

9. 橋梁の被害調査

9. 1 はじめに

橋梁の被害調査では、以下の視点から対象橋を選定した。

- 1) 地震動による被害と津波による被害を分けて調査する。
- 2) 地震動による被害では、以下の点に着目して調査する。

(1) 準拠技術基準の違いに基づく被害の特徴を明らかにする。道路橋を例にとると、橋梁の耐震設計では平成 2 年から震度法に基づく弾性設計から地震時保有耐力法に基づくじん性を考慮した耐震設計に大きく変化している。また、平成 7 年の兵庫県南部地震以降には鋼製支承から積層ゴム支承や免震支承が広く採用されるようになり、さらに、免震設計も採用されるようになった。落橋防止構造も強化されている。これらの対策がどのように地震被害の軽減に寄与しているかを調査する。

(2) 昭和 53 年宮城県沖地震等、過去の地震で被災し、その後、補修されたり耐震補強された橋梁において、補修、耐震補強の効果を調査する。

(3) 被害を受けた橋梁の周辺で、被害を受けなかった橋梁についてもできる限り調査する。

- 3) 津波による被害では、従来、被害例が少ないことから、以下の点に着目して調査する。

- (1) 被害箇所(橋梁本体や取付け盛土等)、被害メカニズム等を明らかにするための調査を行う。
- (2) 被害を受けた橋梁の周辺で、被害を受けなかった橋梁についてもできる限り調査する。

9. 2 地震による被害

9. 2. 1 道路橋

1) 平成 2 年技術基準以降の橋梁

(1) 仙台東部道路仙台東 IC 前の高架橋

仙台東 IC 前の跨道橋であり、橋桁と橋脚の間にゴムパッドのようなもので支持されている。橋脚天頂部で支承周りが損傷し、橋桁がわずかに橋軸直角方向に移動していた。



写真 9.2.1.1.1-1 支承取り付け部の損傷と橋桁の橋軸直角方向への移動

(2) 仙台東部道路

仙台東部道路は、交通量が約 16,000 台/日の高架構造の道路である。そのうち、仙台東～仙台港北間（延長 4,390m）は、平成 13 年 8 月 1 日に供用開始しており、設計が平成 9 年であり、平成 8 年道路橋示方書が適用されている。国土交通省東北地方整備局で設計施工が行われ、NEXCO 東日本（以下、NEXCO 東と略す。）で維持管理が行われている。東北地方太平洋沖地震の地震動による被害は、2 支承線の積層ゴム支承の破断を除いて軽微であった。以下、積層ゴム支承の破断について説明する。

橋脚 P56 上において、1 支承線上の積層ゴム支承すべてが橋軸直角方向に破断した。外桁(G1, G8)には設計反力 156t, 寸法 520×570×225mm の積層ゴム支承, 内桁(G2-G7)には設計反力 101t, 寸法 470×520×212mm の積層ゴム支承が設置されていた。写真-9.2.1.1.2-1(NEXCO 東提供)に示すように、G8 では水平移動 50cm, 段差 50cm が生じた。NEXCO 東の担当者からのヒアリングでは、ジョイントプロテクターはボルト部で破断していた。路面上でも段差が生じており、フィンガージョイント部の段差を写真-9.2.1.1.2-2(NEXCO 東提供)に示す。3 月 30 日時点では、写真-9.2.1.1.2-3 に示すようにベントにて仮支持が行われている。

写真-9.2.1.1.2-4 に示す橋脚 P52 上においても、1 支承線上の積層ゴム支承すべてが橋軸直角方向に破断した。主桁 G1-G8 には、設計反力 244t, 寸法 720×720×329mm の積層ゴム支承が設置されていた。写真-9.2.1.1.2-5(NEXCO 東提供)に示すように G1 で水平移動 15cm が生じていた。積層ゴム支承の破断面を観察したところ、内部鋼板とゴムの接着面での部分的な剥離が生じたものがあり、写真-9.2.1.1.2-6 に示すように積層ゴムの上部で破断したものや、写真-9.2.1.1.2-7 に示すように積層ゴムの中段で破断したものがあつた。また、写真-9.2.1.1.2-8 に示すように積層ゴムが破断するまでに内部鋼板の一部に大きな塑性変形が生じたものも見られた。NEXCO 東は積層ゴムの破断原因について調査を行う予定である。



写真-9.2.1.1.2-1 積層ゴム支承の橋軸直角方向への破断(P56 橋脚,G8 桁)(NEXCO 東提供)



写真-9.2.1.1.2-2 路面上フィンガージョイント部(P56 橋脚)の段差(NEXCO 東提供)



写真-9.2.1.1.2-3 積層ゴム支承が破断した P56 橋脚のベントによる仮支持



写真-9.2.1.1.2-4 積層ゴム支承が破断した P52 橋脚



写真-9.2.1.1.2-5 積層ゴム支承の橋軸直角方向への破断(P52 橋脚,G1 桁)(NEXCO 東提供)



写真-9.2.1.1.2-6 積層ゴムの上部で破断(P52 橋脚)



写真-9.2.1.1.2-7 積層ゴムの中段で破断(P52 橋脚)



写真-9.2.1.1.2-8 内部鋼板の一部が大きく塑性変形した積層ゴム支承(P52 橋脚)

(3) 東松島大橋

鳴瀬川・吉田川に架かる 2006 年に竣工した橋長 385m, 幅員 10.75m の 9 径間連続鋼鈹桁橋橋梁である。耐候性無塗装の少数 3 鈹桁であり, 送り出し架設工法による架けられた。

地震により, 支承部に残留変形が発生しているが, 躯体部には特に損傷は見受けられない。橋台部と橋脚部の距離が短くなる方向に支承の残留変形が生じているが, 橋台部が河川側に移動したためと考えられる。



写真 9.2.1.1.3-1 東松島大橋の全景と橋台部と橋脚部の支承の残留変形

(4) 明神橋

東北横断自動車道で岩手県和賀郡東和町田瀬に建設中の 3 径間連続 PC 橋である(写真 9.2.1.1.4-1 参照)。橋長は 76 m, 幅員は 10.15m である。逆 T 式橋台と柱式橋脚で支持され, 基礎はいずれも直接基礎である。地盤種別は I 種である。写真 9.2.1.1.4-2 に示すように, 高減衰積層ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造となっている。地震被害は受けていない。



