

東北地方太平洋沖地震における道路橋の被災状況から確認される特徴的損傷 ー 現行の設計基準に適合した耐震補強がなされた橋梁の損傷 ー

Characteristic Damages to Highway Bridges from the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

(独) 土木研究所寒地土木研究所
(独) 土木研究所寒地土木研究所
(独) 土木研究所寒地土木研究所
(独) 土木研究所寒地土木研究所
大日本コンサルタント(株)

○正会員 澤松俊寿 (Toshikazu Sawamatsu)
正会員 三田村浩 (Hiroshi Mitamura)
正会員 佐藤 京 (Takashi Sato)
正会員 西 弘明 (Hiroaki Nishi)
正会員 佐々木達生 (Tatsuo Sasaki)

1. はじめに

2011年3月11日に、日本における観測史上最大のマグニチュード9.0を記録した東北地方太平洋沖地震が発生した。主に地震動による道路橋の被害状況を把握するために、宮城県内の橋梁について現地調査を実施した。

本調査は、主に地方自治体が管理する橋梁の耐震補強を段階的に進めることを基本とした場合において、優先的に補強を実施すべき橋梁形式やその部位、補強方法等を明確にするための基礎資料を得ることを目的としており、調査においても主に地方自治体管理の橋梁に着目した。調査結果はその後のシミュレーション解析に活用されるものであり、調査においては損傷状況の把握のみならず部材の経年劣化の状況にも着目した。また、反発度法による下部構造のコンクリート強度の推定、常時微動測定による表層地盤特性の調査を実施した。

本報では、調査結果のうち現行の道路橋設計基準¹⁾に適合した耐震補強が実施されている橋梁の損傷状況について報告する。

2. 調査方法

2.1 調査エリア

調査は宮城県内の主に地方自治体管理の45橋について実施した。

2.2 調査内容

橋梁部材の損傷状況、橋梁前後の道路盛土の状況、部材の経年劣化の状況等に着目して調査を行った。また、損傷の卓越している方向と地震動の卓越方向にも着目した。

3. 調査結果

3.1 広瀬大橋

(1) 橋梁諸元

本橋梁は仙台市の南東約 8km に位置する河川橋である。構造形式は上部構造が 4 径間連続鋼I桁×2 連(橋長 370.6m) で 4 主桁である。下部構造が壁式の RC 橋脚である。現行耐震設計基準に適合する耐震補強として橋脚の RC 巻立て、変位制限構造、落橋防止構造が設置されている。橋梁諸元を表-1 に示す。

なお、E-W 方向は本橋梁の橋軸方向とほぼ一致する。また、周辺の強震動の観測記録を用いて距離減衰式で算出した架橋地点の地表面最大加速度は 1,275gal である。

(2) 損傷状況

RC 巻立て補強が施されている橋脚に損傷は認められなかった。A1 橋台の支承は、移動制限部にずれ (35mm ; 遊間小側) が生じ、支承部の変位制限構造である緩衝ピンにおいて G1,G2 の台座コンクリートに割れが生じていた。これより、地震時に確実に変位制限構造が機能しており、支承本体が保護されたと考えられる。耐震性を考慮する部材に関しては、交通に支障をきたすような損傷は発生しておらず、本地震に対しては耐震対策が十分な効果を発揮していたと考えられる。



図-1 広瀬大橋

表-1 広瀬大橋の橋梁諸元

上部工形式	4 径間連続鋼I桁×2 連(370.6m)
設計基準	S55 年道路橋示方書
地盤条件	II 種地盤
橋脚形状	RC 壁式橋脚
支承形式	鋼製支承 (BP・A)
耐震補強	現行の設計基準に適合する補強 橋脚：RC 巻立て 変位制限構造：緩衝ピン 落橋防止構造：緩衝チェーン PC ケーブル
劣化状況	支承部付近上部工取付け部に発錆 (A1, P1)
橋軸方向	E-W 方向



