

# 2018年北海道胆振東部地震における 道路橋の被害

宮森 保紀<sup>1</sup>・佐藤 京<sup>2</sup>・齊藤 剛彦<sup>3</sup>・西 弘明<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 北見工業大学准教授 工学部社会環境系 (〒090-8507 北見市公園町 165 番地)  
E-mail: miyamoya@mail.kitami-it.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 土木研究所寒地土木研究所 主任研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1 番 34 号)  
E-mail: taka4@ceri.go.jp

<sup>3</sup>正会員 北見工業大学助教 工学部社会環境系 (〒090-8507 北見市公園町 165)  
E-mail: saitota@mail.kitami-it.ac.jp

<sup>4</sup>正会員 土木研究所寒地土木研究所 グループ長 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1 番 34 号)  
E-mail: h-nishi@ceri.go.jp

2018年9月6日に発生した北海道胆振東部地震では、33橋で橋梁部材に損傷が発生し、推計震度が6弱以上となった震央西側に集中していた。著者らは現地調査を行うとともに関係者への聞き取りや資料による調査を行った。被害形態としては、支承のサイドブロックや変位拘束構造、沓座モルタルの破損、遊間の異常、橋台の翼壁や胸壁のひび割れなどが多かった。また、部材に損傷が無くても橋梁と取付道路の間に段差が生じるなど、橋の機能に支障が発生した箇所も多数発生した。これらの橋梁にはレベル2地震動に相当する地震動が作用したと考えられるが、交通網全体に深刻な影響を与えるような被害や、これまで想定されていなかったような損傷形態は発生せず、支承周辺や2次部材の損傷など、設計上想定された範囲の損傷にとどまった。

**Key Words:** 2018 Hokkaido Iburi Tobu Earthquake, damage surveys, road bridges, supports, pile bent

## 1. 橋梁被害と調査の概要

2018年北海道胆振東部地震における道路橋の被害状況について、現地調査を行うとともに、道路管理者への聞き取り調査などを行ったので、本稿ではその結果を報告する。

この地震は2018年9月6日午前3時7分、胆振地方中東部の深さ約35kmで発生し、マグニチュードはM6.7だった<sup>1)</sup>。厚真町で震度7、安平町とむかわ町で震度6強を観測するなど、胆振地方東部を中心に強い揺れを観測した。K-NET追分、KiK-net追分の観測点では1300-1400galの最大水平加速度を観測した<sup>2)3)</sup>。

道路橋の被害について述べると、構造部材に被害を受けた橋梁は表-1の33橋であり、図-1のような分布になっている<sup>4)</sup>。これらは震央の西側に多く分布し、気象庁推計震度<sup>5)</sup>が6弱以上となった地域とおおむね一致している。被害形態としては、支承のサイドブロックや変位拘束構造、沓座モルタルの破損、遊間の異常、橋台の翼

表-1 構造部材が損傷した橋梁の内訳

所在地	橋数
厚真町	22
むかわ町	4
安平町	6
苫小牧市	1
計	33

壁や胸壁のひび割れ、ゴム支承本体の損傷などだった。また、部材に損傷が無くても橋梁と取付道路の間に段差が生じるなど、橋の機能に支障が発生した箇所も多数発生した。

著者らのうち、寒地土木研究所寒地構造チームは9月11日-14日に、200gal以上を記録した地域を対象として58橋の調査を行った。また、北見工業大学地震防災工学研究室は9月9日、11月10日-11日に、比較的橋梁被害が多かった震源の西側を中心に28橋を調査した。ま

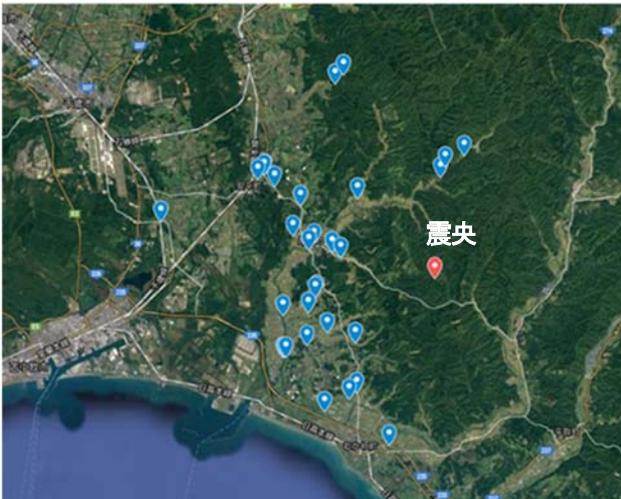


図-1 構造部材が損傷した橋梁の位置<sup>4)</sup>  
(Google map に加筆)