写真 9.2.1.1.4-1 明神橋



写真 9.2.1.1.4-2 橋脚上の支承

(5) 城前大橋

宮城県仙台市泉区の七北田川を渡る市道に架けられた橋梁である（国道4号線バイパス鶴ヶ谷交差点付近）。新旧二橋があり，特に調査の対象とした新橋は，橋長133.7mの3径間連続ポステンT桁橋で（写真9.2.1.5-1），竣工は2008年である。

城前大橋左岸側橋台では，直角方向の固定装置に地震時に生じたと思われるコンクリートの剥離が認められた（写真9.2.1.5-2）。ただし，剥離は角部の表面付近に限られており，固定装置の機能には問題がないものと考えられる。支承の橋軸方向の変位はほとんど認められなかった（写真9.2.1.5-3）。

その他，特段の損傷は認められなかった。なお，桁と橋台の間には落橋防止装置のケーブルが認められた。



写真 9.2.1.5-1 城前大橋（左岸側から，手前が新橋）



写真 9.2.1.5-2 直角方向の固定装置に生じたはく離 (左岸側)



写真 9.2.1.5-3 支承の状況 (左岸側)

2) 平成2年技術基準以前の橋梁

(1) 千代大橋

一般国道4号線にある千代大橋(写真9.2.1.2.1-1)は、橋長310mであり、広瀬川に架橋されている。全景を写真9.2.1.2.1-1に示す。竣工は1965年である。1978年の宮城県沖地震では、RC橋脚の損傷が生じている。宮城県沖地震の被災後の対策、また、兵庫県南部地震後に進められた震災対策もあり、RC橋脚の補強(写真9.2.1.2.1-2)、積層ゴム支承への取り換え(写真9.2.1.2.1-3)、および、落橋防止構造の設置(写真9.2.1.2.1-4)などが2006年までに行われた。

写真9.2.1.2.1-3に示されるように、北側橋台上にある支承部に数cm北側へ移動した痕跡が認められた。しかし、橋脚や支承部などに、一切の損傷は認められなかった。



写真 9.2.1.2.1-1 千代大橋全景



写真 9.2.1.2.1-2 橋脚の補強



写真 9.2.1.2.1-3 ゴム支承



写真 9.2.1.2.1-4 落橋防止構造

(2) 閑上大橋

県道閑上大橋線上の名取川にかかる橋梁で10径間のPC橋である。I桁と箱桁の区間があり、河川内にある箱桁区間には支間中央部にヒンジが設けられている。支承を防護するためのプラスチック製ケースによって支承が覆われており、ケース内には水が溜まっていたことから、津波が橋脚頂部にまで達した可能性がある。橋脚や橋台には特に損傷はみられなかったが、橋台上の支承直上では桁に斜め方向のひび割れが生じている。箱桁区間の支間中央部（ヒンジ位置）では、桁が鉛直方向に沈み込んでいるほか、橋軸直角方向に5cm程度のずれが生じている。



写真 9.2.1.2.2 閑上大橋の全景と橋脚基部と橋台部の支承および支間中央のヒンジ部

(3) 宝堰橋

宝堰橋（たからぜきばし）は、七北田川（ななきたがわ）を横断する車道橋と歩道橋から構成される。車道橋は、昭和59年3月に完成、昭和55道路橋示方書が適用されている。車道橋の側面を写真-9.2.1.2.3-1（平成18年7月撮影、宮城県ホームページより）に、橋面を写真-9.2.1.2.3-2（平成18年7月撮影、宮城県ホームページより）に示す。耐震補強対策として写真-9.2.1.2.3-3に示す落橋防止構造が設置されていた。支承は、写真-9.2.1.2.3-4に示すように建設時と考えられる支承板支承が設置されており、耐震補強としての支承取替は行われていない。支承部に腐食が見られるが、今回の地震による被害は確認されなかった。

歩道橋は平成17年3月完成、平成14年道路橋示方書が適用されている。歩道橋の側面を写真-9.2.1.2.3-5に、橋面を写真-9.2.1.2.3-6（平成18年7月撮影、宮城県ホームページより）に示す。耐候性鋼材裸仕様の橋梁で、写真-9.2.1.2.3-7に示すように積層ゴム支承が設置されていた。今回の地震による被害は確認されなかったが、橋台方向に数センチの残留変形が見られた。この時期の温度伸縮方向とは逆方向であり、地震の影響や据付け時の施工誤差等の原因が考えられるが、今回の調査では特定できなかった。



写真-9.2.1.2.3-1 宝堰橋車道橋（平成18年7月撮影、宮城県ホームページより）



写真-9.2.1.2.3-2 宝堰橋車道橋の橋面（平成18年7月撮影、宮城県ホームページより）



写真-9.2.1.2.3-3 耐震補強工事で設置された落橋防止構造 (PC ケーブル)



写真-9.2.1.2.3-4 建設時と考えられる支承板支承



写真-9.2.1.2.3-5 宝堰橋歩道橋



写真-9.2.1.2.3-6 宝堰橋歩道橋の橋面（平成18年7月撮影，宮城県ホームページより）



写真-9.2.1.2.3-7 宝堰橋歩道橋に設置されていた積層ゴム支承

(4) 鳴瀬大橋

陸前小野において、国道 45 号線が鳴瀬川及び吉田川を横架する箇所位置する。竣工は昭和 51 年である。写真 9.2.1.2.4-1 に示すように、橋脚は鋼板巻き立てにより耐震補強されている。鋼製支承が用いられているが、写真 9.2.1.2.4-2 に示すように、さびた状態となっている。明らかな地震による損傷は認められない。



写真 9.2.1.2.4-1 鳴瀬大橋



写真 9.2.1.2.4-2 橋台上支承部

(5) 開北橋

県道 33 号石巻河北線が旧北上川を横架する箇所位置する橋長 286m の 5 径間連続鋼箱桁橋である（写真 9.2.1.2.5-1 参照）。1964 年鋼道路橋示方書に準拠して、水平震度 0.2 及び上下震度 0.1 を用いて震度法で耐震設計され、1968 年に竣工している。P1 橋脚は固定、その他は可動となっており、写真 9.2.1.2.5-2 に示すように可動柵にはオイルダンパーが設置されている。

写真 9.2.1.2.5-3 及び写真 9.2.1.2.5-4 に示すように、本橋では P2 橋脚上端及びそこから約 60m 離れた左岸上流側の河川敷の 2 箇所で強震観測が行われ、これらの記録を用いた橋脚と周辺地盤の動的相互作用が解析されている^{9.1)}。1978 年宮城県沖地震の際に観測された地盤上の記録は、動的解析における代表的強震記録として多くの橋の解析に用いられてきている。

