

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 —同様の形式でかつ近接した橋梁での損傷程度の相違—

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	○正会員	三田村浩	(Hiroshi Mitamura)
(独) 土木研究所寒地土木研究所	正会員	澤松俊寿	(Toshikazu Sawamatsu)
(独) 土木研究所寒地土木研究所	正会員	佐藤 京	(Takashi Sato)
(独) 土木研究所寒地土木研究所	正会員	西 弘明	(Hiroaki Nishi)
大日本コンサルタント(株)	正会員	田代大樹	(Daiki Tashiro)

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において段階的に耐震補強を進めることを基本とした場合の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、調査結果のうち同様の橋梁形式でかつ近接しているにも関わらず、損傷の程度が大きく異なる橋梁について、損傷程度が異なる要因に着目し調査結果を報告する。

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

(1) 損傷調査

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。

(2) 常時微動測定による表層地盤特性の調査

架橋地点の表層地盤の振動特性を把握するために地盤の常時微動測定を実施した。

① 計測方法

計測は、A1側、A2側の橋台周辺および堤防1カ所の計3カ所とした。なお、橋梁基礎等の測定値に影響を与えと考えられるものがある場所を避けて計測を実施した。

計測には3軸速度計(Gonet-1-2S3D)を用いた。測定状況を図-1に示す。測定時間長は近傍での車両の通行

状況に応じて15～30分間、サンプリング周波数は100Hzとした。

② 計測結果の処理方法

測定結果の時刻歴から振動源の影響を大きく受けたと考えられるノイズ部分を避け、振幅が比較的安定している40.96秒間のデータセットを10区間抽出し解析対象とした。選択した10データセットのフーリエ振幅スペクトルを求め、で平滑化(バンド幅0.37HzのParzen Window)を行った。さらに、10区間のスペクトルを相加平均した後に、水平動成分のフーリエ振幅スペクトルを上下動成分のフーリエ振幅スペクトルで除することによりH/Vスペクトル比¹⁾を算出した。ここで水平動についてはNS成分とEW成分の二乗和平均とした。

3. 調査結果

3.1 錦橋、鹿ヶ城大橋

(1) 橋梁諸元

錦橋および鹿ヶ城大橋(図-2)は宮城県登米市に位置する河川橋である。2橋間の距離は約500mであり、東北地方太平洋沖地震の震央距離は約160kmである。両橋の橋梁諸元を表-1に示す。設計基準、斜角の有無、地盤条件、橋脚形状、耐震補強履歴、橋軸方向が同条件である。

図-3に常時微動測定から得られたH/Vスペクトル比を示す。錦橋および鹿ヶ城大橋でほぼ同様のスペクトル特性を示しており、両橋がごく近接していることを考え



図-1 常時微動の測定状況



(a) 錦橋



(b) 鹿ヶ城大橋

図-2 橋梁全景

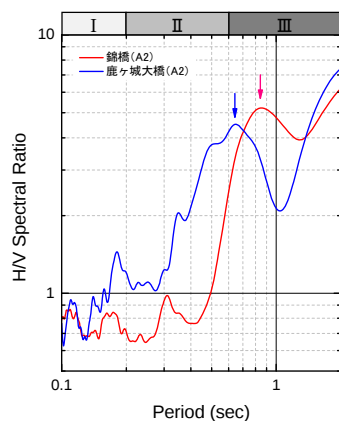


図-3 H/V スペクトル比（錦橋、鹿ヶ城大橋）

ると、これら2橋で入力地震動は大きく異なるものでないと判断される。またピーク周期はそれぞれ 0.83sec、0.63sec と、両橋の設計に用いられた地盤条件であるⅢ種地盤と整合するものである。

(2) 損傷状況

a) 錦橋

高水敷からの遠方目視においては橋脚の損傷は認められなかった。

P2 橋脚上においては、図-4 に示すように桁が橋軸直角方向に 40cm 程度移動して照明柱に衝突していた。これにより照明柱が大きく損傷していた。当該部では鋼製支承（線支承）のアンカーボルトの破断、沓座モルタルの欠損が認められた。また、支承に腐食劣化が認められた。

