

地震により一部の柱部材に曲げ破壊を生じた ＲＣラーメン高架橋に対する被害分析

小林 将志¹・篠田 健次²・水野 光一郎³・倉岡 希樹⁴

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部構造技術センター
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

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

²正会員 ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社 技術本部技術第 1 部
(〒171-0021 東京都豊島区西池袋 1-11-1)

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

³正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部構造技術センター
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

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

⁴正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所工事管理室 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木 2-2-6)

E-mail: m-kuraoka@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、一部の柱部材に曲げ破壊が発生した。そこで、本論文では、一部の柱部材が曲げ破壊したＲＣラーメン高架橋の損傷原因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、柱部材の耐震性能が 1000gal 程度以下のものに曲げ破壊が発生したことを示すと同時に、柱部材が曲げ破壊した構造物に対して再現解析を行うことにより、1,000gal 超の応答加速度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, flexure failure, 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、破壊形態がせん断破壊先行型の構造物に対する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、ごく僅かではあるが、ＲＣラーメン高架橋において、一部の柱の上端部付近において軸方向鉄筋が変形するとともに内部コンクリートが落下し、スラブ面が沈下するような柱部材の曲げ破壊が見られた。

そこで、本論文では、一部の柱部材が曲げ破壊を起こしたＲＣラーメン高架橋の損傷原因を把握することを目的に、柱部材が曲げ破壊もしくは、かぶり

コンクリートが広範囲で剥離・剥落するような曲げ損傷を受けた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とともに、一部の柱部材で曲げ破壊を生じたＲＣラーメン高架橋の事例に対しての再現解析を行うことにより、損傷過程と地震による応答を推定したので以下に報告する。

2. ＲＣラーメン高架橋の耐震性能と損傷度

(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、区間によっては延長の半数超が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 3 径間または 4 径間で、1 層または 2 層のラー

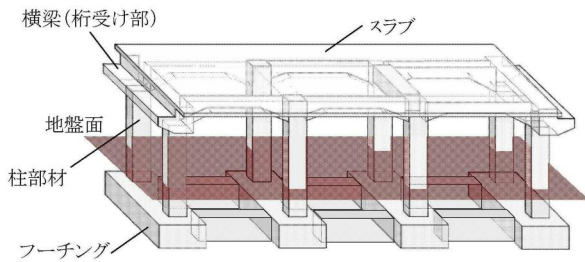


図-1 ビームスラブ式RCラーメン高架橋のイメージ

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。

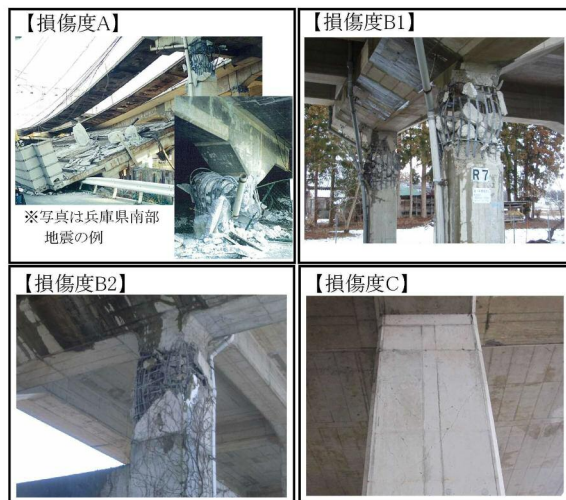


図-2 損傷度の分類

表-2 区間別損傷本数(損傷度B2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

メン構造が多い。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) 損傷度の分類

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、今回の東北地方太平洋沖地震では、損傷度Aと判定された高架橋は発生していない。

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破壊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) 柱部材の耐震性能と損傷度

柱部材に曲げ破壊が生じたRCラーメン高架橋と耐震性能の関係を明らかにすることを目的に、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もの(損傷度がB1およびB2)である。分析対象とした数量は、柱本数にして、2011年3月11日の地震で損傷した55本(損傷度B1:8本、損傷度B2:47本)、2011年4月7日の地震で損傷した9本(損傷度B1:3本、損傷度B2:6本)である。表-2に区間毎の分析対象本数を示す。