現在は、写真 9.2.1.2.5-5 に示すように P2 橋脚は鋼板巻き立て補強されている。今回の地震では特に外観からわかる損傷は生じていない。



写真 9.2.1.2.5-1 開北橋



写真 9.2.1.2.5-2 オイルダンパー



写真 9.2.1.2.5-3 地盤上の強震観測小屋



写真 9.2.1.2.5-4 P2 上の強震計



写真 9.2.1.2.5-5 鋼板巻き立てで耐震補強された P3

(6) 天王橋

国道 45 号の天王橋は、旧北上川に架かるトラス橋である。昭和 36 年に開通している。写真-9.2.1.2.6-1 に示すように車道橋と歩道橋から構成されている。鋼製支承部及びトラス上部構造には耐震補強が実施されていなかった。車道橋は、写真-9.2.1.2.6-2、写真-9.2.1.2.6-3 に示すようにトラス上横斜材の破断が 2 カ所、写真-9.2.1.2.6-4 に示すようにトラス上横斜材の座屈が数箇所確認された。歩道橋では支承部に損傷が確認され、写真-9.2.1.2.6-5 に示すように固定側のピボット支承の沓座コンクリートの損傷、写真-9.2.1.2.6-6 に示すように可動側のローラー支承のローラーの逸脱が見られ、ローラー支承には写真-9.2.1.2.6-7 に示すようにサンドルによる仮支持が行われていた。



写真-9.2.1.2.6-1 天王橋（国道45号）の車道橋と歩道橋



写真-9.2.1.2.6-2 トラス上横斜材の破断（1箇所目）



写真-9.2.1.2.6-3 トラス上横斜材の破断（2箇所目）



写真-9.2.1.2.6-4 トラス上横斜材の座屈



写真-9.2.1.2.6-5 固定側のピボット支承の沓座コンクリートの損傷



写真-9.2.1.2.6-6 可動側のローラー支承のローラーの逸脱



写真-9.2.1.2.6-7 ローラー支承のサンドルによる仮支持

(7) 新天王橋

新天王橋は、平成 14 年 9 月完成、平成 8 年道路橋示方書が適用されている。平成 15 年 12 月に三陸自動車道石巻河南 IC~河北 IC 間の開通とともに供用開始している。写真-9.2.1.2.7-1 に示すように、橋長 426.6m の鋼床版箱桁橋である。平成 8 年道路橋示方書に基づく積層ゴム支承及び落橋防止構造が写真-9.2.1.2.7-2 に示すように設置されていた。今回の地震による損傷は確認されなかったが、写真-9.2.1.2.7-3 に示すように橋台と擁壁の境界部に目開きが見られた。



写真-9.2.1.2.7-1 新天王橋（三陸自動車道）



写真-9.2.1.2.7-2 積層ゴム支承及び落橋防止構造



写真-9.2.1.2.7-3 橋台と擁壁の境界部の目開き

(8) 飯野川橋

新飯野川橋は国道 45 号が北川川を横架する箇所に位置する 3 径間連続鋼版桁 2 連からなる橋長 441.5m の橋である (写真 9.2.1.2.8-1)。下部構造は、橋脚部ではケーソン、橋台では鋼管杭である。新飯野川橋では 1978 年宮城県沖地震の際に、P4 上のピン支承のピンは切り欠き部で折損し、キャップボルトが破断してピンキャップが抜け落ちた。このため、上沓は下沓に対して橋軸直角方向に 48mm 移動した^{9.2)}。

現在では、写真 9.2.1.2.8-1 に示すように、橋脚は 1 橋脚おきに鋼板巻き立て補強され、ピン、ローラー支承は写真 9.2.1.2.8-2 に示すように、上部に滑り支承を有する積層ゴム支承に置き換えられている。また、橋台部には写真 9.2.1.2.8-3 に示すようにビンガムダンパーが設置されている。下部構造に地震時水平力を分担させ、橋脚の地震時水平力の分担を低減した一種の耐震補強策と考えられる。

今回の地震ではそれほど問題は起きていないが、写真 9.2.1.2.8-4 に示すように、支承と桁のセ

ットボルトのゆるみが生じていた。このボルトは上側の地震力に抵抗するためにも重要であるが、震度法ベースで設計されているだけであるため、径が小さく、地震時保有耐力法ベースで支承及び桁システムとして見た水平力、上下方向力のバランスを欠いていると考えられる。



写真 9.2.1.2.8-1 新飯野川橋



写真 9.2.1.2.8-2 支承



写真 9.2.1.2.8-3 ダンパー



写真 9.2.1.2.8-4 支承と桁のセットボルトのゆるみ

9. 2. 2 鉄道橋

1) 東北新幹線

(1) 長町高架橋

長町駅は、仙台駅の南約 5km のところに位置する。長町駅周辺は、東北新幹線と在来線・東北本線が並走している。長町駅周辺の再開発工事に伴い、東北本線の高架化工事が進められた。そのため、現在は、東北新幹線と在来線のラーメン高架橋が並走している。写真 9.2.2.1.1-1 に示すように、この区間は、東北新幹線、東北本線ともに、3 径間か 4 径間の 1 層 RC ラーメン高架橋が使用されている。



写真 9.2.2.1.1-1 長町駅南側にあるラーメン高架橋



(a) ラーメン高架橋

(b) せん断損傷

(c) せん断損傷

写真 9.2.2.1.1-2 長町駅北側に位置する 1 層 RC ラーメン高架橋

宮城県沖地震（1978 年 6 月）以前に設計された高架橋であり、現在の耐震基準に従い設計される構造よりもせん断補強鉄筋量は相当に少ない。さらに、RC ラーメン高架橋の起点側、もしくは終点側に位置する端部の柱は、各高架橋ブロックの間に架かる RC 単純桁を受ける横はりの存在のため、高架橋中間位置にある柱に比べ長さが短く、せん断スパン比が小さい。このため、写真 9.2.2.1.1-2 に示すように、新幹線ラーメン高架橋には、端部の柱にせん断による損傷が生じたものがあつた。一部には、かぶりコンクリートが剥落し、内部のコアコンクリートも相当に損傷している柱もある。ラーメン高架橋端部の柱に表れるせん断による損傷は、三陸南地震の際の東

