

報 告

既設トラス橋の耐震補強工事

(東名高速道路 柳沢第二橋耐震補強工事)

高橋 秀樹¹⁾ 今 大介²⁾ 井上 隆³⁾ 本郷 智⁴⁾

本報告は、既設トラス橋における耐震補強工事の一例として、東名高速道路柳沢第二橋（2径間連続上路トラス橋，L=100.0m）における大規模地震に対する上部工の耐震性の向上を目的にした補強工事の紹介を行う。設計的には、地震時に上部工トラス部材に作用する地震力を既設橋梁全体をモデル化して非線形動的解析により求めた耐震性の照査，およびその結果をもとにした制振構造の紹介を行う。施工的には、支点反力が大きく，かつ支点ジャッキアップのスペースが少ない長支間トラス橋におけるトラス部材の補強など支承取替え工事の特徴を報告する。

キーワード：耐震性向上，トラス橋，ダンパー

まえがき

東名高速道路（沼津 IC～清水 IC）は、約35年前に設計・施工され、その後、日本経済の急成長に伴い予想をはるかに上回る交通量の増加を見せている。また、近年の大規模地震対策として耐震性能の見直しが必要となってきた。

柳沢第二橋は、沼津 IC より約5 km名古屋側に位置する、2径間連続上路トラス橋（橋長100 m）である。中間支点の橋脚は、30 mを越す橋脚高さとなっている。

本文では、柳沢第二橋の耐震補強工事の設計概要と施工内容について報告する。

1. 工事概要

本工事の工事概要を下記に示す。また、本橋の位置図を図-1に、工事概要図を図-2に示す。

工 事 名：東名高速道路 柳沢第二橋（上部工）
耐震補強工事

工事箇所：静岡県沼津市大字足高字尾ノ上

発注者名：日本道路公団 東京管理局

施工範囲：2径間連続上路トラス橋(上下線各1橋)

施工内容：支承取替工 12基
補強部材設置 8箇所
（支承取替工及び制震装置Aに伴う）
制振装置A 700KNダンパー 8基
（橋軸方向制振装置）
制振装置B 制振ブラケット 8基
（橋軸直角方向制振装置）
縁端拡幅工A 橋台拡幅 4箇所
縁端拡幅工B 段差防止コンクリート 8基
端支点垂直材充填工
無収縮モルタル充填 8箇所