被災したRC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えると仮定し、設計上の耐震性能を、文献1), 2), 3)を参考に弾塑性応答と等価な弾性応答(以下、換算弾性応答加速度という)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0.375(0.25×1.5)とした。

図-3に耐震性能による分析結果を示す。この図より、耐震性能が低い柱ほど損傷数量が多い傾向を示

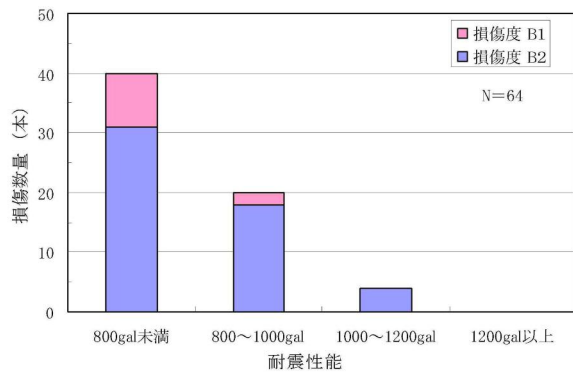


図-3 耐震性能と損傷度 B2 以上の損傷

表-3 周辺高架橋の諸元と損傷度

No.	橋長/ 径間数	端部柱			損傷度
		断面高 (m)	柱高 (m)	部材じん性率 μ_d	
R1	35m/4	0.85	8.50	3.4	B2
R2	35m/4	0.85	8.50	3.4	B2
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	—

注 1: 部材じん性率が()付の値は補強前の性能を示す。

注 2: 損傷度欄“—”は、損傷無しか、軽微なものを示す。

した。一部の柱部材に曲げ破壊を生じて、軌道沈下を起こすような損傷度 B1 の構造物は、柱の耐震性能が 1000gal 以下であることが分る。また、1200gal 以上の耐震性能を有するものには、B2 以上の損傷が発生していない。

以上より、損傷度 B2 の損傷は、柱の耐震性能が 1,200gal 未満の R C ラーメン高架橋において発生し、一部の柱部材に曲げ破壊を生じるような損傷度 B1 の構造物は、柱の耐震性能が 1,000gal 未満の構造物で発生したことが分った。

3. 一部の柱部材に曲げ破壊を生じた R C ラーメン高架橋の損傷過程と地震による応答の推定

本章では、一部の柱部材が曲げ破壊した構造物の被災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、地震によりどのような損傷過程を経たのかを推察するとともに、地震によりどの程度の応答を受けたのかを推定するものとする。

(1) 分析対象構造物の損傷状況

a) 周辺高架橋との比較

一部の柱部材に曲げ破壊を生じた R C ラーメン高架橋の地震応答の推定は、東北新幹線北上・新花巻間の N 高架橋 R7 を詳細に分析することにより推定することとする。

表-3 は、損傷度 B1 で一部の柱部材に曲げ破壊を生じた高架橋を含む周辺の構造物における構造諸元、端部柱の部材じん性率⁴⁾、および損傷度を示したものである。調査区間は、R C ラーメン高架橋 9 ブロック、R C ラーメン橋台 1 ブロック、R C 単純桁 11 連の高架橋（総延長 350.8 m）である。

R1~R3 の 3 ブロックでも損傷度 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、R1、R2、R3 の方が R7 よりも性能が低い。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、曲げ破壊などの大きな損傷を生じていなかった。

以上より、損傷度 B1 で柱部材に曲げ破壊を生じるような R C ラーメン高架橋は、橋長、部材形状、部材じん性率について周辺ブロックに比べ特異な点は見られなかったため、周辺構造物よりも大きな応答を受けたものと推察される。

b) 一部の柱部材に曲げ破壊を生じた R C ラーメン高架橋の配筋状況

対象構造物の設計は、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部材長は、調整桁の桁受け梁があるため、中間部よりも 400 mm 程度短い。図-4 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 2 D 区間の帯鉄筋が密に配置されており、その内上側の 1 D 程度が桁受け梁の中に配置され、部材端から 1 D 程度の区間で帯鉄筋が 150 mm ピッチで密に配置されている状況であった。損傷が大きい区間の帯鉄筋が 300 mm ピッチで比較的粗く配置されている。

c) 一部の柱部材に曲げ破壊が生じた R C ラーメン高架橋の損傷状況

図-5、図-6 は、一部の柱部材に曲げ破壊を生じた R7 高架橋の損傷状況を示したものである。損傷状況の主な概要は、以下の通りである。

- ① 曲げ破壊した柱部材は、ブロックの起終点の端部に集中していた。
- ② 曲げ破壊の部材中の位置は、柱部材上端部から 1 D 程度下（D は断面高さ）の 1 D~2 D の区間で発生し、かぶりコンクリートが剥落し、損傷