北新幹線，新潟県中越地震の際の上越新幹線と同じパターンである。

JR 東日本の新幹線は，兵庫県南部地震（1995 年）以降，せん断破壊先行型の高架橋柱を対象とする緊急耐震補強対策の中で約 3,100 本が，その後，三陸南地震（2003 年 5 月）を経て高架橋柱の対策エリアが拡大され，約 15,400 本の柱のせん断補強を終えている。JR 東日本では，耐震性能の弱いものから順次耐震補強を行うこととしている。現在，2 次対策として，曲げ破壊先行型の柱のうち耐震性の低い柱の補強にも着手しており，6,700 本を対象に補強を実施中である。せん断補強の実施の有無は，部材の曲げせん断耐力比（ $V_u \times a / M_u > \alpha$ ，ここに V_u は部材せん断耐力， a はせん断スパン， M_u は終局曲げモーメントであり， α は破壊モードを判定する際の閾値）に基づき判定されている。今回，別にも示されるように，せん断補強が実施されていない柱で，せん断による損傷が見られている。これは，破壊モードの判定上，せん断破壊先行型と見なされない部材でせん断損傷が生じていることになる。部材のせん断耐力の評価式や材料強度が持つバラツキ，柱周辺の道路や地盤の拘束による実質的なせん断スパンの減少などが影響した可能性がある。今後，せん断破壊先行型部材と判定されず，せん断補強が見送られた部材で生じた損傷の原因を分析し，この種の部材に対する補強対策を検討する必要がある。なお，JR 東日本によると，今回長町エリアでせん断により損傷した部材は，現在進められている 2 次対策の耐震補強の対象柱として既に選定され，補強方法も決定しているとのことである。

復旧工事では，大きく損傷したものは帯鉄筋を増やして RC 巻き立て補強（写真 9.2.2.1.1-3），かぶりコンクリートが剥落せず，その表面にせん断ひび割れが表れたものはエポキシ樹脂注入（写真 9.2.2.1.1-4）が施されている。せん断ひび割れの損傷面から，この地区のラーメン高架橋は，線路軸直角方向への応答が卓越したと思われる。



※撮影時，かぶりコンクリートは既にはつり取られその外側に補強のための軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋が配筋されている。コアコンクリートもせん断により大きく損傷している。

(a) 補修前（撮影日 3 月 20 日）

(b) 補修後（撮影日 3 月 30 日）

写真 9.2.2.1.1-3 せん断により大きく損傷した RC 柱の補修の様子

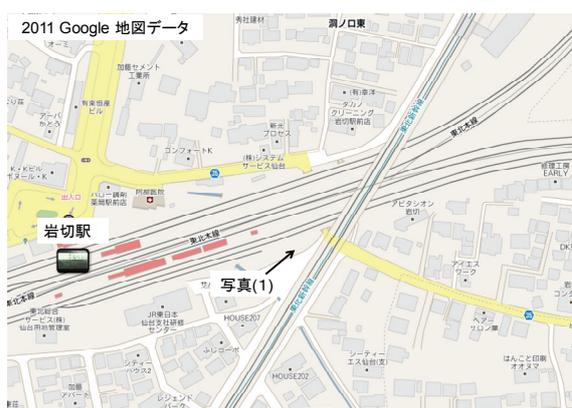


写真 9.2.2.1.1-4 せん断により損傷したかぶりコンクリートの補修（樹脂注入）

なお、別に示すように、東北本線のラーメン高架橋には、曲げひび割れが残留しているが、損傷の程度は軽微であり、せん断ひび割れは観察されない。曲げひび割れの残留程度から、東北本線のラーメン高架橋の RC 部材は、曲げ降伏を少し超えた程度の地震応答が生じたと推察される。

（2）岩切線路橋

岩切駅は、東北本線にあり、仙台駅の北東約 10km のところに位置する。写真 9.2.2.1.2-1 に示すように、岩切駅の西側を東北新幹線が南北に跨いでいる（岩切線路橋）。東北地方太平洋沖地震では、この岩切線路橋の単柱式 RC 柱の段落し位置で損傷が生じた。図 9.2.2.1.2-1 に示すように、岩切高架橋は 3 径間連続 PC 箱桁である。各橋脚間の距離は、約 25～30m 程度であり、橋脚高さは約 10m ほどである。地震前に、4 本ある単柱式 RC 柱のうちの 2 本は、RC 巻き立て補強が実施されていた。段落し位置の損傷が生じたのは、3 径間連続 PC 箱桁を固定支承で受ける柱であり、耐震補強は行われていなかったものである。



(a) 東北新幹線と東北本線の位置関係

(b) 岩切線路橋（手前は塩釜街道架道橋）

写真 9.2.2.1.2-1 岩切高架橋の位置と全景

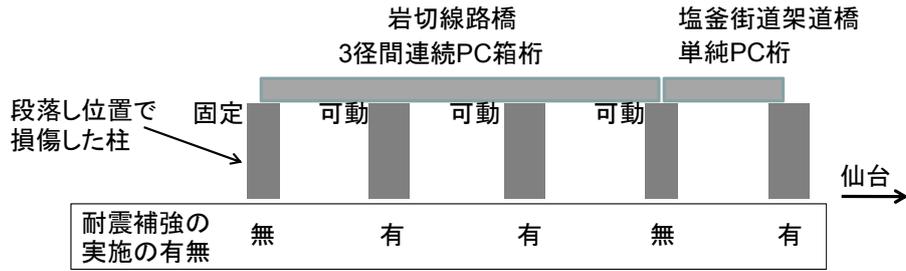


図 9.2.2.1.2-1 岩切線路橋・塩釜街道架道橋の耐震補強の実施の有無



写真 9.2.2.1.2-2 段落し位置の損傷の様子（岩切線路橋 単柱式 RC 柱）（JR 東日本提供）

損傷の様子を写真 9.2.2.1.2-2 に示す。段落し位置で、繰り返し作用した曲げとせん断力によりかぶりコンクリートが大きく剥落し、また、この位置にあった帯鉄筋の一部が落下している。段落しの位置は、桁を受ける横梁に相当近くなっている。写真 9.2.2.1.2-3 には、段落し位置で損傷した RC 柱の補修後の様子を示す。撮影日（3月30日）には、既に帯鉄筋を追加した RC 巻き立てによる補修が終わっていた。



写真 9.2.2.1.2-3 段落し位置で損傷した RC 柱の補修後の様子

このような段落し位置での単柱式 RC 柱の損傷は、2004 年の新潟県中越地震でも観察されている（例えば、魚野川にある 3 径間連続 PC 箱桁橋の中間部にある 2 本の単柱式 RC 柱で、このような段落し部の損傷が生じた）。その後、このような段落し部での損傷を防ぐため、耐震補強が進められた。岩切高架橋でも耐震補強が施されたものに損傷は認められない。今回、耐震補強が見送られていた単柱式 RC 柱に段落し位置の損傷が生じている。兵庫県南部地震以降、JR 東日本にて継続して行われている耐震補強を着実かつ迅速に実施し、このような柱の耐震補強を進める必要がある。なお、図 9.2.2.1.2-1 にある、耐震補強を実施していないもう一本の単柱式 RC 柱には、特に損傷は観察されなかった。