た、土木学会地震工学委員会・地震被害調査小委員会のもとに、2018年北海道胆振東部地震被害調査報告書編集部会（部会長：松本高志・北海道大学教授）が設置され、関係機関への聞き取り調査や提供資料に基づく調査を行った。本報告ではこれらのうち、比較的大きな構造被害を受けた橋梁について被害の概要を報告するものである。

## 2. 主な橋梁被害

### (1) 厚真大橋

図-2の厚真大橋は、厚真町の市街地で厚真川に架かる橋長125mの4径間連続鋼鈹桁橋である。震央からの距離は西北西10.4km、橋軸方向の方位は北北西、2003年に竣工し、1996年（平成8年）道路橋示方書（B活荷重）が適用されている。

支承はゴム支承であり鋼製のサイドブロックが取り付けられているが、図-3のようにサイドブロックの上縁と上沓が接触し、アンカーボルトが破断して脱落するとともに、杓座モルタルの割れも発生した。傾斜にとどまった1カ所のサイドブロック（A2橋台G2桁）以外のすべてで、A1は上流側、A2は下流側が外れていた。また、サイドブロックが残存した側でも上沓に擦過痕または衝突痕があった。一方、橋脚上ではサイドブロックに明瞭な損傷が無かったため、橋梁全体が上空から見て時計回り方向が卓越するように振動したと推測される。支点部の残留変位はA1、A2ともに橋軸方向はパラペット側に100-110mm、橋軸直角方向はサイドブロックが損傷した方向に20-30mmであった。橋脚上では橋軸方向の残留変位で、P3橋脚ではA2側に70mm、P1橋脚ではA1側に数十mmの残留変位が発生していた。ただし、ゴム支承の橋軸方向変位は地震前の定期点検時にすでに発生して



図-2 厚真大橋



図-3 サイドブロックの損傷（A2下流側）  
（厚真大橋）

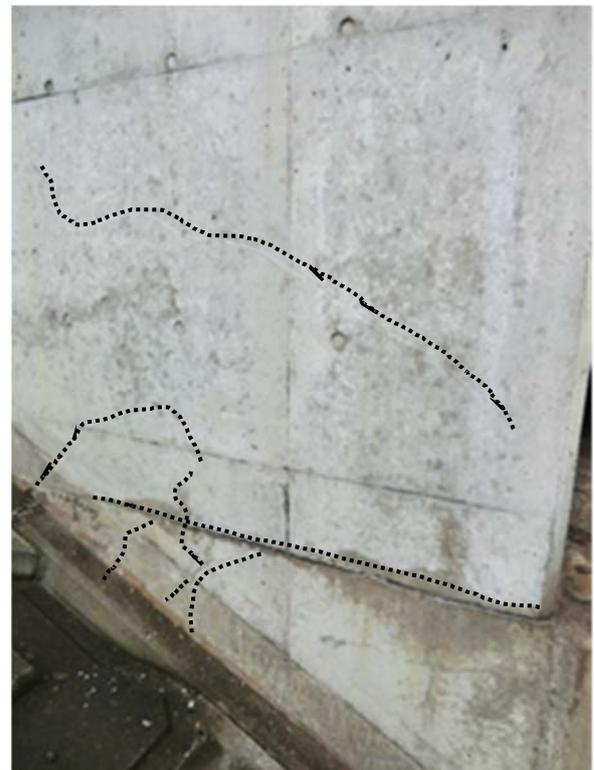


図-4 A1橋台下流側のひび割れ（厚真大橋）  
（点線はおおよそのひび割れ位置）

おり、今回の地震によりどの程度変位が発生したかは不明である。主桁と橋台パラペット間の遊間は 100mm 未満となっており、設計の半分以下まで減少している。

コンクリート部材の損傷は、上述した沓座モルタルの割れや床版ハンチ部のかぶりコンクリートの剥離が発生していた。また、橋台では図-4 のようにパラペットの付け根や翼壁にひび割れが発生していた。鋼部材には特に損傷は見受けられなかった。

