

# 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

小林 将志<sup>1</sup>・篠田 健次<sup>2</sup>・水野 光一郎<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2 丁目 2 番地 2 号)

E-mail: masa-kobayashi@jreast.co.jp

<sup>2</sup>正会員 ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社 技術本部

(〒171-0021 東京都豊島区西池袋 1 丁目 11 番地 1 号)

E-mail: shinoda@jrc.jregroup.co.jp

<sup>3</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2 丁目 2 番地 2 号)

E-mail: kou-mizuno@jreast.co.jp

東北新幹線では、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて、鉄筋コンクリートラーメン高架橋の内の数箇所、一部の柱部材に大きな損傷を生じた。そこで、本論文では、損傷が大きかった RC ラーメン高架橋の損傷メカニズムを明らかにすることを目的に、比較的大きな損傷を受けた RC ラーメン高架橋の耐震性能と損傷度の関係を分析した。その結果、柱部材の耐震性能が低いものほど損傷を受けやすいことを示すと同時に、一部の柱部材が大きく損傷した構造物に対して損傷分析と再現解析を行うことにより損傷過程を推察し、大きく損傷した構造物が平面的なねじれを伴う地震応答を受けた可能性があることを示した。

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

## 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震 (2011 年 3 月 11 日発生, Mw 9.0) により、東北新幹線の鉄筋コンクリートラーメン高架橋 (以下、RC ラーメン高架橋と呼ぶ) は、那須塩原・盛岡間の約 400 km の区間で被害を生じた。東北新幹線は、地震を受ける以前に破壊形態がせん断破壊先行型に分類される構造物に対して耐震補強が完了していたため、せん断破壊により構造物が崩壊するような壊滅的な損傷は生じなかった。しかし、RC ラーメン高架橋の中には、柱部材の上端部付近において軸方向鉄筋が露出したり、かぶりコンクリートの剥離、剥落が生じたものがあるなど、一部の柱部材の水平耐力が低下するレベルの損傷が見られた。

これまでの研究では、地震荷重を模擬した繰返し水平荷重を受ける RC 部材の特性について、部材じん性率で 2.0~8.0 程度の比較耐震性能の低い柱部材の変形性能におよぼす要因を分析した研究<sup>1)</sup>や、単柱形式の RC 柱への繰返し荷重によるせん断

劣化やひび割れ角度等を検討した研究<sup>2)</sup>などがある。また、実構造物に対する研究としては、地震により水平繰返し力を受ける構造物の損傷と耐震性能に関する研究<sup>3), 4), 5), 6), 7)</sup>などがある。しかし、本論文で対象とする RC ラーメン高架橋のように、柱上端部付近に比較的大きな損傷が柱部材中の広範囲で発生した高架橋を分析した研究や、内部コンクリートが完全に脱落するような損傷形態を分析した研究は極めて少ない。

そこで、本論文では、まず、一部の柱部材に損傷を生じた RC ラーメン高架橋の損傷原因を把握することを目的に、損傷を受けた RC ラーメン高架橋の柱部材の耐震性能と損傷度の関係を分析する。さらに、一部の柱部材で大きな損傷を生じた RC ラーメン高架橋に対して再現解析と損傷分析を行うことにより、構造物の損傷過程と地震による応答値の推定結果を以下に報告する。

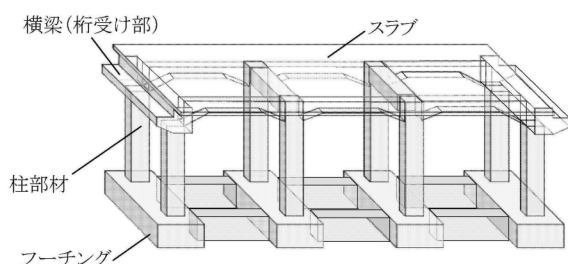


図-1 ビームスラブ式RCラーメン高架橋のイメージ

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。                       |

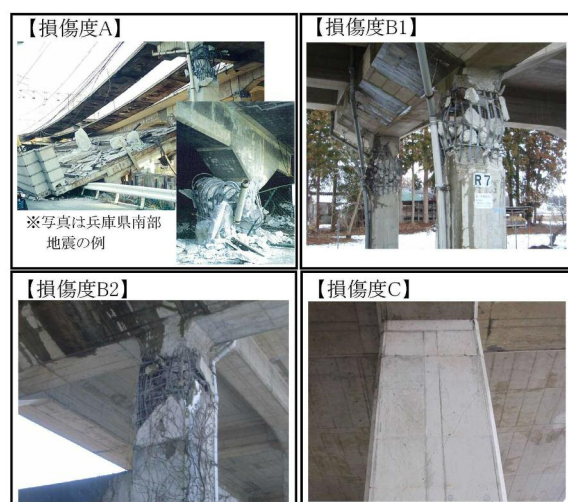


図-2 損傷度の判定区分の例

表-2 損傷度B1の高架橋の諸元と近隣地震計

| 名称            | Od高架橋             | Ns高架橋            | Nn高架橋            |
|---------------|-------------------|------------------|------------------|
| 構造物の長さ        | 35.0m             | 25.0m            | 25.0m            |
| 構造物の幅         | 13.0m             | 12.2m            | 13.0m            |
| 線路の方向         | NNW 15°           | NNE 15°          | NNE 15°          |
| 直近計測点との離れ(方向) | 計測点Ⅰ<br>10.2km(北) | 計測点Ⅱ<br>2.1km(南) | 計測点Ⅲ<br>4.7km(北) |