図-2 P3 橋脚支点上での対傾構の損傷



図-3 P5 橋脚支点上での対傾構の破断

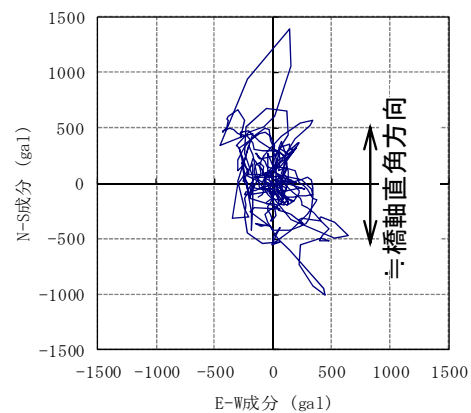


図-4 広瀬大橋架橋地点最寄りの K-NET 観測点 (MYG013 仙台) での加速度オービット

一方で、橋脚支点上において耐震性を考慮しない部材である対傾構に損傷が認められた。図-2 に示すように P3 橋脚支点上では、V 型対傾構の片側のみ中央付近で座屈するように損傷が生じている。本橋梁は 4 主桁の橋梁であるが図-2 のように全ての主桁間の対傾構において同じ側かつほぼ同じ位置で損傷が認められた。P5 橋脚支点上では図-3 に示すように対傾構とガセットの接続部で破断が生じていた。これについても P3 橋脚における損傷と同様に各主桁間で同様の位置で生じていた。なお、このような損傷は橋脚支点上のみで生じていた。

(3) 対傾構の損傷メカニズムに関する考察

図-2、図-3 に示した対傾構の損傷メカニズムについて考察する。図-4 は本橋梁の最寄りの K-NET 観測点 (仙台 MYG013) で観測された本震での加速度オービットである。N-S 方向成分が卓越しており最大で約 1,400gal の加速度を記録している。N-S 方向は本橋梁の橋軸直角方向とほぼ一致するが、このことも損傷を助長した原因の 1 つであると考えられる。本橋梁の支承は鋼製支承であり橋軸直角方向には固定条件である。また、橋脚は壁式橋脚でかつ RC 巻立てによる補強が施されていることから橋軸直角方向に大きな剛性を有していると

考えられる。

図-5 は地震動による慣性力作用時に対傾構に生じる力を模式的に示したものである。紙面の右側に向かって慣性力が作用した場合 (赤色の矢印)、慣性力に起因した床版からの水平反力により左側の対傾構には圧縮力が作用する。P3 橋脚支点上では、この圧縮力によって座屈が生じたと考えられる。また、紙面の左側に向かって慣性力が作用した場合 (青色の矢印)、左側の対傾構には引張力が作用する。このような引張力によって P5 橋脚支点上ではガセットと対傾構の座屈が生じたと考えられる。

本橋は、耐震補強として橋脚の RC 巻立て、支承部に変位制限構造が設置されている。橋脚や支承は地震時に損傷が生じやすい部材であるが、補強により耐力が向上したために、相対的に耐力の小さい対傾構に損傷が生じたものと考えられる。橋梁の耐震設計では橋脚基部に損傷を誘導することが基本である。しかしながら、本事例の損傷は設計で想定した損傷モードと異なるものである。落橋等の重大な損傷ではないものの、耐震補強においては補強対象部材の周辺の部材にも配慮する必要があると考えられる。ただし、単純に周辺の部材の剛性や耐力を