（3）第 1 中曽根高架橋

複数の高架橋において端部柱に大きな損傷が発生した。起点側、終点側端部柱は、コアコンクリートも完全に破壊し、荷重支持能力も喪失している。損傷部が柱上部にあることから、単純なせん断破壊ではなく、柱上端と桁下端の間の打ち継ぎ目に発生した曲げ損傷が急激に進展し、鉄筋のみによるせん断抵抗機構と変化し、結果、せん断変形を抑制することができず、柱上部のコアコンクリートの破砕を伴い、軸力支持能力を喪失したものと考える。また中間位置柱には橋軸方向、橋軸直角方向側面にせん断ひび割れが確認できる。連続する高架橋の端部柱にも、橋脚上部にせん断破壊とみられる大きな損傷が発生している。



写真 9.2.2.1.3-1 第 1 中曽根高架橋における端部柱の破壊



写真 9.2.2.1.3-2 第 1 中曽根高架橋 R7 における端部柱上部の破壊状況

(4) 第5猪鼻高架橋

2003年5月26日に発生した三陸南地震により、岩手県内新花巻駅と盛岡駅間にある第5猪鼻高架橋が損傷した。損傷した柱は、無収縮モルタルやエポキシ樹脂注入、あるいは鋼板巻きによる補強等が施されていた。

コンクリート委員会 三陸南地震被害分析研究小委員会（委員長：名古屋工業大学 梅原秀哲教授）がまとめた資料によると、第5猪鼻高架橋 R13～R15 の始点側および終点側に位置する RC 柱にかぶりコンクリートが斜めひび割れにより剥落するほどの大きな損傷が生じた。前記の長町高架橋と同じく、各高架橋ブロックの間に架かる RC 単純桁を受ける横はりの存在のため、高架橋中間位置にある柱に比べ長さが短く、せん断スパン比が小さいことが端部にある RC 柱にせん断による損傷が表れやすい理由である。なお、曲げせん断耐力比は、端部に位置する柱（桁受け部）で 0.70、中間位置にある柱で 0.78 である。第5猪鼻高架橋は、1977年頃に建設された建造物であり、設計に用いた適用基準は、「全国新幹線網建造物設計標準（東北，上越，成田用） 1972（S47.6）」および耐震基準については、「建造物設計標準 鉄筋コンクリート建造物および無筋コンクリート建造物，プレストレストコンクリート鉄道橋 1970（S45.3）」である。第5猪鼻高架橋の設計時の断面諸量は、以下のとおりである。

端部に位置する柱（桁受け部）；

- ・断面寸法：85cm×85cm
- ・せん断スパン比：3.43
- ・軸方向鉄筋比：2.85%（D29 32本）
- ・帯鉄筋比 0.1～0.2%（D13 150-300mm 間隔）

中間位置にある柱；

- ・断面寸法：85cm×85cm
- ・せん断スパン比：3.69
- ・軸補講鉄筋比：2.67%（D29 30本）
- ・帯鉄筋比 0.1～0.2%（D13 150-300mm 間隔）



(a) 三陸南地震後に撮影



(b) 東北地方太平洋沖地震後に撮影

写真 9.2.2.1.4-1 第5猪鼻高架橋の損傷の様子（R13～R14）



R15(起点方) 東側柱

(a) 三陸南地震後に撮影



R15(起点方)

(b) 東北地方太平洋沖地震後に撮影

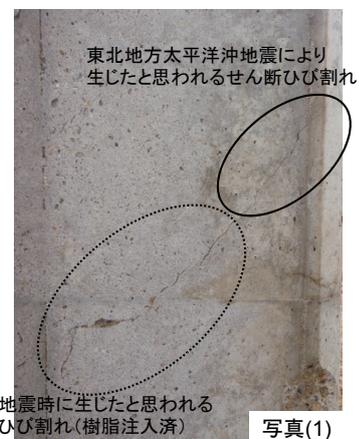
写真 9.2.2.1.4-2 第 5 猪鼻高架橋の損傷の様子 (R15)

東北地方太平洋沖地震の後、改めて第 5 猪鼻高架橋の損傷状況を観察した。三陸南地震で被災した直後と、今回の地震後の様子を比較したものを写真 9.2.2.1.4-1 と写真 9.2.2.1.4-2 に示す。三陸南地震後に実施された鋼板巻き立て補強（せん断補強）が有効に機能し、第 5 猪鼻高架橋 R13~R15 にある RC 柱に損傷は観察されなかった。

なお、第 5 猪鼻高架橋 R13 の南に隣接する高架橋 R12 は、写真 9.2.2.1.4-3 に示されるように、三陸南地震後に特に耐震補強は実施されていない。せん断破壊先行型部材ではないとの判断によるものと推察される。高架橋 R12 の端部に位置する柱には、曲げによる損傷は特に観察されず、今回の地震により生じたせん断ひび割れが確認された。かぶりコンクリートが剥落するほどのせん断損傷ではなく、これだけでは、さらに大きな地震力を受けた後に呈する破壊モードを判断できない。今後、設計図面等に基づき、解析的な検討が必要である。しかしながら、過去に大きくせん断により損傷した高架橋に隣接しており、外観的には構造諸元に大きな違いがあるように見えないことなどから、このような部材の破壊モードの判定はより慎重に行われるべきと考える。



写真 9.2.2.1.4-3 第 5 猪鼻高架橋の損傷の様子 (R12 と R13)



(5) 第2・第3愛宕高架橋

前記の第5猪鼻高架橋と同じく、2003年の三陸南地震により、岩手県内水沢江刺駅と北上駅間にある第3愛宕高架橋 R1 と R2 が損傷した。第3愛宕高架橋 R1 と R2 を含む、周辺の高架橋の配置を図 9.2.2.1.5-1 に示す。端部に位置する RC 柱には、三陸南地震の際にせん断によりかぶりコンクリートの一部が剥落するほどの大きな損傷が生じた。中間位置にある柱には、数 mm 程度の斜めひび割れが生じているのみであり、かぶりコンクリートは剥落しなかった。損傷した柱に対しては、無収縮モルタルやエポキシ樹脂注入、あるいは鋼板巻きによる補強等が施されている。