調査時には、A2 橋台においてパラペット部の打替え

表-1 橋梁諸元

	錦橋	鹿ヶ城大橋
2 橋間距離	506m	
上部工形式	単純ボステン T 桁×3 連 (102m)	3 径間連続非合成鋼 I 桁 (128m)
竣工年	S58 年	H1
設計基準	S55 年道路橋示方書	
単純／連続	単純	連続
斜角の有無	無	
交角の有無	有	無
地盤条件	Ⅲ種地盤	
橋脚形状	壁式橋脚	
支承形式	鋼製支承 (線支承)	鋼製支承 (BP-A)
耐震補強	無	
劣化状況	支承部の腐食	無
橋軸方向	≒E-W 方向	
PGA	1017.4gal	1045.4gal

※下線部は2橋が同一の条件

工事が実施されていた（図-5）。桁の衝突によりパラペットが大きく損傷したことが予想されるが、詳細は不明である。橋軸方向および橋軸直角方向へ大きくかつ複雑な挙動を示したものと考えられる。

なお、工事中であったため路面および背面土の段差については調査を行っていない。

b) 鹿ヶ城大橋

高水敷からの遠方目視においては橋脚の損傷は認められなかった。A1 橋台において図-6 に示すように落橋防止装置のアンカーボルトが欠落していた。また、A1、A2 橋台で沓座モルタルの割れが生じていた。支承（BP-A）については、可動支承である A2 橋台側で支承の移動制限部が接触していたものの損傷は認められない。

(3) 錦橋と鹿ヶ城大橋の被害程度の相違に関する考察

近接した橋梁であることと常時微動測定結果を踏まえると、両橋では入力地震動が類似していると判断される。また、橋梁形式の相違点としては、上部工については錦橋では PC 桁に対し、鹿ヶ城大橋が鋼 I 桁であること、また支承形式については錦橋が線支承、鹿ヶ城大橋が BP-A であることがあげられる。これらを踏まえて、損傷程度の相違について考察する。

両橋を比較すると、錦橋の損傷程度が大きい。錦橋は支承の破壊に伴う桁の横ずれ、桁の衝突によるものと考えられるパラペットの打替えが確認されたが、鹿ヶ城大橋は支承の移動制限装置の接触が認められた程度である。

上部工重量に着目すると、鹿ヶ城大橋に比べ錦橋のほうが重量が大きく地震時に桁に作用した慣性力も大きいものであったと想定される。ここで、両橋の橋脚は壁式で比較的に剛である。橋軸直角方向の応答に着目すると、上部工と下部工の接続部である支承に大きな力が作用したと考えられる。本橋梁は、橋脚は壁式であることから比較的橋軸直角方向の耐力が大きい。



図-4 P2 橋脚における桁の水平移動（錦橋）



図-5 橋台パラペットの打替え（錦橋）



図-6 落橋防止装置のアンカーボルトの欠落（鹿ヶ城大橋）



(a) 志田橋



(b) 敷玉橋

図-7 橋梁全景

また、両橋とも鋼製支承ではあるものの、損傷のない鹿ヶ城大橋が BP-A なのに対し、桁の水平移動が生じた錦橋は線支承である。線支承は橋軸直角方向に抵抗が小さい。このことが損傷を大きくした要因の一つと考えられる。

3.2 志田橋、敷玉橋

(1) 橋梁諸元

錦橋および鹿ヶ城大橋（図-7）は宮城県大崎市に位置する河川橋である。2 橋間の距離は約 2,600m であり、東北地方太平洋沖地震の震央距離は約 170km である。両橋の橋梁諸元を表-2 に示す。設計基準、斜角の有無、交角の有無、地盤条件、橋脚形状、支承形式が同条件である。

図-8 に常時微動測定から得られた H/V スペクトル比を示す。2 橋においてはほぼ同様のスペクトル特性を示しており、両橋がごく近接していることを考えると、これら 2 橋で入力地震動は大きく異なるものでないと判断

される。またピーク周期はそれぞれ 0.63sec、0.83sec と両橋の設計に用いられた地盤条件であるⅢ種地盤と整合するが、敷玉橋はⅡ種地盤に近いほうのⅢ種地盤である。

(2) 損傷状況

a) 志田橋

A2 橋台では、図-9 に示すように桁が支承から脱落し、支承が桁と橋台パラペットに挟まれた状態で損傷していた。当該部では、桁が地震時に橋台と反対側へ大きく移動して支承から脱落した後に、パラペット側へ移動した際に桁と支承が衝突し、支承本体がパラペット側に移動したと考えられる。これにより、伸縮装置（鋼製ジョイント）部で 70mm の段差、100mm 以上の開きが認められた。また、A2 側のゲルバーヒンジ部でせり上がりが生じていた。