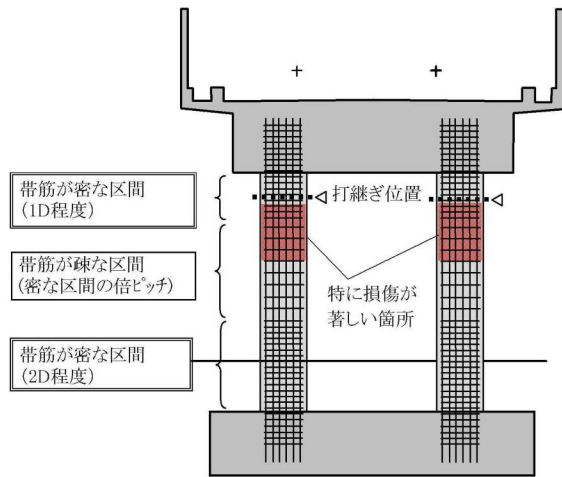


図-4 損傷箇所のイメージ (端部柱)

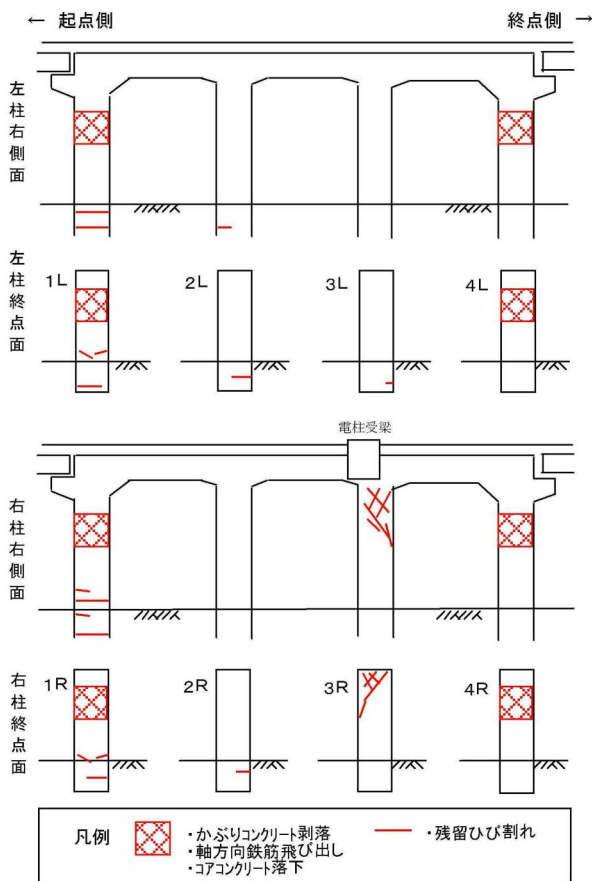


図-5 柱部材の損傷状況略図

箇所のコアコンクリートが損傷した区間ではほぼ抜け落ちるような損傷が発生し、軸方向鉄筋のみが存在する断面も見られた。

- ③ 曲げ破壊を生じた柱部材の下端部は、曲げモーメントによる残留ひび割れが数本見られる程度であった。
- ④ 柱の上端から1D程度の位置にコンクリートの打継ぎ目があり、上端部から打継ぎ位置までの区間の損傷は比較的軽微であった。



図-6 曲げ破壊した柱部材の損傷状況 (起点側)

- ⑤ 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。

(2) 再現解析の方法

一部の柱部材に曲げ破壊を生じた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、損傷に至ったのかが明らかになっておらず、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、被災時の構造物の状態を模擬したモデルによる静的非線形解析⁵⁾により再現解析を行った。