図-1 位置図

1) 橋梁工事部東京工事課係長 2) 橋梁工事部東京工事課 3) 橋梁部工務課 4) 橋梁部東京設計課課長

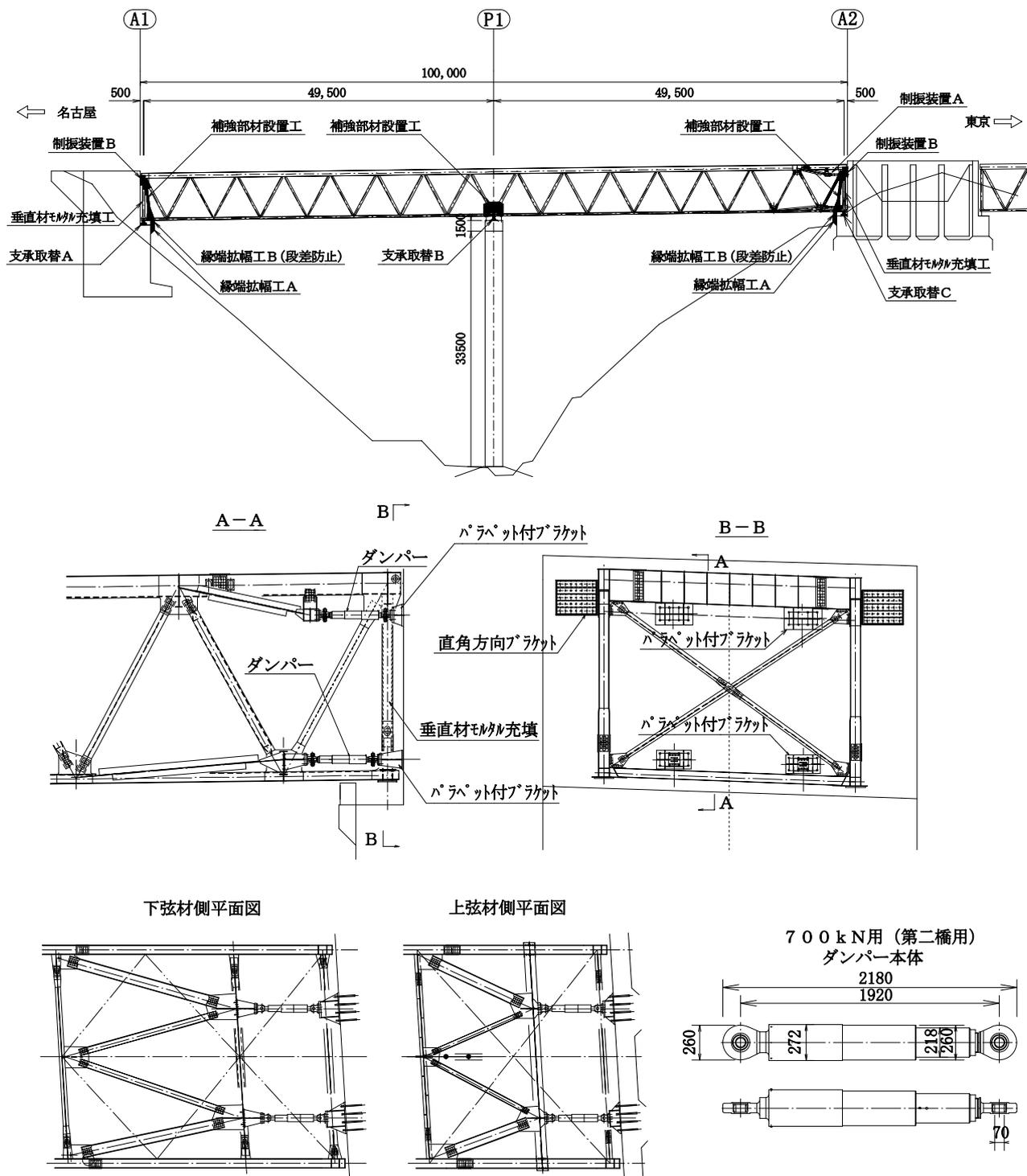


図-2 工事概要図

2. 制震構造の選定

耐震設計が完了して発注されており、その設計は、地震後の主構軸力の軽減と変位量の軽減を目的として種々の支承条件の検討を行い、制震構造を決定していた。ここでは、その検討について記す。

(1) 解析モデル及び入力条件

柳沢第二橋は、下部構造がフレキシブル橋脚であり、上部工のトラス橋とヒンジ構造で結合されているため、上下部構造一体の三次元立体骨組モデルによる非線形動的解析としている。

動的解析に用いる入力地震動は次の2種類について行っている。

タイプⅠ：プレート境界型の地震動

タイプⅡ：内陸直下型の地震動

(2) 制震構造の検討

a) 橋軸方向

3タイプの検討を行いTYPE-3の制震構造を採用している。

<TYPE-1>既設時の条件

既設の支査条件・無補強の状態では、多くの箇所許容値(降伏耐力)を越える。その超過率及び変位を表-2に示す。また、その挙動を図-3に示す。

<TYPE-2>支点条件を表-1に示す内容に変更。

すべて部材で断面力を超過しない結果となったが、水平方向の変位が増大し、現遊間ではパラペットに衝突する結果(表-3・図-4)となっている。<TYPE-3>支点条件を表-1に示す内容に変更し、かつダンパー(免震装置)を設置。

表-4のようにA1,A2橋台ともに、パラペットには衝突しない結果となった。(挙動についてはTYPE-2と同様のため省略)