橋梁と道路の取付部に関しては、橋台前面と護岸の間に 50mm 程度の隙間や翼壁下にも土砂の流出や沈下による隙間が発生していた。橋面上では伸縮装置の踏掛版の間に 40mm 程度の開口や、取付部の段差や水平方向のずれが約 20mm 生じていた。なお、橋台前面と護岸の間の隙間には地震発生 3 日後の調査でも一部でクモの巣が密集しているなど、地震以前にも一定の下部構造の変位があったものと推測される。

## (2) 厚真新橋

厚真新橋は、厚真大橋から約 600m 上流で震央から西北西 10.0km に架かる橋長 141m の橋梁で、側径間は PC 中空ホロー桁、主径間は 3 径間単純合成鋼桁橋である。橋軸方向の方位は北北西、1976年に竣工し、1972年（昭和 47 年）道路橋示方書（一等橋）が適用され、落橋防止装置が追加されている。平面形状は 64° の斜角を有する。

本橋では A1 側の PC 桁で回転による上部構造のずれが発生した。A1 支点上では上流側の伸縮装置に約 30mm の隙間が発生し、防護柵の継手のスリーブ部分が脱落した。P1 橋脚上では図-5 のようにパット型ゴム支承に約 100mm の橋軸直角方向のずれが発生した。これらのことから、第 1 径間は上空から見て反時計回りに回転したと考えられる。隣接する第 2 径間では鋼桁と掛け違ひ部のパラペットや PC 桁との遊間がほとんどなく一部では接触していたが、顕著な衝突痕は観察されなかった。鋼桁を支持する鋼製支承部では、移動制限装置の損傷や変形が発生しており移動量は 10 - 20mm 程度であった。これらの桁の移動に伴う伸縮装置・高欄の破損も見受けられた。また、両岸の取付部で図-6 のように段差がそれぞれ約 120mm 発生し、橋台の躯体前面の盛土には幅 20-30mm のひび割れが発生していた。

## (3) 上厚真大橋

上厚真大橋は、厚真町南部で震央から西南西 13.7km に架かる橋長 164m、4 径間単純合成桁と単純ワーレントラス（図-7）からなる橋梁である。橋軸方向の方位は東北東、1962年に竣工し、1956年（昭和 31 年）道路橋示方書（二等橋（TL-14））が適用されている。基礎は RC 杭基礎である。



図-5 パット支承のずれ (P1) (厚真新橋)



図-6 取付部の段差 (A2側) (厚真新橋)



図-7 上厚真大橋



図-8 固定支承の損傷 (A2上流側)  
(上厚真大橋)



図-9 北進橋



図-10 コンクリートブロックの損傷 (A2)  
(北進橋)



図-11 咲来橋



図-12 サイドブロックの損傷 (A2) (咲来橋)