## 2. 損傷を生じたRCラーメン高架橋の概要

### (1) 対象構造物の概要

東北新幹線は、経済性、利便性、工期などの観点から図-1に示すようなビームスラブ式のRCラーメン

高架橋が数多く採用されており、延長の半数超がRCラーメン高架橋となっている。東北新幹線のRCラーメン高架橋の構造は、駅部を除いて延長方向に3径間または4径間で、高さ方向に1層または2層のラーメン構造を基本としている。ブロックの両端には、隣接するブロックと接続する単純桁（調整桁）を支持する形式となっている。基礎形式は、一般にフーチングを有する直接基礎か、打ち込み杭による群杭基礎であり、隣り合う基礎どうしを地中梁で連結する構造が採用されている。

### (2) 被害調査の概要

今回の地震では、東北新幹線の全線にわたって強い地震が観測されたことから、強い揺れが観測された区間の全てのラーメン高架橋について、その被害状況に基づいて損傷度を判定した。表-1および図-2は、RCラーメン高架橋柱部材の損傷度の判定区分と、損傷度の分類を示したものである。

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<sup>5)</sup>。

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、軸方向鉄筋の外方への変形（鉄筋が降伏して部材の外側に曲がりながら変形している状態）、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、主に軽微な残留ひび割れ、かぶりコンクリートの剥離・剥落が一部で生じた状態である。

### (3) 損傷度B1のRCラーメン高架橋の近隣で発生した地震動

表-2は、B1の損傷を生じたRCラーメン高架橋の諸元、方向、近隣の地震計との距離関係を示したものである。Ns高架橋は標準構造であり、線路の方向（構造物の長辺方向）は、ほぼ南北方向に位置している。

図-3は、一部の柱部材が損傷度B1の3ブロックの高架橋の近隣地震計における地震動から算定された加速度応答スペクトルを示したものである。表-2

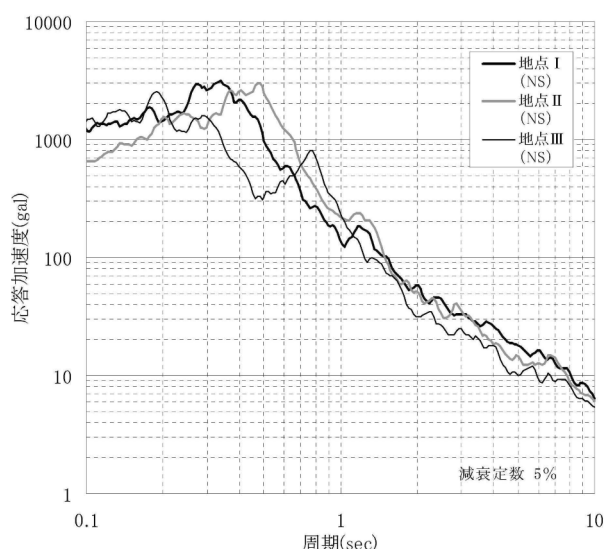


図-3 近隣地震計の加速度応答スペクトル

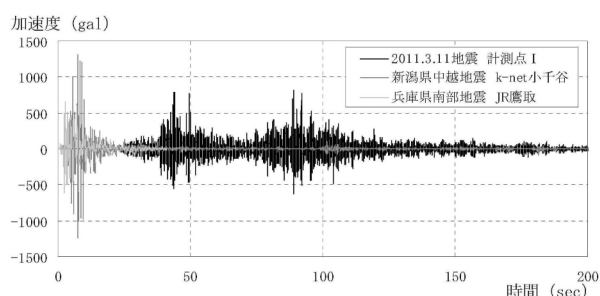


図-4 近隣地震計の地震動と過去の地震動の比較

に示した通り、損傷度B 1のRCラーメン高架橋は、近隣の地震計から最も近いもので2.1kmであった。このため、損傷した高架橋の応答値を正確に推定することは困難であるが、何れの地震計から算定された加速度応答スペクトルにおいても、周期0.3～1.0secで1,500gal以上の応答加速度が得られており、各構造物が比較的大きな応答を受けたものと推察される。

図-4は、計測点Iの地震波形と、新潟県中越地震時のk-net小千谷および兵庫県南部地震時のJR鷹取の地震波形を比較したものである。主要動の継続時間の比較より、内陸直下型地震の地震動であるk-net小千谷およびJR鷹取が20～30secであるのに対し、今回の地震は150sec以上の非常に継続時間が長い地震動であったことを示している。

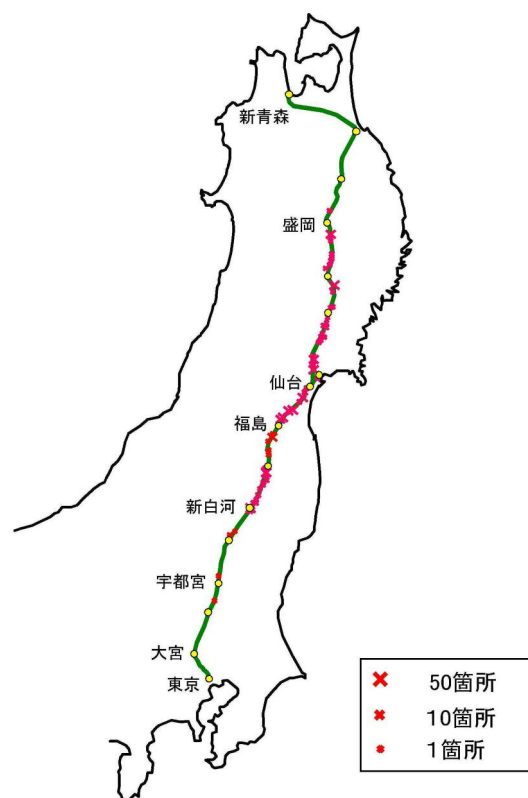


図-5 土木構造物の被害分布（2011.3.11時）

表-3 区間別の損傷本数（損傷度B 2以上）

| 区間      | 損傷本数         |             |
|---------|--------------|-------------|
|         | 2011.3.11 地震 | 2011.4.7 地震 |
| 郡山・福島間  | 9            | 0           |
| 福島・仙台間  | 16           | 0           |
| 仙台・一ノ関間 | 2            | 7           |
| 一ノ関・北上間 | 2            | 2           |
| 北上・新花巻間 | 18           | 0           |
| 新花巻・盛岡間 | 8            | 0           |