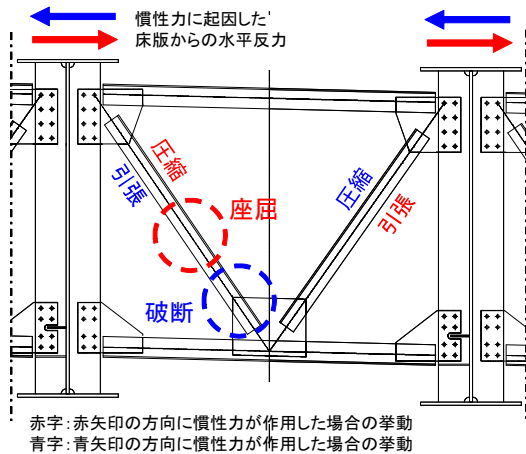


図-5 推定される対傾構の損傷メカニズム

向上させてしまうと、主桁等に想定外の損傷を招く恐れがあるがため、これについては今後、調査研究を進めていくべき課題である。

3.2 高城川新橋

(1) 橋梁諸元

本橋梁は仙台市の北東約 25km に位置する河川橋である。構造形式は、上部構造が 2 径間連続鋼I桁(64m)+3 径間連続鋼箱桁(137m)、下部構造が RC 橋脚である。橋脚の RC 巻立て、変位制限構造、落橋防止構造が施されており、現行設計基準に適合する耐震補強が実施されている。橋梁諸元を表-2 に示す。

なお、E-W 方向は本橋梁の橋軸方向とほぼ一致する。また、距離減衰式で算出した架橋地点の地表面最大加速度は 1,158gal である。

(2) 損傷状況

RC 巻立てによる補強が施された橋脚に損傷は認められなかった。

かけ違い部である P2 橋脚において支承取り付け部で損傷が認められた。図-7 に示すように、鋼箱桁において支圧型ピン支承から箱桁下フランジが引き剥がれるように損傷し、G3 桁では大きく破断している。また、セットボルトにゆるみが認められた。支承においては P3 側へ機構上の限界まで回転した状態であった。図-8 は G2 桁の支承の側面の状況である。支承の回転変位の残留が大きいことがわかる。また、ソールプレート周辺の下フランジにおいては鉛直上向きの凸型に変形が残留している。

(3) 支承取り付け部の損傷メカニズムに関する考察

図-7、図-8 に示した支承取り付け部の損傷メカニズムについて考察する。本橋梁の支承は鋼製ピン支承であることから、橋軸方向の回転のみ自由である。また、図-9 は本橋梁の最寄りの K-NET 観測点（仙台 MYG013）で観測された本震での加速度オービットである。E-W 方向成分が卓越しており最大で約 2,000gal の加速度を記録している。E-W 方向は本橋梁の橋軸方向とほぼ一致することから、地震時には橋軸方向に大きな応答が生じた

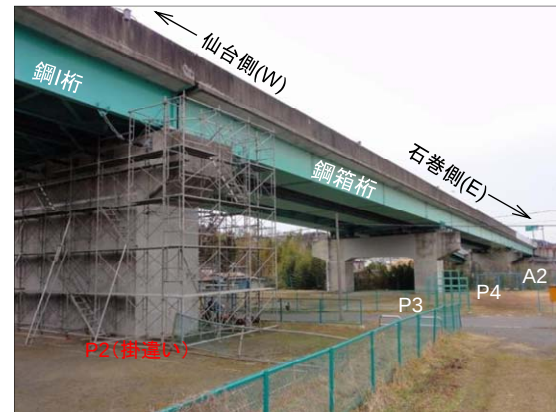


図-6 高城川新橋

表-2 高城川新橋の橋梁諸元

上部工形式	2 径間連続鋼I桁(64m) +3 径間連続鋼箱桁(137m)
設計基準	S55 年道路橋示方書
地盤条件	II 種地盤
橋脚形状	RC ラーメン橋脚、壁式橋脚
支承形式	鋼製支承（ピン支承）
耐震補強	現行の設計基準に適合する補強 橋脚：RC 巻立て 変位制限構造：緩衝ピン、ストッパ （段差防止構造兼用） 落橋防止構造：緩衝チェーン
劣化状況	認められない
橋軸方向	E-W 方向

ものと考えられる。これらを踏まえると、支承取り付け部の損傷状況を説明できるメカニズムは図-10 のようなものであると考えられる。すなわち、地震動に伴う応答により、まず橋軸方向に P1 側（鋼箱桁の桁端方向）へ桁が移動する。支承については橋軸方向へは回転変位のみが許されるため、桁の移動に伴い図-10 (a)のように上沓の回転（紙面反時計まわり）が生じ、上沓に持ち上げられるように鋼箱桁の下フランジが上向きに変形する。このとき、下フランジが降伏し下フランジが鉛直上向きに凸型の変形が残留したのと考えられる。その後の桁の応答により逆側へ桁が移動することにより図-10 (b)のように上沓が紙面時計まわりに回転し、今度は上沓に引っ張り下げられたと考えられる。図-10 (a)において上向きに下フランジの変形が残留していたことも助長し、下フランジの引き剥がれるような損傷が生じたものと考えられる。