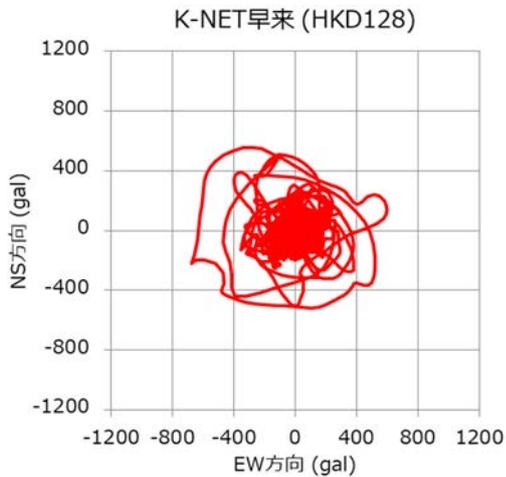


図-13 K-NET 観測加速度<sup>2)</sup>

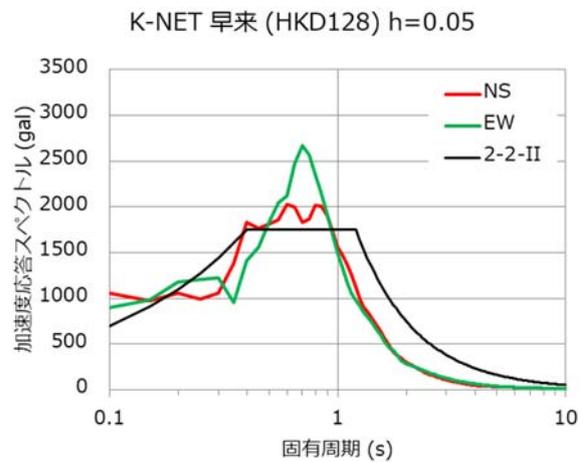
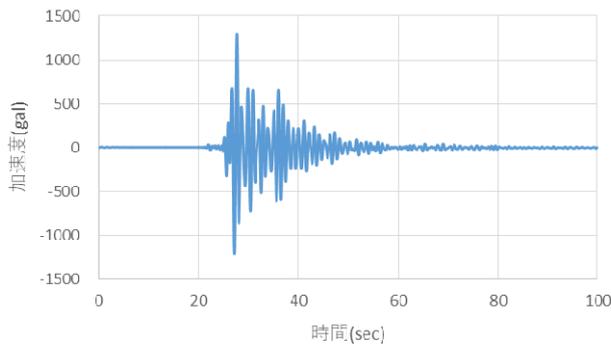


図-14 加速度応答スペクトル (K-NET 早来)

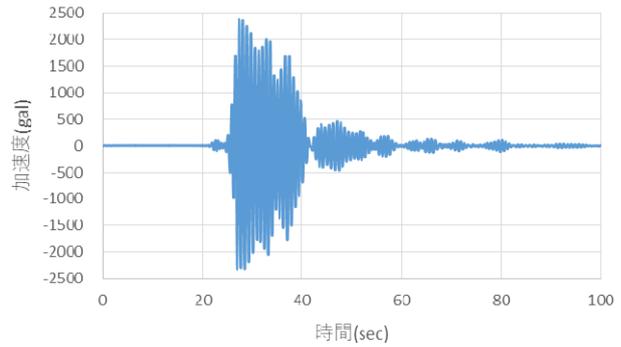
A1 側取付部 (単純合成桁側) に約 100mm の段差, P1 ほかには伸縮装置の破損, P3 で沓座モルタルや台座コンクリートの割れが発生していた。また, ワーレントラスの A2 側では, 地覆コンクリートが割れ, 取付部に約 100mm の段差が発生するとともに, 橋台背面は約 30cm 沈下していた。図-8 の固定支承は, 上沓が橋軸方向橋台側に 50mm 変位していた。この損傷箇所は一見ピンが破断したように見受けられるが, 実際には上沓と下沓の

突起部に腕型のカバーが取り付けられており, このカバーが変形・脱落した状態であった。また, アンカーボルトの抜け出しも発生した。一方, 堅壁には顕著な傾斜は発生しておらず, A2 橋台では, 背面土の沈下と橋台の前方への移動が同時に発生したと考えられる。

なお, 本橋は側歩道橋も並行して架設されているが, 中間橋脚上で支承および沓座モルタルが損壊している箇所があった。



(a) 北進橋モデル（橋軸直角方向応答加速度）



(b) 咲来橋モデル（橋軸直角方向応答加速度）

図-15 時刻歴応答解析結果

#### (4) 北進橋・咲来橋

北進橋は、震央から西北西 16.0km の安平町早来北進地区のニタッポロ川に架かる、単純 PC 中空床版橋である（図-9）。斜角は 90°，橋軸方向の方位は北西，2004 年に竣工し，2002 年（平成 14 年）道路橋示方書（B 活荷重）が適用されている。

A1, A2 両側で橋軸直角方向の変位制限構造（アンカーバー）の保護コンクリートが破損していた（図-10）。コンクリートブロックは上部構造側に取り付けられており，寸法は幅 700mm，高さ 200mm 程度で片側 4 基ずつ 8 基すべてが損傷していた。一部では内部のアンカーキャップが露出していた。また，両橋台の側壁に幅 2.0mm 程度の貫通ひび割れが発生し，伸縮装置の損傷も見受けられた。取付道路の歩道部でも顕著なひび割れや歩道部の陥没が発生していた。

北進橋から南西に 700m の咲来（さっくる）橋は，震央から西北西に 16.2km の橋長 30m の鋼単純鉸桁橋である（図-11）。橋軸方向の方位は北北西，2002 年（平成 14 年）道路橋示方書（B 活荷重）が適用されている。咲来橋でも伸縮装置の損傷のほか，厚真大橋と同様にゴム支承の鋼製サイドブロックが全 32 カ所で脱落した。特に図-12 のように，サイドブロックの上の下フランジが乗り上げたような顕著な変形があった。

