

東北地方太平洋沖地震を受けた構造形式が異なるRCラーメン高架橋の被害分析

醍醐 宏治¹・小林 将志²

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所（〒151-8512 東京都渋谷区代々木2丁目2番地6号）
E-mail: kouji-daigo@jreast.co.jp

²フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所（〒151-8512 東京都渋谷区代々木2丁目2番地6号）
E-mail: masa-kobayashi@jreast.co.jp

東北地方太平洋沖地震により鉄筋コンクリートラーメン高架橋の一部に損傷が生じた。本論文では、構造形式の異なる高架橋が並行する地区を対象として、同一の地震動を受けた構造形式の異なるRCラーメン高架橋の地震応答性状の違いを明らかにすることを目的に、柱の損傷状況から平面変形モードの推定を行った。その結果、同一の地震動を受けた場合でも高架橋の構造形式や構造物の配置によって地震時の応答が異なることを示した。

Key Words : *the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, seismic damage, viaduct columns, seismic behavior*

1. はじめに

土木構造物の耐震設計基準は、大規模地震によって構造物に大きな被害が生じる度に地震による作用力や設計方法が見直されてきた。鉄道構造物の耐震基準は、1970年までの耐震基準¹⁾（以下、旧耐震基準と呼ぶ）では、構造物の応答として200～300gal程度を想定し、地震による作用を外力として構造物に作用させ、発生する応力が許容応力度を上回らないことを確認する設計としていた。その後、1983年の耐震基準²⁾から、それまでの設計方法を踏襲しつつ、1,000gal程度の応答に耐えられることを目的として、地震時に粘り強い性能を持つような耐震設計上の構造細目が追加された。1995年に発生した兵庫県南部地震による甚大な被害を受けて1999年に制定された耐震基準³⁾（以下、新耐震基準と呼ぶ）では、中規模地震（L1）で最大800gal程度、大規模地震（L2）で最大2,000gal程度の弾性加速度応答スペクトルに対し、所要の耐震性能を確保することとしている。現在の耐震基準⁴⁾は、新耐震基準の設計方法を踏襲しつつ、大規模地震（L2）を一律に定めずに、構造物の建設地点ごとに設計地震動を設定している。

実構造物の地震による損傷に関する既往の研究は、構造物の損傷と設計上の耐震性能に関する研究^{5) 6)}や、地震による構造物の損傷と供用性の判定に関する研究⁷⁾などがある。しかし、いずれも兵庫県南部地震以前の耐震基準で設計された構造物が対象とされており、新耐震基

準で設計された構造物の損傷や地震時の応答性状に関する報告はほとんどない。また、異なる構造形式の構造物が同一の地震動を受けた場合の、応答性状の違いに関する研究は極めて少ない。

2011年3月11日に発生したMw9.0の東北地方太平洋沖地震において、新耐震基準で設計したRC高架橋が初めて大きな地震動を受けた。また、この高架橋に隣接して旧耐震基準により設計された構造形式の異なるRC高架橋が建設されており、これらの高架橋はほぼ同一の地震動を受けたものと考えられる。そこで本研究では、新旧耐震基準により設計されたRC高架橋の損傷状況について東北地方太平洋沖地震の本震直後に調査を行い、それぞれの損傷状況について比較を行う。また、それぞれのRC高架橋の地震時応答について損傷状況から構造物の変形モードを推定し、構造形式等が地震時応答に与える影響について考察を行う。

2. 対象とするRCラーメン高架橋の概要

(1) 対象構造物の概要

今回対象とする構造物は、図-1に示す東北新幹線と東北本線のRCラーメン高架橋である。これらの高架橋は隣接して構築されており、地上部を走る東北本線の脇に新幹線高架橋が建設され、その後東北本線が道路との連続立体交差化を目的として高架化されたものである。それぞれの高架橋の概要を以下に示す。なお、どちらの高