### 3. マクロ分析による被害原因の推定

#### (1) マクロ分析の方法

図-5は、2011年3月11日に発生した地震による土木構造物の補修が必要なレベルの構造物の分布である。この図より、主に新白河駅周辺から盛岡駅周辺までの広い範囲で被害が発生していることが分かる。このような状況の中で、一部の柱部材にB 1の損傷を生じるようなRCラーメン高架橋がどのような性能であったか把握することを目的に、マクロ的な被害分析を行った。分析対象とした構造物は、東北新幹線のRCラーメン高架橋で、損傷度が比較的大きい損傷度B 1およびB 2とした。分析対象とした数量は、東北新幹線東京新青森間の総本数約54,000本のうち、2011年3月11日の地震で損傷した55本（ただし、損傷度B 1が8本、損傷度B 2が47本）、2011年4月7日の地震で損傷した9本（ただし、損

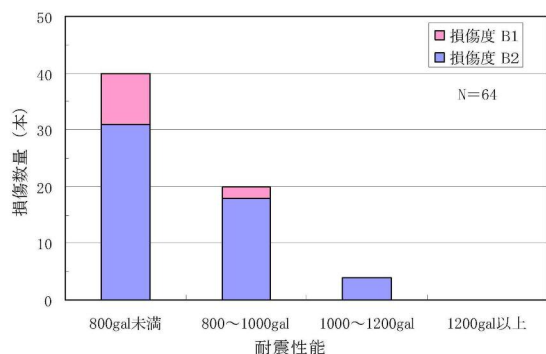


図-6 耐震性能と損傷度 B2 以上の損傷数の関係



図-7 N s 高架橋の損傷状況（起点側）

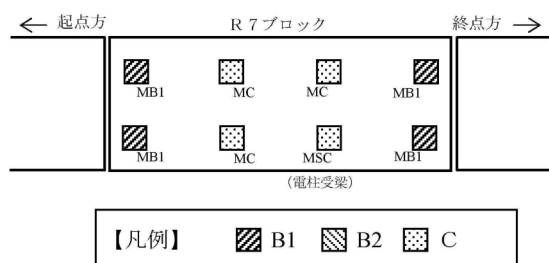


図-8 損傷した柱部材の平面位置

傷度 B 1 が 3 本、損傷度 B 2 が 6 本）である。表-3 に区間毎の分析対象本数を示す。

被災した R C ラーメン高架橋に対するマクロ分析は、構造物が完全弾塑性形の一質点系の振動モデルとして扱いエネルギー一定則により推定できるものと仮定し、柱部材の設計上の耐震性能を文献 1), 3), 9), 10) を参考に弾塑性応答と等価な弾性応答（以下、柱部材の換算弾性加速度という）として算定した。なお、ここでは部材降伏時の水平震度は、文献 3) を参考に一律に  $0.375 (=0.25 \times 1.5)$  とした。

## (2) 耐震性能と損傷度の関係

図-6 に設計上の耐震性能と損傷度に関する分析結果を示す。この図より、設計上の耐震性能が低い柱

ほど損傷数量が多い傾向がみられた。一部の柱部材で軌道沈下を起こすような損傷度 B 1 の構造物は、設計上の耐震性能が 1000gal 以下であることが分かる。また、1200gal 以上の設計上の耐震性能を有するものには、B 2 以上の損傷が発生していない。

以上より、損傷度 B 2 の損傷は、設計上の耐震性能が 1,200gal 未満の R C ラーメン高架橋において発生し、損傷度 B 1 の構造物は、設計上の耐震性能が 1,000gal 未満の構造物で発生したことが分かる。

## 4. 損傷度 B 1 の R C ラーメン高架橋に対する個別分析による損傷原因の推定

本章では、一部の柱部材で B 1 の損傷を生じた構造物の損傷事例に対して損傷状況を整理するとともに再現解析を行うことにより、地震による損傷過程を推察するとともに応答値の推定を行う。

### (1) 分析対象の高架橋の損傷状況および周辺状況

2011 年 3 月 11 日に発生した地震により、一部の柱部材が B 1 の損傷を生じた R C ラーメン高架橋は、N s 高架橋、O d 高架橋、N n 高架橋の内のそれぞれ 1 ブロックであった。本報告では、N s 高架橋を事例として被害分析を行う。

図-7 は、N s 高架橋の損傷状況である。部材中で大きく曲げ損傷を生じた位置は、D を断面高さとして、柱部材上端部から  $0.5D \sim 1D$  程度下（D は断面高さ）の  $1D \sim 2D$  の区間であり、かぶりコンクリートが剥落し、損傷箇所のコアコンクリートが損傷した区間でほぼ抜け落ち、軸方向鉄筋のみが存在する断面も見られた。

図-8 は、損傷した柱部材の平面位置を模式的に示したものである。損傷状況としては、ブロックの線路方向の端部の柱に集中し、B 1 の損傷を生じた柱部材の下端部には若干の残留ひび割れが数本見られる程度であり、柱部材全長にわたってせん断破壊が発生するような損傷は見られなかった。N s 高架橋 R 7 のブロック中間部の柱は、電柱受け梁のある 3 列目の上り線側柱の上端付近で斜めひび割れを生じたものの、他の柱部材では水平方向の残留ひび割れが若干見られる程度であった。

