上より，上路式トラス橋のように上部工断面が高い橋梁では，構造上部にダンパーを設置することが，床版衝突の回避および負反力の低減に有効であることがわかった．

表-2 対策検討結果

床版先端の相対変位量（δ≦遊間量20mm） (mm)

	P6	P7	P8	P9	判定
免震化補強時	44	33	49	71	NG
①上下線連結構造化	2	1	0	1	OK
②胸壁・横桁ダンパー連結	10	25	35	18	NG
③下部工・下支材ダンパー連結	63	63	51	84	NG

ゴムの引張照査結果（P9） (N/mm^2)

	σte		σta	判定
免震化補強時	8.37	＞	2.00	NG
①上下線連結構造化	1.92	≦	2.00	OK
②胸壁・横桁ダンパー連結	1.86	≦	2.00	OK
③下部工・下支材ダンパー連結	12.25	＞	2.00	NG

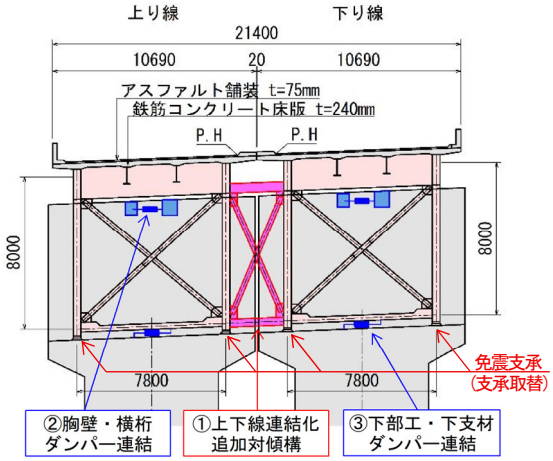


図-8　張出し床版の衝突・負反力低減対策

5．橋軸方向の免震化補強

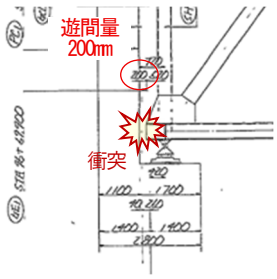
端支点部主構部材の応力低減には，ハードニングを回避し，衝撃を発生させない構造とすることが重要である．具体的には，可動支承への取替えに加え，免震支承や分散支承の導入による多点分散化が有効な対策である．

橋軸直角方向では，免震ゴム支承の採用により転倒挙動が抑制され，応答軸力が大幅に低減された．橋軸方向においても同様に，弾性支持条件で補強検討を行った．

(1) 免震化に伴う構造課題
トラス桁とパラペットの衝突回避

本橋の支承条件は固定・可動方式であり，桁端部の遊間量は 200mm と小さい．このため，橋軸方向加震時に免震化によって上部工移動量が増加すると，桁端部と橋脚に設けられたパラペットとの間で衝突（桁衝突）が発生する（**図-9** 参照）．この桁衝突は，現況の可動支承と同様に，拘束時に発生する衝撃力により，トラス桁に過大な軸力が集中する可能性がある．また，端支点掛違い橋脚は，パラペット上で隣接する橋梁を支持しており，衝突によるパラペットの損傷が隣接橋の落橋の可能性があった．

以上のことから，免震構造の性能を確保するとともに，隣接橋の落橋を生じさせないためには，桁衝突を回避する構造的配慮が重要な課題となった．



上部工移動量(免震化補強後)

Aライン　(mm)

	P6	P9	遊間量
タイプⅠ	448	401	200
タイプⅡ	259	240	200

Bライン　(mm)

	P6	P9	遊間量
タイプⅠ	443	390	200
タイプⅡ	260	232	200

図-9　移動量増加に伴う桁衝突(桁-パラペット)

(2) 桁衝突対策

桁衝突を回避するためには，桁端部の変位を制御することが重要である．このため，**図-10** に示すように，地震時のエネルギーを吸収することで急激な変位を抑制できる制震ダンパーを端支点部に設置し，上部工移動量を制御する方法を採用した．

これにより，桁とパラペットの直接的な衝突を回避でき，隣接橋梁の安全性を確保することも可能となった．

なお，P6 および P9 端支点に設置するダンパー容量は，下部工剛性が高く，地震時分担重量の大きい P6 に大容量のダンパーを設置するほうが橋梁全体の変位抑制に有効であった．これに基づき，P6 には 2000kN ダンパー×2 基，P9 には 500kN ダンパー×2 基を設置した．

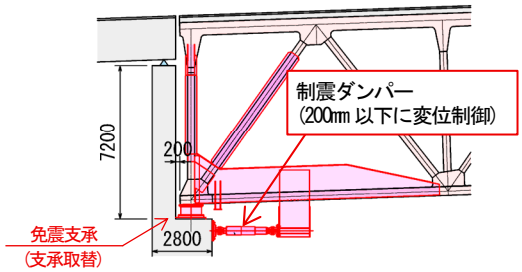


図-10　制震ダンパー設置による桁衝突対策

表-3　上部工移動量（制震ダンパー時）

Aライン　(mm)

	P6	P9	遊間量
タイプⅠ	187	171	200
タイプⅡ	150	146	200

●ダンパー容量
AP6：2000kNダンパー×2基設置
AP9：500kNダンパー×2基設置

Bライン　(mm)

	P6	P9	遊間量
タイプⅠ	179	163	200
タイプⅡ	148	142	200

●ダンパー容量
BP6：2000kNダンパー×2基設置
BP9：500kNダンパー×2基設置

6．おわりに

免震化補強は，長周期化・高減衰化に加え，変位拘束の緩和による応答低減効果が期待できる．一方で，変位の自由度が増すことで，上下線張出し床版や端支点部での桁衝突，負反力などの課題が顕在化した．これに対し，上下線連結化や制震ダンパーによる変位制御により，免震効果を維持しつつ衝突や負反力の発生を抑制し，安全性の高い補強が可能となることを確認した．

これらの知見は，既設の固定・可動方式を有するトラス橋や，負反力が生じやすい他の上部構造形式にも適用可能であると考えられる．本稿での耐震補強対策が，同種橋の参考になれば幸いである．

参考文献

1) 西日本高速道路(株)：設計要領第二集　橋梁保全編，2023. 10
2) 技報堂出版社：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，2006