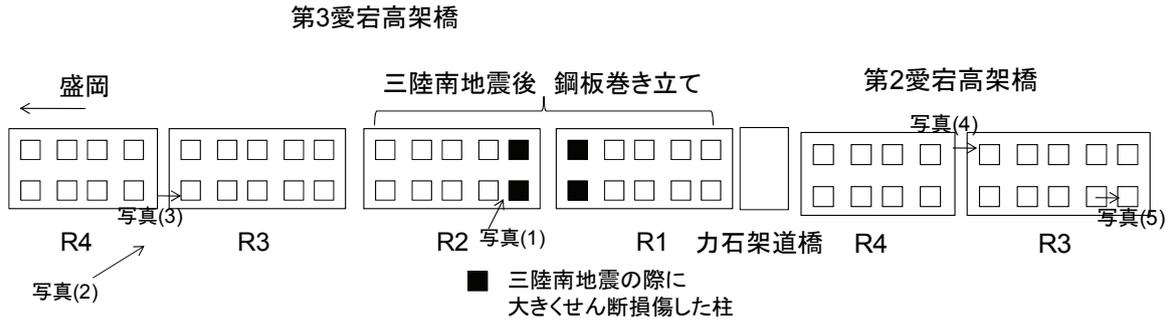


図 9.2.2.1.5-1 第2・3愛宕高架橋

写真(1)の角度



(a) 三陸南地震後に撮影

写真(1)の角度



(b) 東北地方太平洋沖地震後に撮影

写真 9.2.2.1.5-1 第3愛宕高架橋の損傷の様子

前記のコンクリート委員会 三陸南被害分析研究小委員会の資料によると、第3愛宕高架橋の端部に位置する柱（桁受け部）の曲げせん断耐力比は 0.70，中間位置にある柱で 0.78 であり，設計時の断面諸量は，以下のとおりである。

端部に位置する柱（桁受け部）；

- ・断面寸法：85cm×85cm
- ・せん断スパン比：3.43
- ・軸方向鉄筋比：2.85%（D29 32本）
- ・帯鉄筋比 0.1～0.2%（D13 150-300mm 間隔）

三陸南地震で損傷した第3愛宕高架橋 R1 と R2 に隣接する第3愛宕高架橋 R3・R4, あるいは第2愛宕高架橋 R3・R4 は, 竣工後, 特に耐震補強などは施されていない。第3愛宕高架橋 R4 や第2愛宕高架橋 R4 には, 柱の端部に小さな曲げひび割れが残留している程度であり, 特に斜めひび割れの進展も見られず, 非常に軽微な損傷にとどまっている。

一方, 写真 9.2.2.1.5-2 や写真 9.2.2.1.5-3 に示すように, 第3愛宕高架橋 R3 や第2愛宕高架橋 R3 には数 mm の幅のせん断ひび割れが観察される。現地の実測では, 第2愛宕高架橋 R4 の柱の断面幅は 105cm であるのに対して, 高架橋 R3 の柱の断面幅は 90cm であることから, 柱下端位置(地中梁の位置)が異なる可能性がある。写真 9.2.2.1.5-2 は, 三陸南地震で生じたせん断ひび割れに樹脂注入などの補修を施した柱を撮影したものである。今回の東北地方太平洋沖地震により, 樹脂を注入した箇所に再度せん断ひび割れが生じている。写真 9.2.2.1.5-3 に示す柱も含め, かぶりコンクリートの剥落が生じるほどの大きなせん断損傷ではないが, 第3愛宕高架橋 R1 や R2 の三陸南地震での損傷を考えると, これらに隣接する柱の曲げせん断耐力比は, せん断破壊先行型と曲げ破壊先行型を分ける閾値付近にあると思われる, せん断により損傷し易い構造諸元を有していると推察される。地震時に受ける繰り返しの曲げとせん断力に対して, 安定して曲げ破壊を呈する RC 柱部材により高架橋を構成するのが望ましいのは, 現行の各種耐震基準にも示されている通りである。兵庫県南部地震以降, 継続して実施されている耐震補強を着実に進め, この種の構造の耐震性能を高めることで, 最新の耐震設計基準で設計されている構造物との耐震性能の差を小さくする努力が今後も求められる。

2) 在来線

(1) 鳴瀬川橋梁および小野浜市架道橋

鳴瀬川橋梁(写真 9.2.2.2.1-1)は, 仙石線野蒜駅～陸前小野駅間に位置し, 吉田川と鳴瀬川が合流する箇所にある。鉄道橋では世界初となる PRC6 径間連続フィンバック橋を採用している。フィンバック橋は, 橋面状に魚の背びれ(フィン)のような変断面壁を設けた構造で, PC 鋼材を橋面から大きく突出したフィンの部分に配置, 通常の桁の有効高さ以上に利用した大偏心ケーブル PC 橋の一種と言える。基礎は, 杭径 1.3m の場所打ち杭であり, 杭長 33m である。竣工は平成 11 年 8 月である。



写真 9.2.2.2.1-1 鳴瀬側橋梁（左岸側より撮影）

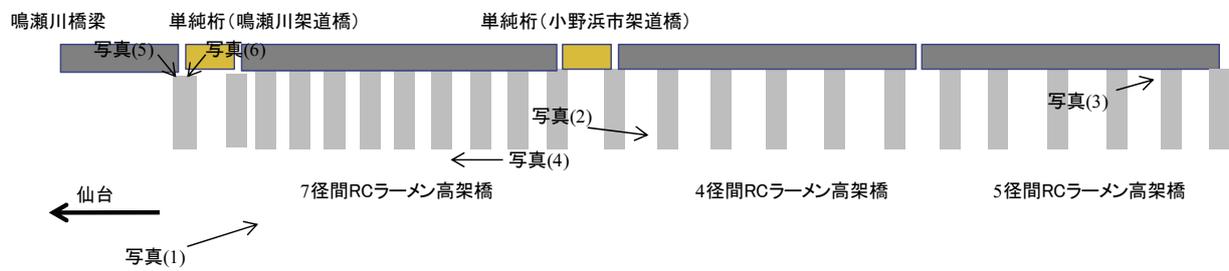


図 9.2.2.2.1-1 鳴瀬側橋梁と左岸にある橋梁の構成



写真 9.2.2.2.1-2 ラーメン高架橋全景



写真 9.2.2.2.1-3 4径間ラーメン高架橋



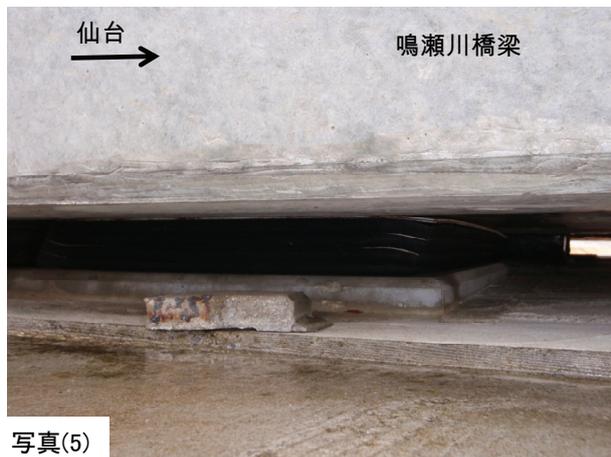
写真(3)