架橋も高架橋の橋軸方向がほぼ南北方向に位置する配置となっており、構造物周辺の地質は洪積層の砂礫が厚く堆積し、その上に沖積層が薄く分布するほぼ様な地盤である。⁵⁾

a) 旧耐震基準で設計されたRC高架橋（東北新幹線）の概要

旧耐震基準で設計された東北新幹線のRC高架橋は、構造物の長さ方向に3径間あるいは4径間の2線2柱式の複線ビームスラブ式ラーメン高架橋である。いずれの高架橋も構造物の高さ方向に1層の構造であり、各高架橋は単純桁で隣接する高架橋に接続されている。基礎形式は打込み杭による群杭基礎となっている。フーチング上面からスラブ上面までの高架橋の高さは、7.4～10.0m程度である。

b) 新耐震基準で設計されたRC高架橋（東北本線）の概要

新耐震基準で設計された東北本線のRC高架橋は、構造物の長さ方向に3径間あるいは4径間の2線2柱式のビームスラブ式ラーメン高架橋である。いずれの高架橋も構造物の高さ方向に1層の構造であり、各高架橋の端部柱が隣接する高架橋柱と基礎を共有する背割り式構造となっている。本高架橋は、地中梁のない1柱1杭式となっており、杭と柱は根巻鋼管により接続されている。また、柱の上端および根巻鋼管上端から2Dの範囲には、耐震性能の向上を目的として軸方向鉄筋に内接する様にスパイラル鉄筋を配置している。基礎形式は、先端強化型場所打ち杭を採用している。フーチング上面からスラブ上面までの高架橋の高さは、6.6m～7.9m程度である。

(2) 対象高架橋の近傍における地震動

対象としたRCラーメン高架橋の近傍に配置された東日本旅客鉄道株式会社が設置した地震計による東北地方太平洋沖地震の加速度応答スペクトルを図-2に示す。これより、対象とした高架橋の近傍では、周期によってはN-S成分の加速度応答スペクトルが最大で2000galを超える値を示したことがわかる。また、秦ら⁶⁾による研究では、当該地震の本震後に今回対象とする高架橋に沿って常時微動計測並びに臨時余震観測を行い、得られた記録と特性化震源モデル（SPGAモデル）を用いて、本震時に作用した地震動の推定を行っている。推定された地震動の加速度応答スペクトルによると、N-S成分、E-W成分ともに固有周期1秒程度以下は2000gal程度となっている。以上より今回対象とする構造物は、本震時にN-S成分、E-W成分ともに大きな地震動が作用したものと考えられる。



図-1 対象とするRCラーメン高架橋

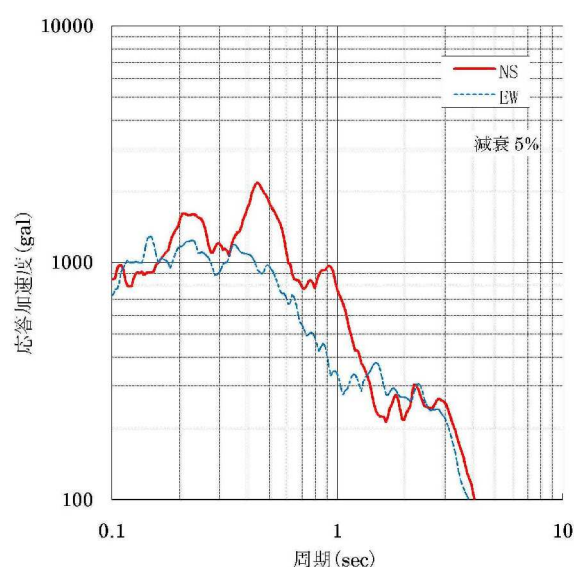


図-2 近隣の地震計での加速度応答スペクトル

3. 対象とする高架橋の損傷状況

(1) 損傷状況の調査方法

分析の対象としたRCラーメン高架橋の損傷度は、現地での目視調査と写真により判定した。判定は、損傷度のほか、損傷部位や損傷の発生している方向、損傷の伸展過程などについて着目し、各高架橋のブロックの柱ごとに判定を行った。損傷度の大きなものから、損傷度A、B、Cと分類した⁷⁾。表-1に損傷度の判定区分を、図-3に判定区分の例を示す。損傷度の判定区分については、損傷の大きい順にA、B1、B2、Cとした。損傷度Aは部材の破壊により構造物が崩壊するような状態であるが、2011年の東北地方太平洋沖地震において、東北新幹線では損傷度Aと判定された高架橋は発生していない¹⁾。損傷度B1とB2は、比較的損傷が大きく、曲げによる損傷としては、主にかぶりコンクリートの広範囲な剥離・剥落、軸方向鉄筋が降伏して部材の外側に曲がることによ