これらの 2 橋では橋梁形式が異なるものの，橋軸直角方向の変位制限構造に関する損傷が発生しており，かなり大きな橋軸直角方向変位が発生したことが推測される。両橋の南西方向（北進橋から約 1.4km，咲来橋から約 0.7km）に K-NET 早来観測点（HKD128）が設置されており，図-13 のような加速度と図-14 のような加速度応答スペクトルが得られる。これによると，周期 0.4-0.9(s) で標準加速度応答スペクトル（レベル 2 タイプ II II 種地盤）を上回る応答となることが推定できる。そこで，これらの 2 橋について，橋梁と支承の外形寸法から上部構造質量と支承のせん断バネ定数を推定した簡易な振動系について固有周期を求めたところ，北進橋では 1.1s，咲来橋



図-16 豊丘新橋



図-17 パイルベントの破断（A1）（豊丘新橋）

では 0.8s となった。これらのモデルに対して，K-NET 早来観測波を入力波として Newmark-β法による線形時刻歴応答解析を行ったところ，図-15 のようにいずれも 1000gal を大きく超える最大応答加速度となり，実際の橋梁の状況と整合的であった。

#### (5) 豊丘新橋

豊丘新橋は，厚真町南東部，震央から南西 8.2km でノヤスベ川に架かる，橋長 13m の単純 PC 桁橋である（図-16）。橋軸方向の方位は北，1977 年に竣工し，1973 年（昭和 48 年）道路橋示方書（TL-14）が適用されている。



図-18 宇隆橋



図-19 支点上対傾構の変形 (PI 上) (宇隆橋)



図-20 サイドブロックの脱落と支点の残留変位 (A2) (宇隆橋)



図-21 コンクリートブロック損傷 (A2) (宇隆橋)

本橋は両岸の小橋台を直径約 45cm のパイルベント 5 本ずつで支持しており、パイルベントの頂部は数十 cm 程度露出していた。この露出部で破断し最大で 15cm 程度のずれが発生していた (図-17)。計 10 本のパイルベントのうち 9 本で破断が確認された。破断ずれの方向は、A1 (右岸側) は橋軸方向橋台側へ、A2 (左岸側) は橋軸直角方向上流側へずれた傾向であった。また、PC 桁の桁端部はパラペットに衝突して端部のコンクリートがはがれ落ちた箇所が複数あった。橋台前面の護岸にもひび割れがあり、取付部では 10cm 程度の段差が発生していた。

#### (6) 宇隆橋

宇隆橋は、厚真町東部、震央から西北西 8.5km でウクル川に架かる、橋長 49m の 2 径間連続非合成鋼桁橋である (図-18)。斜角は 60°、橋軸方向の方位は西北西、1999 年に竣工し、1996 年 (平成 8 年) 道路橋示方書 (B 活荷重) が適用されている。

本橋では、図-19 のような対傾構や補剛材などの鋼部材の変形が発生していた。また、上フランジ取付部のハ

ンチのコンクリートの剥離や、上フランジとハンチに隙間が発生した箇所があった。支根部周辺では、両岸橋台で図-20 のような支根部の橋台側への残留変位とサイドブロックの脱落、損傷が発生していた。ゴム支承の残留変位は 50 - 65mm で、過去の定期点検では顕著な支承の変形は記録されていないため、今回の地震によって発生したものと考えられる。中間橋脚上のゴム支承では一部に亀裂が発生していた。また、図-21 のような橋軸直角方向の変位制限構造のコンクリートブロックの損傷も見受けられた。これ以外にも A1 橋台パラペットのコンクリートのひび割れや、橋台前面の護岸コンクリートの損傷など、大規模ではないが橋梁全体に損傷が発生していた。

### 3. 道路橋被害のまとめ

2018年北海道胆振東部地震では、33橋で橋梁部材に損傷が発生した。これらの橋梁にはレベル 2 地震動に相当する地震動が作用したと考えられるが、交通網全体に深

刻な影響を与えるような被害や、これまで想定されていなかったような損傷形態は発生せず、支承周辺や2次部材の損傷など、設計上想定された範囲の損傷にとどまった。パイルベントの破断が1橋発生したが、耐震性に劣ることがこれまでも指摘されている構造形式であった。