使用するダンパーは、速度比例型ではなく変位に対して一定の抵抗力が作用する(図-5)ビンガムダンパーを使用している。

	橋軸方向		
	既設	TYPE-2	TYPE-3
A1橋台	可動	可動	可動
P1橋脚	ヒンジ	ヒンジ	ヒンジ
A2橋台	固定	可動	免震

表-1 支点条件

部材	断面力	超過率	変位量(mm) (タイプⅠ,Ⅱの最大値)			
			A1橋台		A2橋台	
上弦材	軸力	1.137	変位	現遊間	変位	現遊間
	曲げモーメント	0.537	258.2	200	198.3	140
下弦材	軸力	5.822	(タイプⅡ)	(タイプⅡ)	(タイプⅡ)	(タイプⅡ)
	曲げモーメント	1.300				
斜材	軸力	8.109				

表-2 TYPE-1条件時の断面力超過率, 変位量

部材	断面力	超過率	変位量(mm) (タイプⅠ,Ⅱの最大値)			
			A1橋台		A2橋台	
上弦材	軸力	0.309	変位	現遊間	変位	現遊間
	曲げモーメント	0.201	794.1	200	802.0	140
下弦材	軸力	0.722	(タイプⅠ)	(タイプⅠ)	(タイプⅠ)	(タイプⅠ)
	曲げモーメント	0.202				
斜材	軸力	0.603				

表-3 TYPE-2条件時の断面力超過率, 変位量

部材	断面力	超過率	変位量(mm) (タイプⅠ,Ⅱの最大値)			
			A1橋台		A2橋台	
上弦材	軸力	0.461	変位	現遊間	変位	現遊間
	曲げモーメント	0.238	156.1	200	138.3	140
下弦材	軸力	0.930	(タイプⅡ)	(タイプⅡ)	(タイプⅠ)	(タイプⅠ)
	曲げモーメント	0.260				
斜材	軸力	0.727				

表-4 TYPE-3条件時の断面力超過率, 変位量

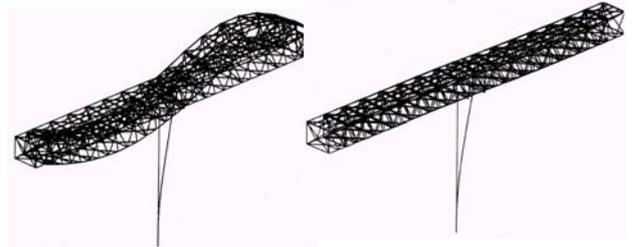


図-3 TYPE-1条件時の挙動 図-4 TYPE-2条件時の挙動

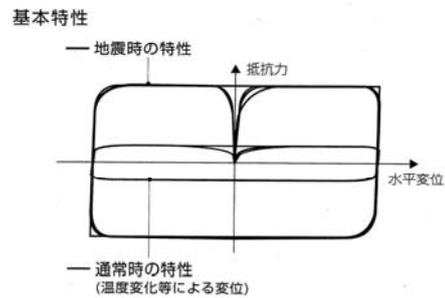


図-5 ダンパー特性

b) 橋軸直角方向

下記の条件で解析を行っている。

- ・上弦材の直角方向への変位を抑えるため、上弦材側面の下部工にブラケットを設置。
- ・垂直材の座査を防止するため、モルタルを充填する。

その結果、表-5のように断面力の超過は認められなかった。(挙動は図-6)

部材	断面力	超過率
上弦材	軸力	0.422
	曲げモーメント	0.182
下弦材	軸力	0.857
	曲げモーメント	0.533
斜材	軸力	0.700

表-5 橋軸直角方向地震時の断面力超過率

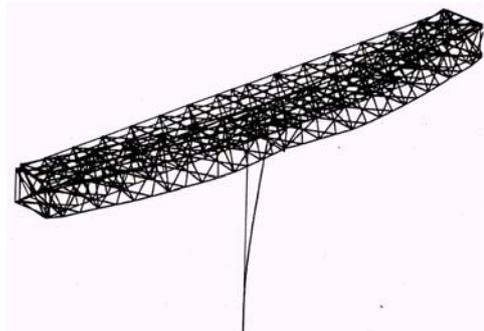


図-6 橋軸直角方向地震時の挙動

3. 施工における検討事項

(1) ダンパー背面の構造

ダンパー設置に伴いトラス橋の弦材に橋軸方向水平力が作用する。その際に、弦材を軸力部材として考えているため、曲げモーメントの発生を極力抑える必要がある。したがって、ダンパー背面にトラス構造を設け、格点にダンパーからの作用応力を軸力としてより円滑に伝達する構造とした。