表-1 損傷度の判定区分

損傷度	損傷状況
A	柱の損傷により桁、梁・スラブが落下し構造物として崩壊している。
B1	断面を貫通するような残留ひび割れが発生し、コアコンクリートの損傷が見られる。かぶりコンクリートの剥離・剥落が広範囲で発生し鉄筋が露出している。軌道面の沈下がある。
B2	断面を貫通するような残留ひび割れが発生している。かぶりコンクリートの剥離・剥落が広範囲で発生し鉄筋が露出している。軌道面の沈下はない。
C	目視で確認できる残留ひび割れが（幅 0.2mm 以上）が発生している。かぶりコンクリートの軽微な剥離・剥落が見られる。



図-3 損傷度の判定区分の例

る変形、軸方向鉄筋の変形により押し出されることによる帯鉄筋の変形などがみられる。なお、B1は、コアコンクリートの損傷が著しく、軌道沈下が発生し柱部材が曲げにより大きく損傷している状態であり、B2は、コアコンクリートが比較的健全で、軸力を保持し軌道沈下がみられない状態である。損傷度Cは、比較的損傷が軽微であり、曲げによる損傷としては、軽微な残留ひび割れやかぶりコンクリートの剥離・剥落が生じた状態である。

(2) 対象高架橋の損傷状況

a) 旧耐震基準で設計されたRC高架橋（東北新幹線）の損傷状況

今回対象とする旧耐震基準で設計されたRC高架橋の損傷状況は、小林らにより報告⁹⁾されている。これによると、柱上端から1D～2D（D：柱の断面高さ）程度の範囲においてかぶりコンクリートが剥落しており、損傷度はB2と判定されること、ブロックの端部柱の損傷が大きく中間柱の損傷は軽微な傾向にあること、構造物の応答方向に着目すると、線路直角方向の損傷が大きく、線路方向の損傷は軽微な傾向にあることなどが確認され