B 1 の損傷を生じた構造物の設計は、1977～78 年に完成しており、宮城県沖地震（1978 年 6 月、M 7.4）以前の 1973 年の設計基準による設計であった。また、損傷の大きかったブロック端部の柱の長さは、調整桁の桁受け梁があるため、中間部よりも橋軸方向で 400mm、橋軸直角方向で 900mm 程度短い。図

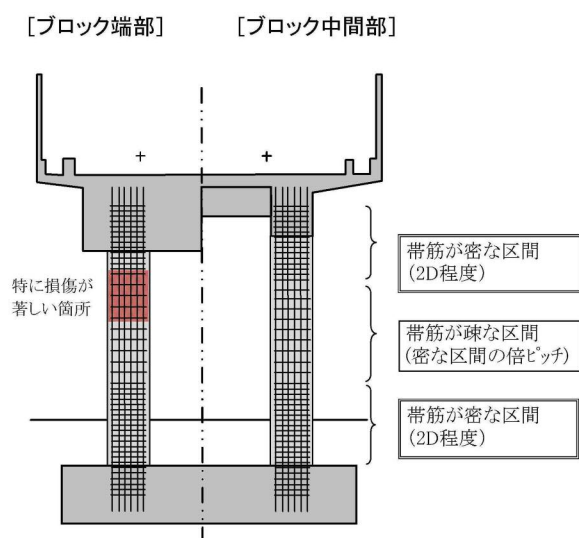


図-9 損傷箇所のイメージ（端部柱）

表-4 対象構造物の周辺高架橋の諸元と損傷度

| No. | 橋長/<br>径間数 | 端部柱        |           |               | 損傷度※1 |
|-----|------------|------------|-----------|---------------|-------|
|     |            | 断面高<br>(m) | 柱高<br>(m) | 部材じん性<br>率計算値 |       |
| R3  | 35m/4      | 0.85       | 8.00      | 3.1           | B2    |
| R4  | 25m/3      | 0.90       | 8.00      | 4.6           | —     |
| R5  | 25m/3      | 0.90       | 8.00      | 4.6           | —     |
| R6  | 25m/3      | 0.80       | 7.00      | 4.4           | —     |
| R7  | 25m/3      | 0.80       | 7.00      | 4.4           | B1    |
| R8  | 25m/3      | 0.80       | 7.00      | 4.4           | —     |
| R9  | 25m/3      | 0.90       | 7.50      | 4.5           | —     |

※1：損傷度 “—” は、損傷無か軽微な場合。

図-9に、ブロック端部の配筋状況と損傷箇所のイメージを示す。端部の柱の帯鉄筋は、上2D区間の帯鉄筋が密に配置されており、その内上側の1D程度が桁受け梁の中に配置され、部材端から1D程度の区間で帯鉄筋が150mmピッチで密に配置されている状況であった。損傷が大きい区間は、柱上端部付近の帯鉄筋が150mmピッチの区間の下側から300mmピッチで比較的粗く配置されている区間にかけての1Dから2D程度の区間であった。

B1の損傷を生じた構造物における環境条件について、構造物周辺の地盤状況と構造物の諸元により分析する。構造物の諸元は、橋長、径間数、端部柱の断面高さ、柱高、部材じん性率<sup>1)</sup>、および損傷度により比較したものである。なお、調査区間は、損傷したブロックを含むRCラーメン高架橋約200mとした。

表-4は、分析対象ブロックの周辺ブロックの緒元および損傷程度を示したものである。R3で損傷度B2の損傷が発生し、柱部材上部でかぶりコンクリートが剥落し、コアコンクリートを貫通する残留ひび割れが確認された。耐震性能としては、R3の

方が損傷度B1となったR7よりも性能が低い結果であった。R6およびR8の2ブロックはR7と同形状で同配筋であるが、大きな損傷を生じていない。

以上より、損傷度B1の損傷を生じるようなブロックは、橋長、部材寸法、部材じん性率について周辺ブロックに比べて特異な点は見られなかった。

また、地盤についての調査を文献8)によって行った。その結果、Ns高架橋周辺の基盤の地質は、新第三紀の堆積軟岩が存在し、その上部に沖積層の砂礫が分布するほぼ一様な地盤であった。損傷の大きかったR7高架橋については、支持層の層境周辺に位置しているものの特異な状況ではなかった。

## (2) 個別分析の方法

一部の柱部材でB1の損傷を生じたRCラーメン高架橋は、図面等により構造物の諸元が確認できるものの、どのような応答を受けて損傷したのかが不明であり、現位置での地震動も観測されていない。そのため、損傷過程および地震による応答を推定することを目的に、まず、被災時の対象構造物の性能を把握することを目的に対象構造物を模擬した平面モデルに対する静的非線形解析<sup>11)</sup>を行う、次に各部材の損傷状況から応答変位の範囲を推定し、最後に平面変形モードと応答値の推定を行うこととした。

再現解析は、線路方向（以下、L方向）と線路直角方向（以下、C方向）のそれぞれに対して2次元骨組みモデルで行った。L方向の損傷過程の推察は、連続する柱部材の状態により比較した。C方向の損傷過程は、それぞれ行った端部ブロックと中間ブロックの解析結果を比較することにより推察した。