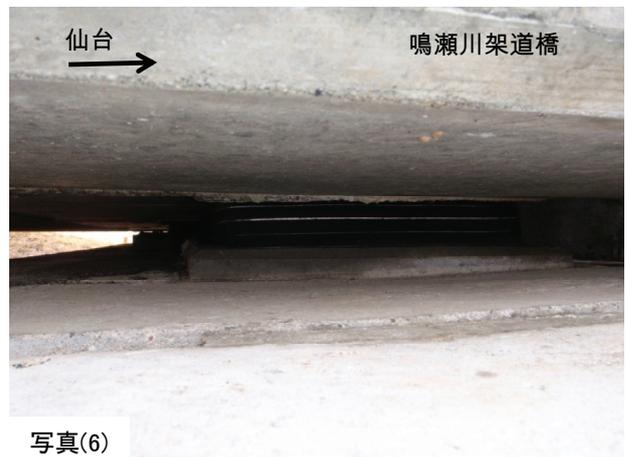
写真(4)

写真 9.2.2.2.1-4 5径間ラーメン高架橋

写真 9.2.2.2.1-5 7径間ラーメン高架橋



写真(5)



写真(6)

写真 9.2.2.2.1-6 ゴム支承の変形（鳴瀬川橋梁）

写真 9.2.2.2.1-7 ゴム支承の変形（鳴瀬川架道橋）

鳴瀬側橋梁の左岸・右岸には、架道橋を含む1層RCラーメン高架橋がある。左岸の架道橋と1層RCラーメン高架橋の配置の状況を図9.2.2.2.1-1に示す。また、図9.2.2.2.1-1にある写真(1)～(6)の各撮影位置からの写真を写真9.2.2.2.1-2～7として示す。これらの地域は、地震後に発生した津波の影響をまともに受けており、高架橋の間に船が流されている。しかし、高架橋の柱など、コンクリート構造物に、地震動および津波による損傷は見られなかった。ただし、写真9.2.2.2.1-6と7に示されるように、鳴瀬川橋梁の桁端および鳴瀬川架道橋を受けるゴム支承に残留変形が生じていることが確認された。支承は、鳴瀬側橋梁を受けるゴム支承は仙台側に、鳴瀬側架道橋を受けるゴム支承は石巻側に変形している。現地の観察では、このような支承の変形をもたらしたメカニズムは明らかにできなかった。

(2) 仙台空港アクセス線・東北本線

仙台空港アクセス線は、2007年に開業した仙台駅と仙台空港を結ぶ鉄道である。仙台駅～長町駅～名取駅間は東北本線の路線を使用しており、名取駅南側で分岐し、名取駅西側にある仙台空港に向かう。今回調査したのは、長町駅周辺と、杜せきのした駅～美田園駅（この区間は仙台空港アクセス線のみが使用し、美田園駅の次が終点の仙台空港）である。

長町駅周辺は、仙台市の副都心を担う地区であり、その再開発事業の一つとして高架化工事が進められた。2007年には、東北新幹線に並走するように1層RCラーメン高架橋が竣工した。東北本線のラーメン高架橋には、柱の塑性ヒンジ部に内巻スパイラルが配置されており、非常に大きな塑性変形能力を持つ。東北新幹線ラーメン高架橋と東北本線ラーメン高架橋の損傷状況を比較したものを写真9.2.2.2-1に示す。



写真 9.2.2.2-1 東北新幹線と東北本線ラーメン高架橋の損傷状況の比較

東北本線ラーメン高架橋には、せん断によりかぶりコンクリートの損傷が生じているのに対し

て、東北本線のラーメン高架橋には、わずかな曲げひび割れが残留している程度である。斜めひび割れは一切観察されなかった。東北本線のラーメン高架橋は、準拠した耐震基準が兵庫県南部地震以降のものであり、十分なせん断補強鉄筋を持つためである。また、東北新幹線と異なり、地中梁を持たない構造である。そのため、地中梁のある東北新幹線ラーメン高架橋よりも、高架橋の固有周期は大きくなる。これも東北新幹線のラーメン高架橋よりも損傷を小さくした一因の可能性はある。なお、地中梁を持たない東北本線ラーメン高架橋柱の下端には、地盤面に、写真9.2.2.2.2のような割れが生じている。これは、高架橋柱と杭を接合する部分に鋼管杭を巻いており、その鋼管杭の上にある地盤が周辺地盤と異なる挙動をしたことにより生じたものと思われる。



写真 9.2.2.2.2-2 東北本線 RC ラーメン高架橋柱周辺地盤に生じた割れの様子



写真 9.2.2.2.2-3 仙台空港アクセス鉄道（杜せきのした駅前から美田園駅方面を望む）

杜せきのした駅～美田園駅は，写真 9.2.2.2.2-3 に示されるように，ラーメン橋，ラーメン高架橋，および道路の交差点を跨ぐところでは，単純桁が使われている．美田園駅から西に数百メートルの地点まで津波が押し寄せた痕跡がある．今回の調査では，地震動によるコンクリート構造物の損傷はほとんど認められない．写真 9.2.2.2.2-4 にある単純 PC 桁を受ける積層ゴム支承に残るせん断変形や，写真 9.2.2.2.2-5 に示す単純桁とラーメン橋やラーメン高架橋の衝突によると思われる防音壁部の損傷が数か所見られた程度である．