(図-7)

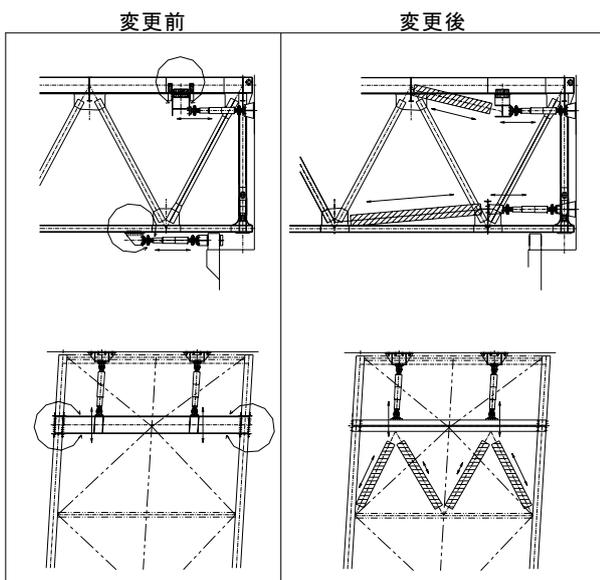


図-7 ダンパー背面の構造図

(2) ジャッキアップ補強の構造

端支点、中間支点ともにジャッキアップ位置は支点近傍の下弦材となることから、補強を行う必要がある。端支点は補剛材、中間支点はブラケットによる補強を行っている。

補強部材設置は溶接による方法と高力ボルトによる方法が考えられるが、熱による材質の変化、振動下における溶接の信頼性からボルト構造を採用した。

また、ボルトはガセット、弦材の内側からのボルト挿入が出来ないため、ワンサイドボルトを使用した。

4. 現場施工

(1) あと施工アンカー

本工事において最も作業量が多く、また時間を費やした作業はあと施工アンカーである。数量は縁端拡幅工A・Bで704本、制振装置A・Bで344

本、あわせて1048本施工した。施工フローを図-8に示す。

1) 罫書き・削孔

罫書きはブラケット据付精度を大きく左右するので、原寸大のフィルムを使用して墨だしし精度の確保を図った。

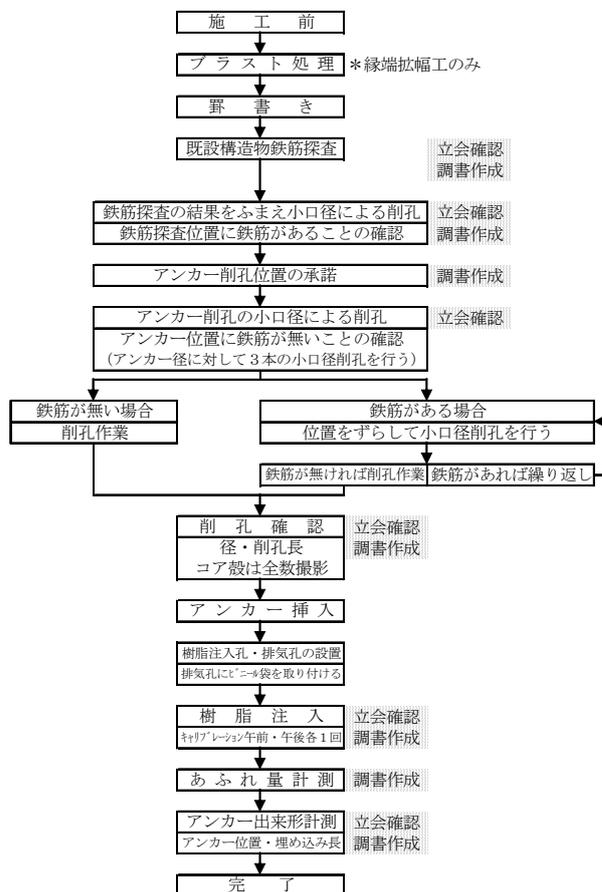


図-8 あと施工アンカー施工フロー図

また、削孔に先立ち既設構造物の鉄筋を切断しないよう鉄筋探索(RCレーダー)を行い、鉄筋位置にマーキングをした。その位置に鉄筋があることの確認のため小口径削孔を行った。その結果を考慮しアンカー位置を変更、場合によっては追加した。そこで再度小口径削孔し、鉄筋が無いことの確認をしてからアンカー孔の削孔をした。

施工数量にもよるが、作業および調書の作成に日数を費やすので工程管理上注意が必要である。

(2) 軌条設備を有した足場

当初計画では、足場機材、補強部材、支承、ダンパー取り込み及び撤去材の搬出は東名本線を規制して各橋台、橋脚の作業床へ行うこととなって