解析手法は、変位増分によるプッシュオーバー解析であり、RC部材は軸力変動を考慮したテトラリニア型の骨格モデルとしている。柱部材は両端に非線形バネを有するM- $\theta$ 部材とし1要素を柱断面高さ程度で分割している。図-10にブロック端部の直角方向の解析モデルのイメージを示す。解析モデルは、直接基礎の底面抵抗を柱直下に地盤バネとして、地盤前面抵抗をフーチングおよび柱地中部に水平バネとして考慮している。フーチングと柱の前面土は埋め戻し土をN値2の砂質土相当として評価している。

C方向ラーメン各列の荷重分担は、各柱の軸力負担分で考慮することとし、高架橋上部がスラブにより拘束される構造であることから、変位増分解析の結果から変位を基に比較すれば各列の損傷状況の違いを簡易に比較できるため、個別に解析を行った。

また、荷重条件は地震発生時を再現するものとし、列車荷重・雪荷重は載荷しないものとした（実際の

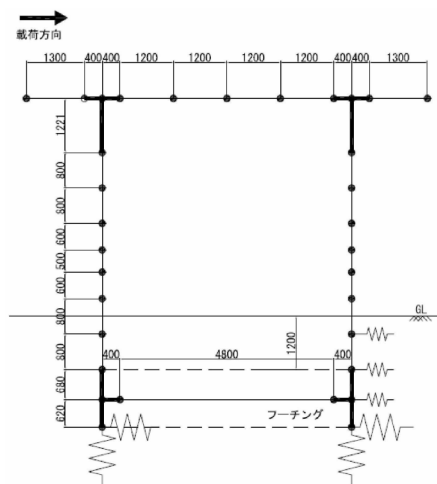


図-10 解析モデル（C方向端部の例）

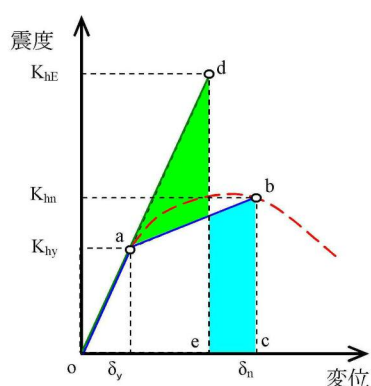


図-11 構造物全体系モデルへのエネルギー一定則の適用イメージ

表-5 L方向の再現解析結果（N s 高架橋）

|              |                 | 端部柱      | 中間部柱     |
|--------------|-----------------|----------|----------|
| 初降伏時         | 降伏箇所            | 柱上端      | 柱下端      |
|              | 水平震度            | 0.284    | 0.329    |
|              | 水平変位            | 17.2mm   | 20.6mm   |
|              | 等価固有周期          | 0.493sec | —        |
| $\delta_n$ 時 | 損傷箇所            | 柱上端      | 柱上端      |
|              | 水平震度            | 0.471    | 0.506    |
|              | 水平変位            | 60.6mm   | 94.8mm   |
|              | 構造物の塑性率 $\mu_R$ | 3.52     | 5.51     |
|              | 換算弾性応答加速度       | 770gal   | 1,030gal |

運行状況から、地震発生時には列車運行が無かったため）。柱上部の打ち継ぎ目については、材料強度等の情報がないことから考慮していない。

損傷過程の推定は、柱部材の曲げ降伏時および柱部材が降伏荷重を維持する最大変位<sup>1)</sup>に達する終局変位（ $\delta_n$ ）時の構造物全体系の変位とする。なお、分析対象とした構造物は、せん断破壊したものが無かったことから、本分析では、せん断耐力による評価は行っていない。

構造物の応答値は、前述した再現解析の結果をも

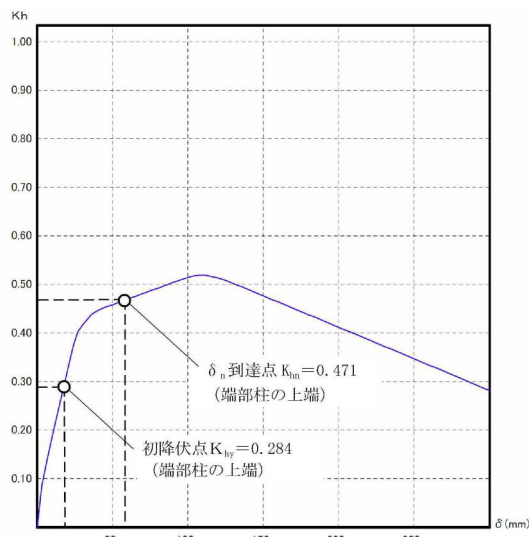


図-12 静的非線形解析の結果（N s 高架橋，L方向）

表-6 C方向の再現解析結果（N s 高架橋）

|              |                 | 端部ラーメン   | 中間部ラーメン  |
|--------------|-----------------|----------|----------|
| 初降伏時         | 降伏箇所            | 引抜き側柱上端  | 押込み側柱下端  |
|              | 水平震度            | 0.265    | 0.271    |
|              | 水平変位            | 17.0mm   | 17.0mm   |
|              | 等価固有周期          | 0.521sec | 0.495sec |
| $\delta_n$ 時 | 損傷箇所            | 押込み側柱上端  | 押込み側柱上端  |
|              | 水平震度            | 0.430    | 0.545    |
|              | 水平変位            | 60.0mm   | 93mm     |
|              | 構造物の塑性率 $\mu_R$ | 3.62     | 5.41     |
|              | 換算弾性応答加速度       | 780gal   | 1,010gal |