震源に近い橋梁の被害は比較的大きい傾向はあったが、震源から離れていても損傷した橋梁があるほか、震央距離が比較的近くても無被害や被害が軽微な橋梁も多数ある。このため被災メカニズムの考察では、橋梁の構造や適用示方書、振動特性と地震動の特徴を詳細に分析する必要がある。

今後は本報告で取り上げなかった橋梁の応答痕跡や、今回の地震でも多発した橋梁取付部の段差の発生状況などをまとめて、地震動と橋梁被害の関係の詳細を明らかにする必要がある。さらに、橋梁の地震被害をさらに軽減するための構造ディテールに関する知見も蓄積する必要がある。また、支点部に残留変位があった橋梁でも、地震以前の定期点検記録に支承の変形として記載されていた例もあり、地震後の構造物の性能評価を迅速、適切に行うためには、橋梁の定期点検結果の定量的なデータ化などもさらに検討する必要がある。

**謝辞：**被害調査・資料収集にご協力いただいた関係機関の皆様に感謝申し上げます。また、本調査の一部は科学研究費特別研究促進費「平成30年北海道胆振東部地震と関連する災害に関する総合調査」により行われました。

全国強震観測網 K-NET の観測データおよびユーティリティプログラム SMDA2 は防災科学技術研究所により提供されました。現地調査、データ整理・解析に際しては青地知也氏（株式会社開発工営社）、内山明人氏（研究当時北見工業大学4年）の協力を得ました。ここに記して感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：平成30年北海道胆振東部地震の評価，[https://www.static.jishin.go.jp/re-source/monthly/2018/20180906\\_iburi\\_3.pdf](https://www.static.jishin.go.jp/re-source/monthly/2018/20180906_iburi_3.pdf)，2018.（2018年12月7日閲覧）
- 2) 防災科学技術研究所：平成30年北海道胆振東部地震による強震動，[http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/top-ics/html20180906030750/main\\_20180906030750.html](http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/top-ics/html20180906030750/main_20180906030750.html)，2018.（2018年12月7日閲覧）
- 3) 土木学会地震工学委員会 地震被害調査小委員会：2018年北海道胆振東部地震被害調査報告書，第2章 震源・地震動・地殻変動，pp.28-58，2019.
- 4) 土木学会地震工学委員会 地震被害調査小委員会：2018年北海道胆振東部地震被害調査報告書，第4章 道路構造物の被害，pp.183-207，2019.
- 5) 気象庁：推計震度分布図，2018年09月06日03時08分胆振地方中東部M6.7，[https://www.data.jma.go.jp/svd/cew/data/suikci/201809060308\\_146201809060308\\_146\\_1.html](https://www.data.jma.go.jp/svd/cew/data/suikci/201809060308_146201809060308_146_1.html)，2018.（2018年12月7日閲覧）

## DAMAGE OF ROAD BRIDGES BY 2018 HOKKAIDO IBURI TOBU EARTHQUAKE

Yasunori MIYAMORI, Takashi SATOH, Takehiko SAITO and Hiroaki NISHII

33 road bridges have suffered structural damages by the 2018 Hokkaido Iburi Tobu Earthquake which was the most severe earthquake in Hokkaido, Japan. These damaged bridges were located in the western part of the epicenter which area exceeded JMA seismic intensity scale 6-. We have conducted both on-site and documentary surveys and also had interviews with road authorities.

From these investigations, there is no severe damage that brought to long term traffic disruption and all damage cases have been known in previous earthquakes. Some bridges had damages on the side blocks and concrete blocks of rubber bearings. During the earthquake, a large inertial force that equivalents to Level 2 earthquake in the Japanese seismic design code for highway bridges acted to these structural members and therefore these damages were expected in the bridge seismic design. A short span concrete bridge had pile bent foundation under small abutments and 9 of 10 piles ruptured during the earthquake. This type of foundation was already warned by low seismic performance. Rotational movements of a concrete bridge span, a horizontal gap in steel bearing and clacks on concrete abutments were also observed in the investigation. In the out of structurally damaged bridges, level difference or subsidence between bridge joints and backfill have emerged. These defects prevented local traffic although road authorities repaired in the short term.

There was a grope of intact bridges near the epicenter. Therefore further investigations need about dynamic responses of bridge, input excitation force and the applied design code of existent bridges for the better seismic design of highway bridges.