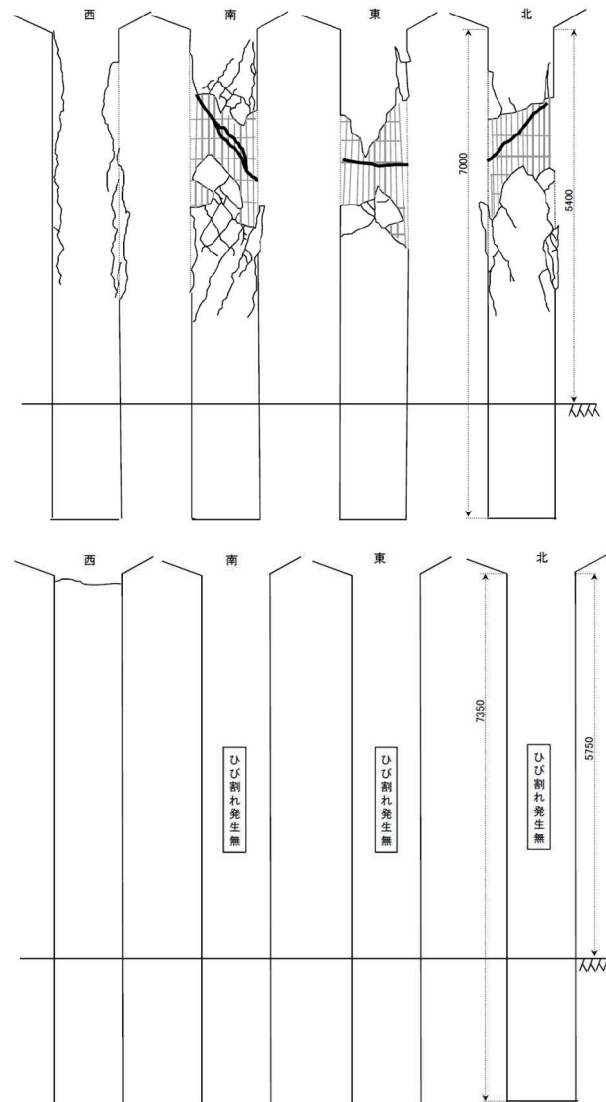


図-4 旧耐震基準で設計されたRC高架橋柱のひび割れ展開図(上段：端部柱，下段：中間柱)

ている。図-4に対象高架橋のひび割れ展開図の一例を示す。

b) 新耐震基準で設計されたRC高架橋（東北本線）の損傷状況

図-5に新耐震基準で設計されたRC高架橋の損傷状況の一例を示す。これらの柱の損傷は主に水平方向のひび割れであった。ひび割れ幅は柱上端から1D程度の範囲において0.2mm程度、それより下部で0.1mm程度以下であった。また、かぶりコンクリートの一部に軽微な剥落が見られた。そのため、損傷度はCであると判定した。図-6に対象高架橋のひび割れ展開図の一例を示す。構造物の応答方向に着目すると、ひび割れは全周に発生し、線路方向、線路直角方向の損傷状況に優位な差は見られない。また、端部柱、中間柱についても同程度の損傷状況となっていることがわかる。

柱周辺の地盤には、図-7に示すような円形状の陥没が



図-5 新耐震基準で設計されたRC高架橋柱の損傷状況例



図-7 新耐震基準で設計されたRC高架橋周辺地盤の陥没状

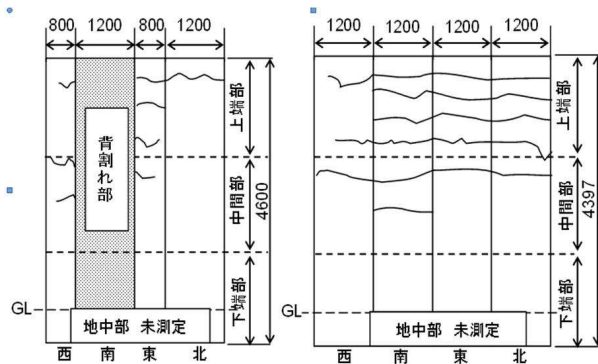


図-6 新耐震基準で設計されたRC高架橋柱のひび割れ展開図 (左: 端部柱, 右: 中間柱)

確認された。陥没した地盤は埋め戻し土であり、自立性のある土質であることから、柱の地震時の応答により柱周囲の地盤を押し込み、地表面付近の陥没が生じたものと考えられる。陥没の大きさは位置によってばらつきはあるものの、柱の全周にわたっておおむね均等に発生している状況であった。

4. 対象とする高架橋の損傷過程の推定

今回分析の対象とする高架橋は、既往の研究において静的非線形解析などにより被災時の対象構造物の構造性能が報告されている^{8), 9)}ものの、高架橋の地震時応答について明らかにされていない。そこで本章では、対象高架橋の地震時の応答について推定することを目的として、各部材の損傷状況から応答変位の範囲を推定し、平面変形モードと応答値の推定を行うこととした。さらに、新基準、旧基準の高架橋に地震時応答を比較することにより、構造形式や構造物の配置による地震時応答への影響について考察する。