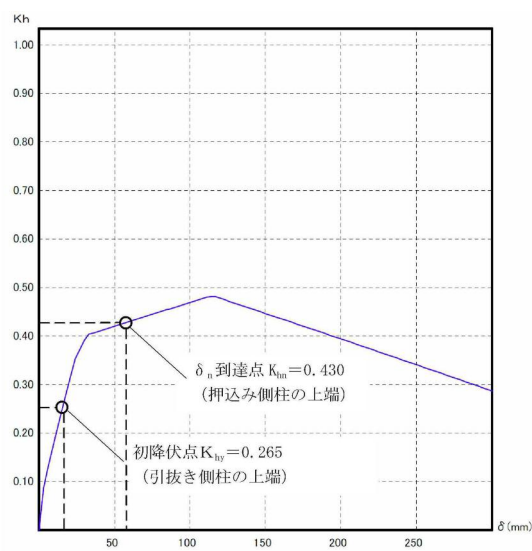


図-13 静的非線形解析の結果（N s 高架橋，C方向端部）

とに算定する。図-11に示す弾性応答エネルギー△odeと弾塑性応答エネルギー□oabcが等価であるという仮定のもと、エネルギー一定則<sup>9)</sup>を前提とした換算弾性応答加速度により推定することとし、構造

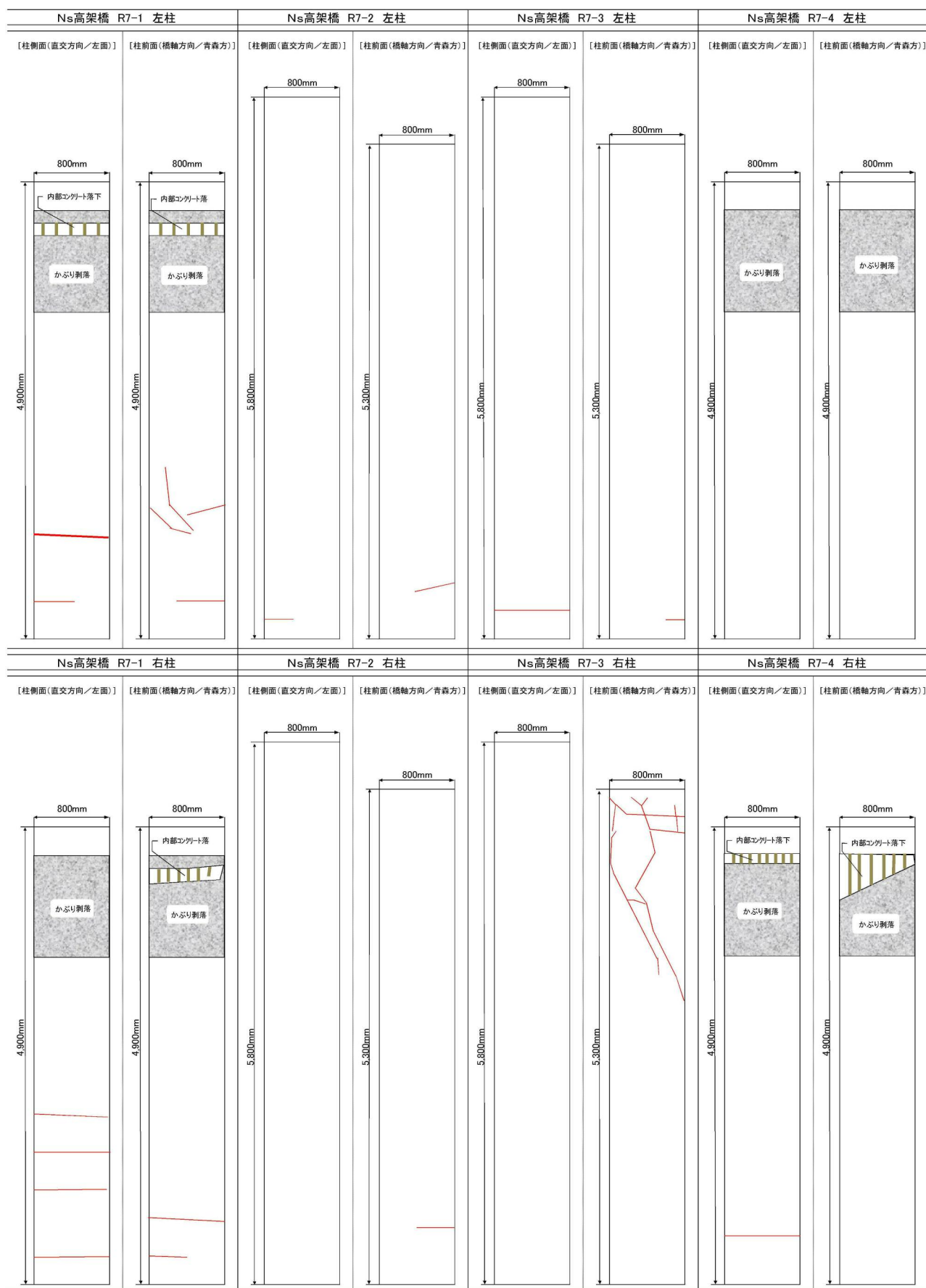


図-14 対象構造物の柱部材におけるひび割れ展開図

物全体系の初降伏時の構造物の変位  $\delta_y$  と応答震度  $K_{hy}$ ，柱部材が終局変位に達する時の構造物の変位

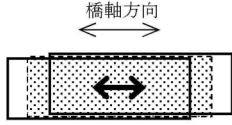
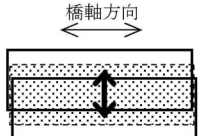
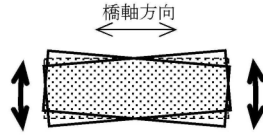
表-7 損傷状況から想定される応答変位の範囲