再現解析は、2次元骨組みモデルで線路方向(以下、L方向)、線路直角方向(以下、C方向)に対して端部と中間部に対する検討を行った。中間部については、電柱有りラーメンと電柱無しラーメンの2ケースの解析を実施した。

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- θ 部材とし1要素を柱断面高さ程度で分割している。図-7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同等変位において比較を行え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。

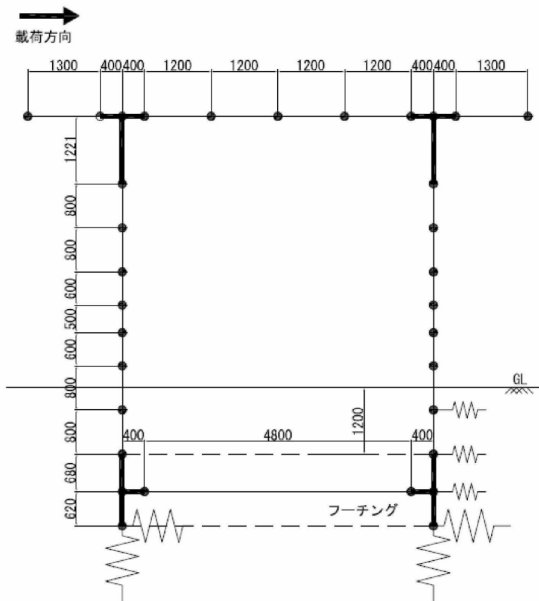


図-7 解析モデル (C 方向端部の例)

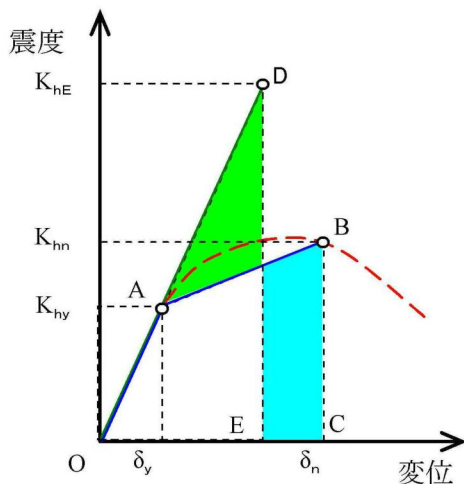


図-8 エネルギー一定則のイメージ

表-4 L 方向再現解析の結果

初 降 伏 時	降伏箇所	起点より 2 本目柱上下端
	応答震度	0.395
	変位	24mm
	等価固有周期	0.493sec
V _{yd} 時	応答震度	0.444
	変位	39mm
	応答震度	0.491
δ _n 時	変位	79mm
	構造物の 塑性率 μ_R	3.29
	換算弾性応答 加速度	959gal

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（実際の運行状況から、地震発生時の列車運行は無かった）。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、柱部材の設計せん断耐力時（柱部材のコンクリートが受持つせん断耐力⁶⁾に帯鉄筋が受持つせん断耐力²⁾を加えたせん断耐力 (V_{yd}) に達する時点）、構造物の終局変位 (δ_n) 時（柱部材が降伏荷重を維持する最大変位⁴⁾に達するときの構造物全体系の変位とする。ただし、文献4)の適用範囲は曲げせん断耐力比が0.9以下であっても本式により計算する）をもとに行った。

構造物の応答値は、図-8 に示す弾性応答 ODE と弾塑性応答 OABC が等価であるという仮定のもと、エネルギー一定則¹⁾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、構造物全体系の初降伏時の構造物の変位 δ_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 δ_n と応答震度 K_{hn} により算出した。

(3) 再現解析の結果

a) 線路方向に対する分析

線路方向の解析結果は、表-4 に再現解析により求めた解析結果の値を示し、図-9 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を作用させると、起点より2本目の柱上下端において曲げ降伏し、柱中間部の帯鉄筋の配置が疎になりせん断耐力が小さくなっている区間（上端から1Dより下側から下端より2D上まで）において、発生せん断力が設計せん断耐力を上回る結果となった。破壊モードとしては曲げ降伏以後のせん断破壊であったと考えられる。ただし、実構造物においては、L方向に顕著な斜めひび割れは観測されておらず、実構造物におけるせん断耐力に若干余裕があったために、曲げ損傷の限界点である終局変位まで応答したものと推察される。この様に仮定すると、L方向において960gal程度の応答を受けたものと推定される。