P1、P6 橋脚に曲げひび割れが生じており、図-10 に示すように RC 巻立てによる補修中であった。A1 橋台において背面土の沈下により 160mm 程度の段差が生じ円滑な通行の障害となっていた（図-11）。

なお、敷玉橋と比較して支承の腐食が進行している傾向にあった。

b) 敷玉橋

支承、変位制限装置、落橋防止構造に損傷は認められなかった。なお、橋脚においては柱部の軸方向鉄筋に沿った幅 1mm 程度のクラックが認められたが、地震ではなく鉄筋の腐食によるものと推測される。護岸の沈下により図-12 のように側道橋のコンクリートが損傷していたが、構造的に問題となるものではないと考えられる。

(3) 志田橋と敷玉橋の被害程度の相違に関する考察

上述のとおり両橋では入力地震動が類似していると判断される。また、表-2 に示した 2 橋の橋梁諸元を踏まえて、損傷程度の相違について考察する。

志田橋では、橋脚柱の被害、支承からの桁逸脱、支承部損傷、ゲルバーヒンジ部の段差等の被害が確認された。一方で、敷玉橋では構造的な損傷は認められない。同設計基準、同形式の RC ラーメン橋脚、支承形式（線支承）であるが、橋長、幅員、上部工とも志田橋の方が大きくゲルバー桁のため固定橋脚が分担する上部工重量が大きいこと、またゲルバー部はヒンジ構造であるため主桁剛性が小さいことなどが、両橋の損傷程度の相違を招いた要因の一部と考えられる。また、志田橋については

表-2 橋梁諸元

	志田橋	敷玉橋
2 橋間距離	2,621m	
上部工形式	9 径間鋼非合成ゲルバー桁 (266.2m)	単純非合成鋼 I 桁 (112.7m)
竣工年	S33 年	S27 年
設計基準	S14 年鋼道路橋設計示方書案	
単純／連続	ゲルバー	単純
斜角の有無	無	
交角の有無	無	
地盤条件	Ⅲ種地盤	
橋脚形状	門型橋脚	
支承形式	鋼製支承 (線支承)	
耐震補強	無	橋脚：無 支承： ：鋼製ブラケット 落橋防止構造 ：PC ケーブル
劣化状況	桁端部、支承部に腐食	無
橋軸方向	≒SE-NW	≒E-W
PGA	643.2gal	626.9gal

※下線部は 2 橋が同一の条件

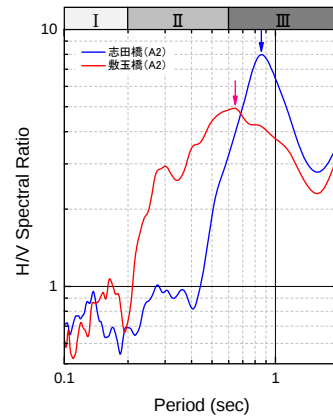


図-8 H/V スペクトル比 (志田橋、敷玉橋)



図-9 桁の脱落および支承の損傷 (志田橋)



図-10 橋脚の補修状況 (志田橋)



図-11 橋台背面土の沈下 (志田橋)



図-12 護岸沈下による損傷 (敷玉橋)

支承の腐食が認められたことから、設計で想定したような挙動を示さなかった可能性がある。

なお、志田橋については、橋脚と比較して支承、伸縮装置、ゲルバー接合部などに損傷が大きい傾向がある。このため、このような部位を選択的かつ集中的に補強することで、高い耐震効果が得られるものと考えられる。

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、同様の橋梁形式でかつ近接した橋梁について、損傷程度の差異とその要因に着目し調査結果を報告した。以下に本報のまとめを示す。

- (1) 設計基準、橋梁形式がほぼ同様で、入力地震動も同様と判断される橋梁であっても、損傷程度が大きく異なる事例が確認された。
- (2) 損傷程度に差が生じた要因としては、上部工形式の

違い、上部工重量差、鋼製支承においても支承形式の違いによる耐力差、腐食による支承の機能消失等が考えられる。

今後は、本橋以外の橋梁についても調査損傷分析を行いつつ、今回のような要因についてシミュレーション解析を実施し、優先的に耐震補強を進めるべき橋梁形式や部位、効果的な補強方法等について検討する予定である。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) 大町達夫，紺野克明，遠藤達哉，年縄巧：常時微動の水平動と上下動のスペクトル比を用いる地盤周期推定法の改良と適用，土木学会論文集，No.489/I-27，pp. 251-260，1994。