| 柱 列 |             | R7-1                                   |                         | R7-2                                   |                                        | R7-3                                   |                                       | R7-4                                   |                         |
|-----|-------------|----------------------------------------|-------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------|
|     |             | 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】  | $\delta \leq -\delta_n$                | $\delta \leq -\delta_n$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$ | $\delta \leq -\delta_n$                | $\delta \leq -\delta_n$ |
|     | 損傷状況からの推定   | $\delta_n \leq \delta$                 | $\delta_n \leq \delta$  | $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$   | $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$   | $\delta \leq \delta_y$                 |                                       | $\delta_n \leq \delta$                 | $\delta_n \leq \delta$  |
|     | 【変位の推定範囲②】  | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $\delta \leq -\delta_n$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $\delta \leq -\delta_n$ |
| 右柱  | 変形適合条件による補正 | $\delta \leq \delta_y$                 | $\delta_n \leq \delta$  | $\delta \leq \delta_y$                 | $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$   | $\delta \leq \delta_y$                 |                                       | $\delta \leq \delta_y$                 | $\delta_n \leq \delta$  |
|     | 【変位の推定範囲①】  | $\delta \leq -\delta_n$                | $\delta \leq -\delta_n$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$ | $\delta \leq -\delta_n$                | $\delta \leq -\delta_n$ |
|     | 損傷状況からの推定   | $\delta_n \leq \delta$                 | $\delta_n \leq \delta$  | $\delta \leq \delta_y$                 | $-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$  | $\delta \leq \delta_y$                 |                                       | $\delta_n \leq \delta$                 | $\delta_n \leq \delta$  |
| 右柱  | 【変位の推定範囲②】  | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $\delta \leq -\delta_n$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$  | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$ | $-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ | $\delta \leq -\delta_n$ |
|     | 変形適合条件による補正 | $\delta \leq \delta_y$                 | $\delta_n \leq \delta$  | $\delta \leq \delta_y$                 | $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$   | $\delta \leq \delta_y$                 |                                       | $\delta \leq \delta_y$                 | $\delta_n \leq \delta$  |

注1)  $\delta_y$ ,  $\delta_n$ 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、柱列番号が小さい側が起点方向として、橋軸方向で終点側に増加する値を正、橋軸直角方向で起点背に左側に増加する値を正とする。

表-8 ラーメン高架橋の応答において想定される平面変形モード

| 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<br>(平面) |  |  |  |

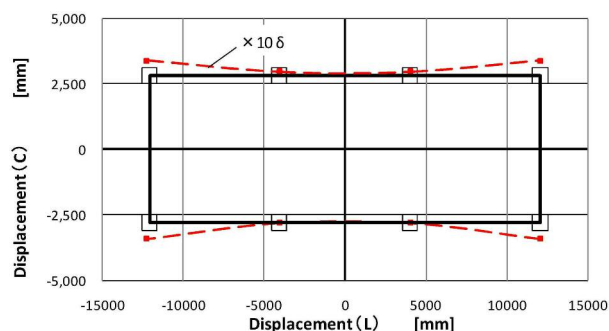


図-15 構造物の平面変形の軌跡

$\delta_n$ と応答震度 $K_{hn}$ により算出した。ここで、構造物が最大応答に達した点を柱部材が終局変位に達する点としたのは、分析対象とした高架橋の柱部材にせん断破壊が確認されず、曲げによる損傷が先行したものと推察したことによる。

### (3) 対象構造物の耐震性能

#### a) 線路方向 (L 方向) の分析

L 方向に対する解析結果について、表-5 に再現解析により求めた解析結果の値を示し、図-12 に震度と変位の関係を示す。

解析の結果、起点側から終点側に向けて水平力が作用すると、まず端部の柱上端において曲げ降伏し、順次その下端、中間部柱の上下端に降伏の範囲が広がる。その後、端部柱上端部において曲げ損傷の限界点である終局変位に達する結果となった。なお、L 方向の部材の終局時の換算弾性加速度は、端部柱で 770gal 程度、中間部の柱で 1,030gal 程度であっ

た。

#### b) 線路直角方向 (C 方向) に対する分析

C 方向の解析について、表-6 に再現解析により求めた解析結果の値を示し、図-13 に端部ラーメンの震度と変位の関係を示す。

解析結果より、C 方向に水平力が作用すると、まず、端部ラーメンの引抜き力が発生する側の柱部材上端で降伏し、順次、柱端部下端、中間部ラーメンの引抜き側柱下端の順で曲げ降伏する。その後、端部ラーメンの引抜き側柱上端付近で曲げ損傷の限界点である終局変位まで達する結果となった。

なお、C 方向の柱部材の終局時の換算弾性加速度は、端部ラーメンで 780gal、中間部ラーメンで 1,010gal 程度であった。

#### (4) 損傷状況から推定される応答変位の範囲

ここでは、損傷状況を分析することにより応答変位の範囲を推定する。図-14 は、対象構造物の柱毎に柱側面および柱前面のひび割れとかぶりコンクリートの状況を模式的に表したものである。この図より、柱く体の状況は、橋軸方向および橋軸直角方向に対してそれぞれの柱が異なる損傷を生じていることが分かる。この状況を数値化することで、構造物の応答をある程度推定することができるものと考えられる。

表-7 は、柱毎の橋軸方向、橋軸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 ( $\delta$ ) の推定は、図-14 に示す対象構造物の損傷状況を基にして、文献 1) などの実験結果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見られない場合には、 $\delta_y$  を柱部材の曲げ降伏時の変位として  $\delta \leq \delta_y$  とし、対象面に曲げによる残留ひび割れが見られる場合には、 $\delta_n$  を柱部材の曲げ終局時の変位として  $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$  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、 $\delta_n \leq \delta$  とした。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、橋軸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、橋軸直角方向の変位範囲は、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、補正を行わないものとした。