b) 線路直角方向に対する分析

端部ラーメンC方向の解析結果は、表-5に再現解析により求めた解析結果の値を示し、図-10に震度と変位の関係を示す。

解析結果より、C方向の端部ラーメンに水平力が作用すると、引抜き力が発生する側の柱部材の上下端で曲げ降伏し、柱中間部の帯鉄筋の配置が疎になりせん断耐力が小さくなっている区間（上端から1D程度より下端から2D程度まで）において、発生せん断力が設計せん断耐力を上回る結果となった。

そのため、L方向と同様に破壊モードは曲げ隆伏

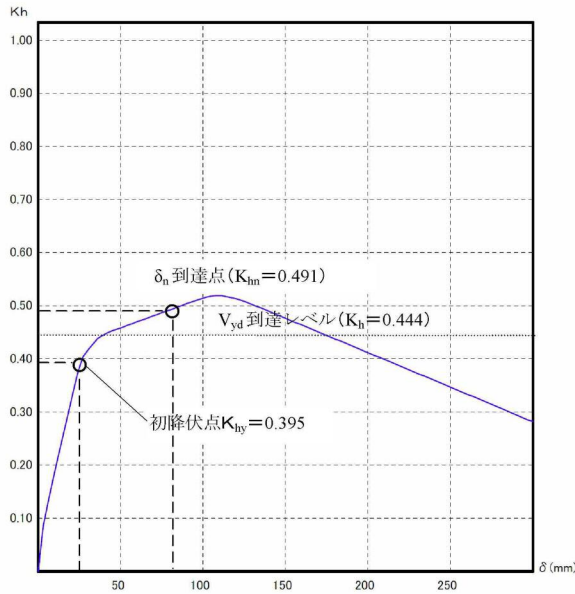


図-9 静的非線形解析の結果 (L方向)

表-5 C方向の再現解析の結果

		端部ラーメン	中間部ラーメン (電柱無し)	中間部ラーメン (電柱有り)
初降伏時	降伏箇所	引抜き側柱上下端	引抜き側柱下端	引抜き側柱下端
	応答震度	0.371	0.441	0.396
	変位	24mm	27mm	27mm
	等価固有周期	0.521sec	0.495sec	0.522sec
V_{yd} 時	応答震度	0.410	—	0.496
	変位	30mm	—	48mm
δ_n 時	応答震度	0.468	0.648	0.572
	変位	99mm	123mm	143mm
	構造物の塑性率 μ_R	4.12	4.55	5.30
	換算弾性応答加速度	1,032gal	1,351gal	1,317gal

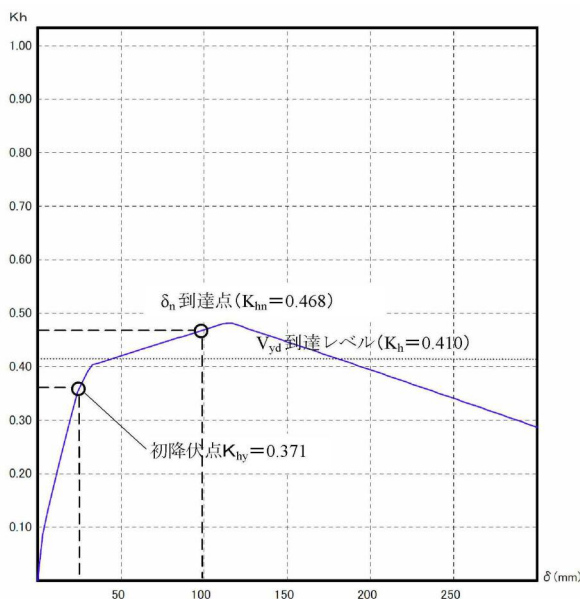


図-10 静的非線形解析の結果 (C方向端部)

し、実構造物においては、端部ラーメンのC方向に顕著な斜めひび割れは観測されておらず、せん断耐力に若干余裕があったために、曲げ損傷の限界点である終局変位まで応答したものと推察される。この様な仮定のもと構造物が受けた地震動の応答値を逆算すると、C方向において1,030gal超の応答を受けたものと推定される。