写真 9.2.2.2.2-4 積層ゴム支承のせん断変形



写真 9.2.2.2.2-4 防音壁部の損傷

(3) 仙台市営地下鉄 八乙女駅～泉中央駅間の高架橋

仙台地下鉄（南北線）は、仙台駅北側にある泉中央駅と南側にある富沢駅間を結んでいる。八乙女駅～富沢駅間（13.6km）は、1987年7月に開通し、泉中央駅～八乙女駅間（1.2km）は延伸工事の後、1992年に利用可能となった。泉中央駅～八乙女駅間は、地下路線ではなく、高架橋で結ばれている。東北地方太平洋沖地震後の河北新報によれば、八乙女駅周辺の地震計では1100ガルを超える地震記録が得られたのに対して、富沢駅周辺の地震計は400ガル弱である。富沢駅周辺も、一部地上部があり、RC高架橋が存在するが、これらに損傷は見当たらない。大きな地動最大加速度が観測された八乙女駅～泉中央駅付近に仙台市地下鉄の損傷は集中している。

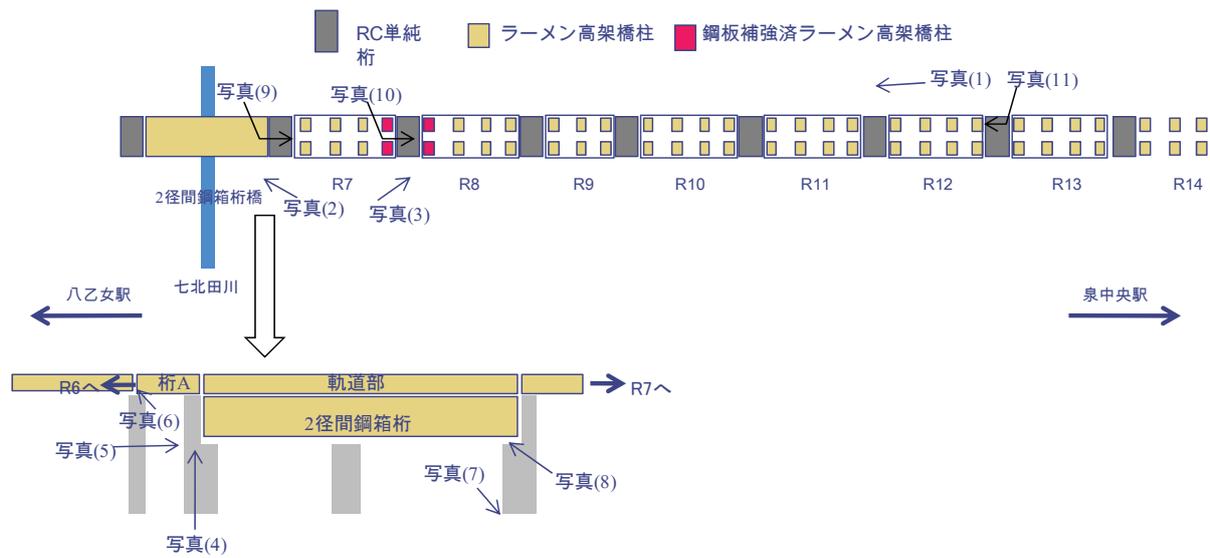


図 9.2.2.2.3-1 仙台市地下鉄八乙女駅～泉中央駅間の高架橋の配置図



写真 9.2.2.2.3-1 1層 RC ラーメン高架橋



写真 9.2.2.2.3-1 2径間鋼箱桁橋



写真(3)

写真 9.2.2.2.3-3 耐震補強された柱



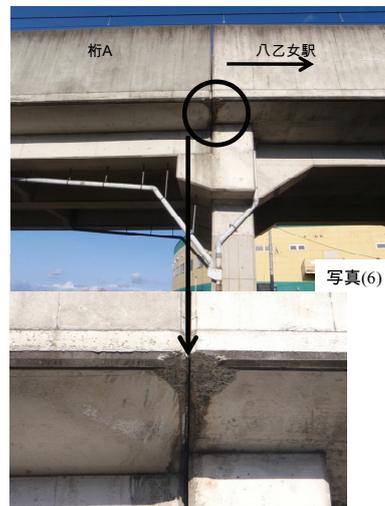
写真(4)

写真 9.2.2.2.3-4 パラペット部の損傷



写真(5)

写真 9.2.2.2.3-5 パラペット部の損傷



写真(6)

写真 9.2.2.2.3-6 桁衝突の様子



写真(7)

写真 9.2.2.2.3-7 橋台全面の岸壁の損傷



写真(8)

写真 9.2.2.2.3-8 鋼製支承



写真 9.2.2.2.3-9 桁受け梁部の損傷 (R7)

写真 9.2.2.2.3-10 桁受け梁部の損傷 (R8)



写真 9.2.2.2.3-11 ラーメン高架橋柱の損傷

図 9.2.2.2.3-1 に、七北田川に架かる 2 径間鋼箱桁とその北側にある高架橋 R7～R14 の配置状況を示す。また、同図内の写真(1)～(11)の位置から撮影した写真を写真 9.2.2.2.3-1～11 として示す。損傷の概要は、2 径間鋼箱桁を受ける橋台（八乙女駅側）のパラペット部の曲げ損傷、高架橋 R7 と R8 の桁受け部横梁のかぶりコンクリートの剥落、および R8～R14 のラーメン高架橋柱にある曲げおよびせん断ひび割れである。これら柱のひび割れはかぶりコンクリートを剥落させるものでなく残留ひび割れ幅も小さい。ラーメン高架橋は、基本的に、別に示す東北新幹線ラーメン高架橋と同じく、端部に位置する RC 柱の損傷が大きい。なお、高架橋 R7 と高架橋 R8 では、端部に位置する柱に鋼板巻き補強が地震前に実施されていたが、これらの柱は無損傷であった（写真 9.2.2.2.3-3）。

写真 9.2.2.2.3-4 と 5 に示されるように、2 径間鋼箱桁を受ける橋台（八乙女駅側）のパラペットの付け根が大きく損傷している。写真 9.2.2.2.3-6 に示されるように、このパラペットが受ける単純桁（桁 A）が八乙女側に移動し、高架橋 R6 と衝突した痕跡がある。地震中に、桁 A は、八乙女駅方向に移動し、パラペットの付け根に大きな曲げモーメントを生じさせ、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しをもたらしたと推察される。また、写真 9.2.2.2.3-9 と 10 に示されるように、対岸の高架橋 R7 や R8 に架かる RC 桁も桁 A と同方向に移動し、桁受け部

のかぶりコンクリートを剥落させている。なお、今回のパラペットの損傷に 2 径間鋼箱桁の挙動がどのように関わったのかは本調査の中で明らかにすることはできなかった。今後、解析による検証が必要である。

写真 9.2.2.2.3-11 に示すように、ラーメン高架橋の柱に曲げやせん断によるひび割れが見られた。これらの残留ひび割れ幅は特に大きなものではなかった。