本橋梁については、段差防止機能を兼ねた変位制限構造を設置する際に、支承の周辺において段差防止構造の反力受けのために箱桁内部に補強が施されたようである。この補強により支承部周辺において局所的に下フランジの剛性が異なったことから補強されていないソールプレート周辺において応力集中が発生し、損傷を招いたものと



(a) G3 桁



(b) G2 桁



(c) G1 桁

図-7 支承受け部の損傷状況（正面）



図-8 支承受け部の損傷状況（G2，側面）

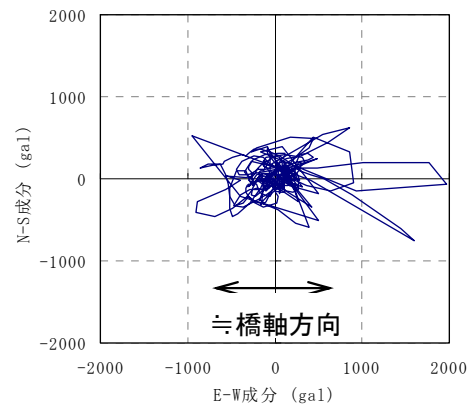


図-9 架橋地点最寄りの K-NET 観測点（MYG012 塩竈）での加速度オービット

考えられる。

また、橋脚には RC 巻立て補強が施されており、相対的に支承受け部周辺が弱部となった可能性がある。

4. まとめ

東北地方太平洋沖地震による道路橋の被害状況を把握するために、宮城県内の橋梁について現地調査を実施した。本報では、現行の道路橋設計基準に適合した耐震補強が実施されている橋梁の損傷状況および損傷メカニズム等について検討を行った。以下に本報のまとめを示す。

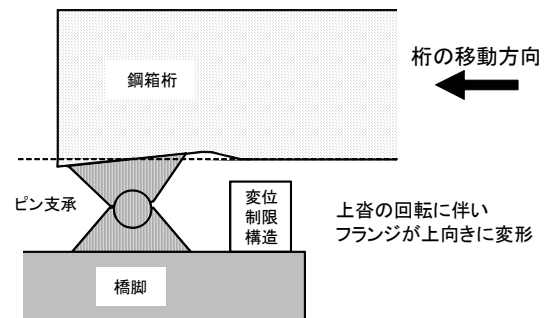
- (1) 耐震補強した部材には損傷は認められないが、設計において耐震性を考慮しない上部工に損傷が生じた事例があった。特に、補強された橋脚上の固定支承周辺に損傷が生じていた。
- (2) 上記のような損傷を防ぐためには、耐震補強においては補強対象部材の周辺の部材にも配慮する必要があると考えられる。ただし、単純に周辺の部材の剛性や耐力を向上させるのではなく、補強の影響により他の主桁等に想定外の損傷が生じないことも確認しておく必要があると考えられる。

謝辞

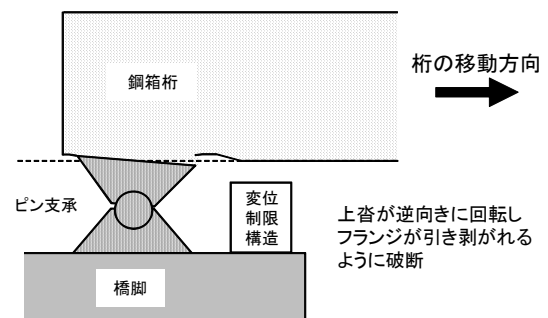
本報では、防災科学技術研究所 K-NET の観測波を使用させていただきました。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002。



(a) 西 (W) 側への桁の移動



(b) 東 (E) 側への桁の移動

図-10 推定される支承受け部の損傷メカニズム