いたが、今回、A1橋台からA2橋台までの中央分離帯箇所にトラス構造(図-9)の強固な吊り足場を連結して横移動用の軌条設備を設置した。部材等の取り込み及び荷下ろしを全てP1橋脚脇のクレーンヤードに据付けた25t,45tラフタレーンクレーンにより行った。

これにより、諸条件が厳しく工程を左右する本線規制を一切行わず施工することができた。

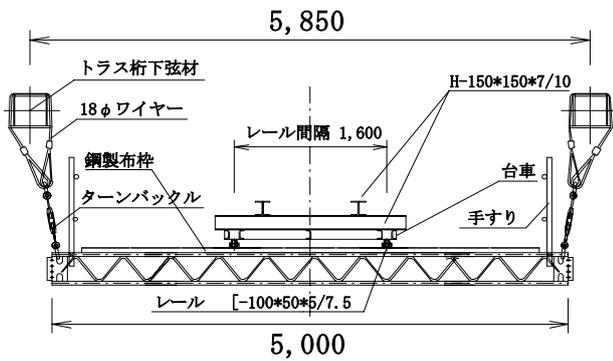


図-9 足場設備断面図

(3) ダンパーの取付け方法

本工事で使用したダンパーは軟塑性体700KNダンパーで、現場ではストロークを調整するのは困難であった。したがって、補強部材およびブラケットを施工してから現場実測後、製作メーカーで調整してから搬入することとした。

そこで今回の構造がブラケットとダンパー取合金具をボルトで接合する構造(図-10)であるため、取付け時の作業性を考慮し実測寸法より5mm縮めた寸法で搬入した。定位置までダンパーをセットした時点でボルトの締め付け軸力を利用し、ストロークを調整して据付けた。

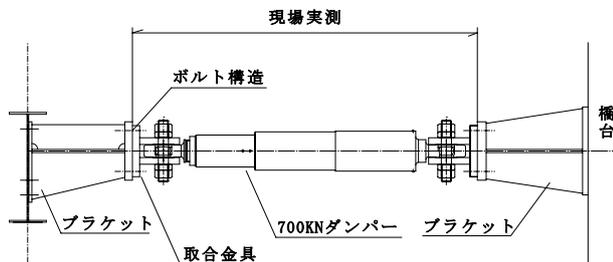


図-10 ダンパー取付詳細図

(4) 支承取替工

1) ジャッキアップ補強部材の設置(写真-1)

支承取替時のジャッキアップ用補強部材を既設橋に設置する。本橋はトラス橋であることか

ら、部材の取付はハック高力ワンサイドボルト(以下MUTF)を使用した。

MUTFは、専用のシャーレンチを使用し、既設部材と補強部材を片側から簡単に締付られる構造のボルトである。

今回の補強部材の取付は、すべてMUTFを使用し、既設橋への影響を考慮して孔開けた箇所をすぐに締付るよう2箇所毎に施工した。



写真-1 ジャッキアップ補強部材

2) ジャッキアップ

① ジャッキの配置(写真-2 参照)