(1) 損傷状況から推定される平面変形モードの推定

ここでは、損傷状況から対象高架橋の平面変形モードを推定する。小林らは、部材の損傷レベルおよび高架橋の変形適合条件から地震を受けた高架橋の平面変形モードの推定を行っている¹⁰⁾。高架橋の平面変形モードは、表-2に示す「橋軸変形モード」、「橋軸直交変形モード」、「回転変形モード」を想定している。本稿においても同様の方法により平面変形モードの推定を行う。

a) 旧耐震基準で設計されたRC高架橋（東北新幹線）の平面変形モード

今回対象とした旧耐震基準で設計されたRC高架橋柱の損傷は、上述の通り、C方向の端部柱に大きな損傷が集中しており、それ以外の損傷は軽微であった。既往の研究¹⁰⁾において、東北地方太平洋沖地震により損傷した鉄道RCラーメン高架橋の平面変形モードが報告されている。これによると高架橋の構造や損傷状況は、今回分析対象とする高架橋と概ね同様であり、分析の結果回転変形モードが卓越している結果であった。そのため、今回対象とした旧耐震基準で設計されたRC高架橋においても平面変形モードは回転変形モードが卓越していたものと考えられる。

b) 新耐震基準で設計されたRC高架橋（東北本線）の平面変形モード

表-3は、新耐震基準で設計されたRC高架橋の柱毎の線路方向、線路直角方向の柱頂部の応答変位の推定値である。推定値欄の上段は、損傷状況から推定した「変位の推定範囲①」であり、下段は「変位の推定範囲①」の値に対して後述する変形適合条件を考慮して補正した「変位の推定範囲②」である。

各柱上端での変位の推定値 δ は、対象構造物の損傷状況を基にして、既往の実験結果^{例えば11)}を参考として柱部材の損傷分析で対象とする面に曲げによる残留ひび割れが

表-2 高架橋の平面変形モード

分 類	橋軸変形モード	橋軸直交変形モード	回転変形モード
変形イメージ (平面)			

表-3 新耐震基準で設計したRC高架橋の推定応答変位

柱列		端部柱（北）		中間柱（北）		中間柱（南）		端部柱（北）	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
左柱	【変位の推定範囲①】	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$
	損傷状況からの推定	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$
	【変位の推定範囲②】	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$
	変位適合条件による補正	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$
右柱	【変位の推定範囲①】	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$
	損傷状況からの推定	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$
	【変位の推定範囲②】	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$	$-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$
	変位適合条件による補正	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$	$\delta y \leq \delta \leq -\delta n$

注1: δy , δn は、それぞれ柱部材の曲げ降伏時、曲げ終局時の変位を示す。

注2: 値の正負は、橋軸方向で北側に増加する値を正、橋軸直角方向で起点を背に西側に増加する値を正とする。

見られない場合には、柱上端の変位が $\delta \leq \delta y$ の範囲で応答したと推定し、対象面に曲げによる残留ひび割れが見られる場合には、 $\delta y \leq \delta \leq \delta n$ とし、かぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が露出している場合には、 $\delta n \leq \delta$ の範囲で応答したものと推定した。また、変位の推定値②は、高架橋の梁およびスラブで構成される上層部の剛性を考慮して、L方向の各柱の変形が個別に生じるのではなく、各柱の変位が連動する変形適合条件を満たすものと仮定して、補正したものである。ただし、C方向の変位の範囲は、スラブが回転する様な変形を発生すると柱毎に変位が異なることになるので、補正を行なわないものとした。

表-3より、全ての柱の応答変位は線路方向、線路直角方向について「 $\delta y \leq \delta \leq \delta n$, $-\delta n \leq \delta \leq -\delta y$ 」ということや、全ての柱周辺の地盤が柱全周にわたって陥没していたことから、端部柱、中間柱が同様に変形する「橋軸変形モード」、「橋軸直交変形モード」が卓越したものと考えられる。

(2) 対象高架橋の地震応答の比較

ここでは、東北地方太平洋沖地震における各高架橋の地震応答の比較を行った。旧耐震基準で設計されたRC高架橋の平面変形モードは「回転変形モード」、新耐震基準で設計されたRC高架橋の平面変形モードは「橋軸変形モード」と「橋軸直交変形モード」がそれぞれ卓越していたことから、同様の地震動を受けたRC高架橋でも地震時の応答が大きく異なる結果となった。