また、表-6において中間部ラーメンの「電柱無し」と「電柱有り」を比べると、初降伏時の応答震度が、電柱有りの方が低く、終局変位前に V_{yd} に達する曲げ降伏後のせん断破壊型の部材を有する構造であり、「電柱無し」は曲げ降伏後の曲げ破壊型の部材を有する構造であったことから、電柱の有無により損傷に顕著な差がみられたものと推察される。

(4) 損傷過程と地震による応答の推定

損傷状況の分析と再現解析の結果をもとに、L方向、C方向に同程度の地震応答を受けたと仮定して損傷過程と地震による応答を推定する。

まず、C方向の端部ラーメンが柱上下端で曲げ降伏に達し、中間部「電柱有り」ラーメンがC方向の柱上下端、線路方向ラーメンのL方向の柱上下端が順次曲げ降伏に達する。その後、端部ラーメンの柱中間がC方向、中間部ラーメン「電柱有り」のC方向が順次で設計せん断耐力に達するレベルのせん断力を受け斜めひび割れが発生する。最後に、終局時の応答震度が低い端部ラーメンのC方向において、柱上端から1D程度下の帯鉄筋が疎な1D区間で終局変位を超す損傷を受け曲げ破壊が発生、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。なお、今回分析した被災高架橋は、終局変位時と V_{yd} を比較すると、L方向で1.10倍、C方向で1.14倍程度の発生せん断力を受けていることとなるがせん断破壊に至っておらず、損傷が柱上端より1D程度下の帯鉄筋間隔が疎な区間で発生したこと、柱が両端固定部材であったことなどの影響により、せん断耐力が幾分か大きかったものと推察される。

一部の柱部材に曲げ破壊を生じたRCラーメン高架橋の地震動による応答は、被災した構造物の中間部(電柱無し)ラーメンの柱部材が、終局変位に達するような損傷を受けた形跡が無いことから、L方向で約960gal超、C方向で約1,030gal超であったものと推定される。

以後のせん断破壊型であったと考えられる。ただ

4. まとめ

2011年の東北地方太平洋沖地震において、損傷度B2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B1の損傷を受け、一部の柱部材で曲げ破壊が生じた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) 東日本太平洋沖地震によるRCラーメン高架橋の損傷度B1、B2の損傷は、損傷度B2の損傷は、柱の耐震性能が1,200gal未満のRCラーメン高架橋において発生した。また、一部の柱部材が曲げ破壊するような損傷度B1の損傷を受けた構造物は、柱の耐震性能が1,000gal未満であった。
- (2) 一部の柱部材に曲げ破壊を生じ損傷度がB1となった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、曲げ破壊を生じたブロックよりも耐震性能が低くても損傷度がB2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。このことから、損傷度B1で一部の柱部材が曲げ破壊したRCラーメン高架橋は、橋長、部材形状、部材じん性率について周辺ブロックに比べ特異な点は見られず、より大きな応答を受けたものと考えられる。
- (3) 損傷度B1で一部の柱部材に曲げ破壊を生じたRCラーメン高架橋の損傷過程を損傷状況と再現解析から同定した結果、まず、端部ラーメンがC方向の柱上下端で曲げ降伏に達した後に、中間の柱上下端で順次曲げ降伏に達し、その後、端部ラーメンの柱中間がC方向、中間部ラー

メン「電柱有り」のC方向が順次で設計せん断耐力に達するレベルのせん断力を受け斜めひび割れが発生する。最後に、柱上端から1D程度下の帯鉄筋が疎な1D区間で終局変位を越す損傷を受け曲げ破壊が発生し、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。

- (4) 再現解析の結果から、柱が終局変位まで応答したとして仮定した場合、今回の地震によりL方向で約960gal超、C方向で約1,030gal超の応答加速度が作用したものと推定された。

参考文献

- 1) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. :Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings of 2nd WCEE, Vol. 2, 1960.
- 2) 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.
- 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) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.

(2012. 9. 25 受付)

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

Masashi KOBAYASHI, Kenji SHINODA, Koichiro MIZUNO, Mareki KURAOKA

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 more than 1,000 gal.