端支点のジャッキの配置は1支点につき300tジャッキ2台(2連動)の手動ポンプとし、中間支点は1支点につき300tジャッキ4台(4連動)の自動ポンプとした。(表-6)

	1 支承反力(kN)	ジャッキ能力
A1,A2 橋台	2740	2942×2 台
P1 橋脚	7190	2942×4 台

表-6 各点反力とジャッキ能力



写真-2 ジャッキ配置完了

②反力管理

反力管理はデジタル式荷重計をジャッキに接続

して行った。ただし、ジャッキアップ量が3mm以内の規定があることから、反力だけでは管理できないため、ジャッキアップ量確認用のダイヤルゲージを別に設けた。加圧は30t毎に行い、桁の上昇が確認されてからはジャッキアップ量の高さ管理のみで行った。

③ジャッキアップ手順 (図-11)

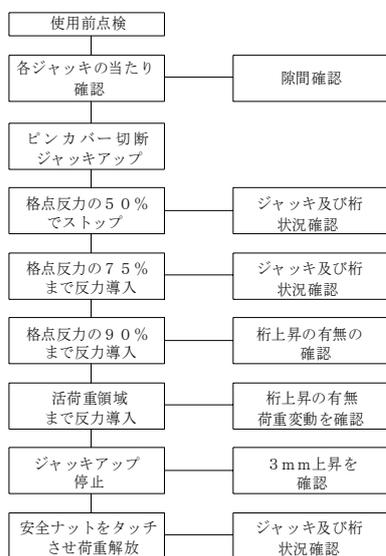


図-11 ジャッキアップ手順

3) 新設支承の設置

東名本線供用下での支承取替のため、迅速に支承撤去設置を行う必要があった。そのため、既設アンカーを利用する計画であったが、全量新設のアンカーで対応し、ジャッキアップからジャッキダウンまでを8日で施工することができた。

既設支承撤去後、新規のベースプレートを設置し、アンカーボルトをアンカー孔に挿入後、アンカーボルトとベースプレートを溶接した。

新設支承の設置前に、ベースプレートの施工高さを調整させる。その場合、本線路面高の調整を同時に行った。検討値としてゴムの変形量及び本線路面の段差を考慮した。A1 についての調整量を表-7 に示す (P1,A2 も同様)。

	A1-G1	A1-G2	A1-G3	A1-G4
①	-2.4	-2.7	-2.9	-2.2
②	-0.5	-0.5	0.0	+1.2

単位 (mm)

- ① : 実反力によるゴム (沓) の変形量
- ② : ジャッキアップ前の路面段差 (- : 路面が低い)

表-7 路面の高さ調整に関し検討した数値

ベースプレートの調整完了後、新設支承を設置する。新設支承設置後、セットボルトを締め付けてジャッキダウンを行う。

4) ジャッキダウン

無収縮モルタルの圧縮強度が確認できたら、ジャッキダウンして新設支承への反力導入を行う。ダウン量は、0.5mm刻みで行った。ジャッキダウン完了後、ゴムの変形量を計測した。(表-8)

	A 1	P 1	A 2
ジャッキアップ 実反力	1507kN	4311kN	1497kN
実反力の設計変形量	2.55mm	2.43mm	2.23mm
実測ゴム変形量	2.31mm	2.15mm	2.3mm

表-8 支承ゴム変形量 (4 支承平均値)

支承取替完了を写真-3 に示す。



写真-3 支承取替完了

5. あとがき

本工事のような既設桁の耐震補強工事は年々増加する傾向にあります。今後も経済活動に重要な路線の補強工事が行われることを考えれば、工事を「より安全に」「より早く」施工する必要があります。事前調査、計測の精度確保、現場での施工方法を確立し、施工方法全体での事前検討を行うことの重要性を改めて実感しました。

また、各部門において情報交換を密にして迅速に対応できる体制を構築することが課題であると思われる。

最後に本工事の竣工にあたり、日本道路公団東京管理局富士管理事務所の皆様をはじめ、関係各位に感謝の意を表します。