構造物の違いに着目すると、旧耐震基準で設計された高

架橋は地中梁を有するゲルバー式高架橋であるのに対し、新耐震基準で設計された高架橋は地中梁の無い一柱一杭式の背割り式高架橋である。また、構造物の配置に着目すると、旧耐震基準で設計された高架橋は端部がRC橋台となっており、調整桁が橋台の桁座に配置されている。一方で、新耐震基準で設計された高架橋は、端部に配置されたRC橋台のパラペット上で高架橋端部から張り出した梁を支持する構造となっている。高架橋の線路方向の応答は、旧耐震基準で設計された高架橋は調整桁が端部のRC橋台のパラペットにより変位がある程度拘束されると考えられるのに対し、新耐震基準で設計された高架橋は線路方向の応答が小さかったのに対し、新耐震基準で設計された高架橋は線路方向にも応答したものと推察される。

5. まとめ

兵庫県南部地震以前に制定された旧耐震基準により設計された構造物と、兵庫県南部地震以降に制定された新耐震基準により設計された構造物が並行する区間のRC高架橋が、東北地方太平洋沖地震により損傷を受けた。RCラーメン高架橋が連続して配置されている区間を対象として、それぞれの基準で設計された高架橋の損傷状況や地震時の応答について分析を行った。本論文により得られた知見は以下のとおりである。

(1) 東北地方太平洋沖地震により最大で2000gal程度の地

震応答を受け、旧耐震基準で設計された高架橋はかぶりの剥落や鉄筋の露出などが生じ、損傷度はB2であった。一方で、新耐震基準で設計された高架橋は、最大で0.2mm程度のひび割れや部分的なかぶりコンクリートの剥落が発生し、損傷度はCであった。

- (2) 旧耐震基準で設計された高架橋は、回転変形モードが卓越し、新耐震基準で設計された高架橋は橋軸変形モード、橋軸直行変形モードが卓越したものと考えられる。
- (3) 新旧耐震基準で設計された高架橋の地震時の応答性は、構造形式や構造物の配置によって異なるものとなったと考えられる。

参考文献

- 1) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物），1970.
- 2) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物），1983.
- 3) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），1999.
- 4) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012
- 5) 日本国有鉄道：東北新幹線（桑折・盛岡間）地質図，1981.
- 6) 秦吉弥，秋山充良，高橋良和，後藤浩之，野津厚，一井康二：SPGAモデルと経験的サイト増幅・位相特性を考慮した2011年東北地方太平洋沖地震における長町高架橋での地震動とフラジリティカーブの評価，構造工学論文集，vol.60A，pp.214-227，2014
- 7) 石橋忠良，池田靖忠，菅野貴浩，岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討，土木学会論文集，No.563，I -39，pp.95-103，1997.
- 8) 小林將志，水野光一郎，倉岡 希樹，野澤 伸一郎，石橋 忠良：東北地方太平洋沖地震により損傷したRCラーメン高架橋に対する被害分析，土木学会論文集A1（構造・地震工学），vol.69，No.4（地震工学論文集第32巻），pp.I_790-I_797，2013.
- 9) 阿部紗希子，草野英明，篠田健次，小林將志：東北地方太平洋沖地震を受けた変形性能の高い鉄筋コンクリート柱を有するラーメン高架橋の被災分析，コンクリート工学年次論文集，No.34，vol.2，pp-1129-1134，2012
- 10) 小林將志，篠田 健次，水野 光一郎，野澤 伸一郎，石橋 忠良：東北地方太平洋沖地震により損傷した新幹線RCラーメン高架橋に関する被害分析，土木学会論文集A1（構造・地震工学），vol.70，No.4（地震工学論文集第33巻），pp.I_688-I_700，2014.
- 11) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集No.390，V-8，pp.57-66，1988

STUDY ON DAMAGE CAUSED TO RC VIADUCTS OF DIFFERENT FORM BY THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Koji DAIGO, Masashi KOBAYASHI

This paper describes the damage to RC rigid frame viaducts caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. Observations were made to investigate the severity of the damage to RC viaducts of different form and their seismic behavior based on the severity of the damage.

As a result of investigations, it is considered that the seismic behavior of the RC viaducts is affected by structural form and arrangement of the structures.