#### (5) 平面変形モードおよび応答値の推定

再現解析を基にした対象構造物の耐震性能と実構造物の損傷状況を基にした応答変位の範囲より、平面変形モードと応答値の推定を行う。なお、高架橋の平面変形モードで想定される形態は、表-8 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」の 3 つのモードとした。

図-15 は、柱の配置に解析的に求めた構造物の変形量をもとに損傷状況から求めた平面変形の軌跡を重ねたものである。ここでの軌跡は、変位を 10 倍にして表示している。また、軌跡の算出に当たっては、前述の (4) で示した範囲の内、再外縁となる値とし、 $\delta_n \leq \delta$  の場合には、 $\delta_n = \delta$  として表示した。

この結果は、ブロックの起終点の端部柱が橋軸直角方向に大きく変位する「回転変形モード」で損傷したことを示している。以上より、損傷度 B 1 の対象構造物に対して、地震動の観測値や、耐震性能の解析結果、平面変形モードの推定結果を重ねて損傷原因を推定した結果、ブロック端部ラーメンが 780gal 以上のブロック重心を回転中心とするような回転変形モードの応答を受け、端部ラーメンの柱上端から 1 D 程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位  $\delta_n$  を超すようなねじりを伴う曲げ変形を起こし、継続時間の長い地震動を受けたためにコアコンクリートの損傷と落下が発生したものと推察される。

## 5. まとめ

2011 年の東北地方太平洋沖地震において、損傷度 B 2 以上の損傷を受けた RC ラーメン高架橋に対する被災分析、および損傷度 B 1 の損傷を受け、一部の柱部材で比較的大きな損傷を生じた RC ラーメン高架橋の地震被害分析および再現解析を行った結果は、以下の通りである。

- (1) 東北地方太平洋沖地震により、ブロックの端部柱の耐震性能（換算弾性応答加速度）が 1,200gal 未満の RC ラーメン高架橋で損傷度 B 2 の損傷が発生した。また、柱の耐震性能が 1,000gal 未満の構造物では、一部の柱部材が B 1 の損傷を生じるような損傷度 B 1 の損傷が発生した。
- (2) 一部の柱部材に B 1 の損傷を生じた RC ラーメン高架橋と、周辺の同程度の性能の高架橋を比較した結果、B 1 の損傷を生じたブロックよりも耐震性能が低くても損傷度が B 2 程度で留まっているものもあり、同形状で同配筋の隣接高架橋においても、大きな損傷を生じていない。また、地盤条件についても特異な点は見られなかったことから、損傷度 B 1 となった RC ラーメン高架橋は、橋長、部材形状、部材じん性率、支持地盤以外の要因により、大きな応答を受けたものと考えられる。
- (3) 再現解析により耐震性能を推定し、既往の実験結果を参考に実構造物の損傷状況から柱部材の応答範囲を推察した結果、橋軸直角方向のブロック両端部の柱において最大の曲げ変形が発生したものと推察された。
- (4) 再現解析による対象構造物の耐震性能と応答変位の範囲の推定値をもとに、構造物が損傷に至る際の平面変形モードを推定した結果、ブロックの起終点の端部柱が橋軸直角方向に大きく変位する「回転変形モード」で損傷に至ったものと考えられる。
- (5) 損傷度 B 1 の対象構造物の損傷メカニズムを、近傍の地震計の観測地震動、再現解析により求める耐震性能、損傷分析により明らかになった平面変形モードの推定結果をもとに推定した結果、ブロック両端部の橋軸直角方向のラーメンが 780gal 以上の地震動を受けて、ブロック重心を回転中心とするような回転変形モードの応答を生じ、端部ラーメンの柱上端から 1 D 程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位を超すようなねじりを伴う曲げ変形を起こし、継続時間の長い地震動を受けたためにコアコンクリートの損傷と落下が発生したものと推察される。

## 参考文献

- 1) 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, 1988.
- 2) 白子将則, 吉川弘道: RC部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究, 土木学会論文集 No. 802 / V-69, 2005.
- 3) 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, 1997.
- 4) 幸左賢二, 藤井 學, 林 秀侃, 中田恒和: RC単柱式橋脚のマクロ的損傷分析, 土木学会論文集 No. 592 / V-39号, 1998.
- 5) 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, Vol. 69, No. 4 / I\_790 - I\_797, 2013.
- 6) 篠田健次, 小林將志, 水野光一郎, 佐々木勝法: 東北地方太平洋沖地震における東北新幹線RCラーメン高架橋の被害分析, コンクリート工学年次論文集, 第34巻2号, No. 2190 / p1135-1140, 2012.
- 7) 植崎泰隆, 水谷司, 藤野陽三: 東日本大震災における新幹線ラーメン高架橋の損傷メカニズムの動的非線形解析による分析, 土木学会第68回年次学術講演会 / V-084, 2013.
- 8) 東北新幹線(有壁・盛岡間)地質図, 日本国有鉄道盛岡工事局, 1981.
- 9) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. :Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings of 2<sup>nd</sup> WCEE, Vol. 2, 1960.
- 10) 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物), 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 1992.
- 11) 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 1999.
- 12) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集 No. 372 / V-5, 1986.

(2013. 9. 12 受付)

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

Masashi KOBAYASHI, Kenji SHINODA, and Koichiro MIZUNO

This paper outlines the damage to Shinkansen RC viaducts caused by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. Observations were made to investigate the severity of the damage to structures and the mechanism of the damage. Although there was some damage to viaduct columns, crippling damage such as the fall of bridge girders was not observed. Authors showed the low seismic performance of RC rigid frame viaduct damaged by this earthquake and indicated that the damaged RC columns received the strong acceleration with about 800 gal.