

東北地方太平洋沖地震により損傷した R C ラーメン高架橋に対する被害分析

水野 光一朗¹・小林 將志²・篠田 健次³・倉岡 希樹⁴

¹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

²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

³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 技術第一部
(〒171-0021 東京都豊島区西池袋 1 丁目 11 番地 1 号 メトロポリタンプラザ 19F)

E-mail: shinoda@jrc.jregroup.ne.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 丁目 2 番地 6 号)

E-mail: m-kuraoka @jreast.co.jp

東北地方太平洋沖地震により被害を受けた鉄筋コンクリートラーメン高架橋の柱部材について、被災状況を調査し、被害分析を行った。被害分析では標準設計で設計された耐震性能が同程度の高架橋が連続する地区を対象とし、当該地震により被害を受けた高架橋柱の損傷度や損傷部位について着目した。また、損傷の伸展過程について推定を行った。分析の結果、損傷が柱上部の特定の位置に発生することや、構造物の特定の方向について損傷度が大きくなるという方向性があることがわかった。さらに、被災した高架橋を対象として静的非線形解析を実施し、数値解析による損傷状況の再現についての検討ならびに応答値の推定を行った。

Key Words: the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, rigid frame viaduct, damage analysis, damage severity, static nonlinear analysis

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃、三陸沖を震源とするマグニチュード 9.0 (M_w 9.0) の「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震」(以下、東北地方太平洋沖地震と呼ぶ)が発生した。この地震は震源域が広範囲であったことや大きな揺れの継続時間が長かったことが特徴であり、各種の土木構造物に被害を生じた。

鉄道の土木構造物においても鉄筋コンクリート(以下、R C と呼ぶ)ラーメン高架橋の柱や橋りょうの R C 橋脚の一部で被害を生じた。中でも R C ラーメン高架橋は、交差する道路、水路などを効率的かつ経済的に立体交差する構造として長い延長で採用され、東北新幹線(大宮～盛岡間)では、約 60% が R C ラーメン高架橋で構築されている。このため、R C ラーメン高架橋の柱部材が広範囲で損傷を受け

た。

鉄道構造物の耐震基準は、関東大震災(1923 年)から宮城県沖地震(1978 年)までの耐震基準(以下、旧耐震基準と呼ぶ)は、構造物の応答として 200gal～300gal を想定し、設計水平震度(外力)として構造物に作用させ、発生した応力が許容応力度を上回らないことを確認する震度法または、修正震度法により設計することとしていた^{例えは¹⁾}。その後、宮城県沖地震以降の耐震基準から、それまでの震度法の考え方を踏襲しつつ、最大で 1,000gal 程度の応答に耐えられるように、地震時に粘り強い性能を持つように耐震上の構造細目が追加された²⁾。

現在の設計では、兵庫県南部地震(1995 年)を受けて 1999 年に制定された「鉄道構造物等設計標準(耐震設計)」³⁾(以下、現耐震基準と呼ぶ)を用いている。実際の設計では、中規模地震(L 1)で最大 800gal 程度、大規模地震(L 2)で最大 2,000gal 程度

表-1 損傷度の判定区分

損傷度	損傷形態の区分			損傷状況
	せん断	曲げ せん断	曲げ	
A	SA	MSA	MA	柱の損傷により桁、スラブが落下し構造物として崩壊する状態
B1	SB1	MSB1	MB1	貫通ひび割れが多数発生し、コアコンクリートの損傷が著しく、かぶりコンクリートの剥落が広範囲にあり、鉄筋が露出している。軌道面の沈下がある状態
B2	SB2	MSB2	MB2	貫通ひび割れが多数発生し、コアコンクリートの損傷がみられ、かぶりコンクリートの剥落が広範囲にあり、鉄筋が露出している。軌道面の沈下はない状態
C1	SC1	MSC1	MC1	目視で容易に確認できる程度のひび割れ(幅0.2mm以上)が生じているが、かぶりコンクリートの剥落はわずかである状態
C2	SC2	MSC2	MC2	近寄らないと確認できないひび割れ(幅0.2mm未満)が生じている状態



図-1 端柱の損傷例(起点方より撮影)

表-2 損傷度の調査結果

損傷度	損傷部位			
	上端～上1D	上1D～2D	上2D～下2D	下2D～下端
B	SB1	0	0	0
	SB2	0	0	0
	MSB2	4	7	0
	MB2	0	0	0
	小計	4	7	0
C	SC1	0	1	10
	SC2	0	0	1
	MSC1	10	10	2
	MSC2	6	5	3
	MC1	7	3	2
	MC2	13	14	7
	小計	35	34	25
損傷なし	61	60	75	85

[単位:%]

の地震動に対する応答に対し、所要の耐震性能を確保することとしている。

筆者らは当該地震により損傷を受けたRCラーメン

表-3 損傷度の調査結果(端柱と中間柱の比較)

損傷度	損傷部位							
	上端～上1D		上1D～2D		上2D～下2D		下2D～下端	
	端柱	中間柱	端柱	中間柱	端柱	中間柱	端柱	中間柱
B	SB1	0	0	0	0	0	0	0
	SB2	0	0	0	0	0	0	0
	MSB2	9	0	16	0	0	0	0
	MB2	0	0	0	0	0	0	0
	小計	9	0	16	0	0	0	0
C	SC1	0	0	2	0	23	0	0
	SC2	0	0	0	0	2	1	0
	MSC1	23	0	23	0	5	0	5
	MSC2	3	8	5	6	3	3	0
	MC1	16	0	8	0	2	2	3
	MC2	3	19	5	22	2	10	0
	小計	45	27	42	27	36	17	8
損傷なし	45	73	42	73	62	83	92	80

[単位:%]

ン高架橋のうち、旧耐震基準の標準設計で設計が行われ、同程度の耐震性能を有すると考えられるRCラーメン高架橋が連続して存在する地区を対象として、RCラーメン高架橋の柱部材の損傷状況の調査を行い、その損傷度について分析を行った。さらに、損傷度が比較的大きかったブロックを対象として、設計的な手法であるプッシュオーバー解析による静的非線形解析を行った。その上で、損傷状況の調査結果と数値解析の結果をもとに、被害を受けた高架橋の柱部材の損傷部位や損傷の伸展過程といった損傷状況の再現の検討と応答値の推定を行った。

2. 対象とするRCラーメン高架橋の被災状況の分析

(1) 対象構造物の概要

本論文で対象としたRCラーメン高架橋は、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1層構造であり、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で、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いる。

被害の調査や分析にあたっては、近隣の地震計で大きな地震動が観測された仙台地区の高架橋のうち、高架下を店舗や建物などで高度に利用していない、比較的大きな損傷が確認された延長の合計が約265mとなる8ブロックを選定した。

なお、当該地区ではせん断破壊先行型と判定される高架橋柱は耐震補強対策が完了している。

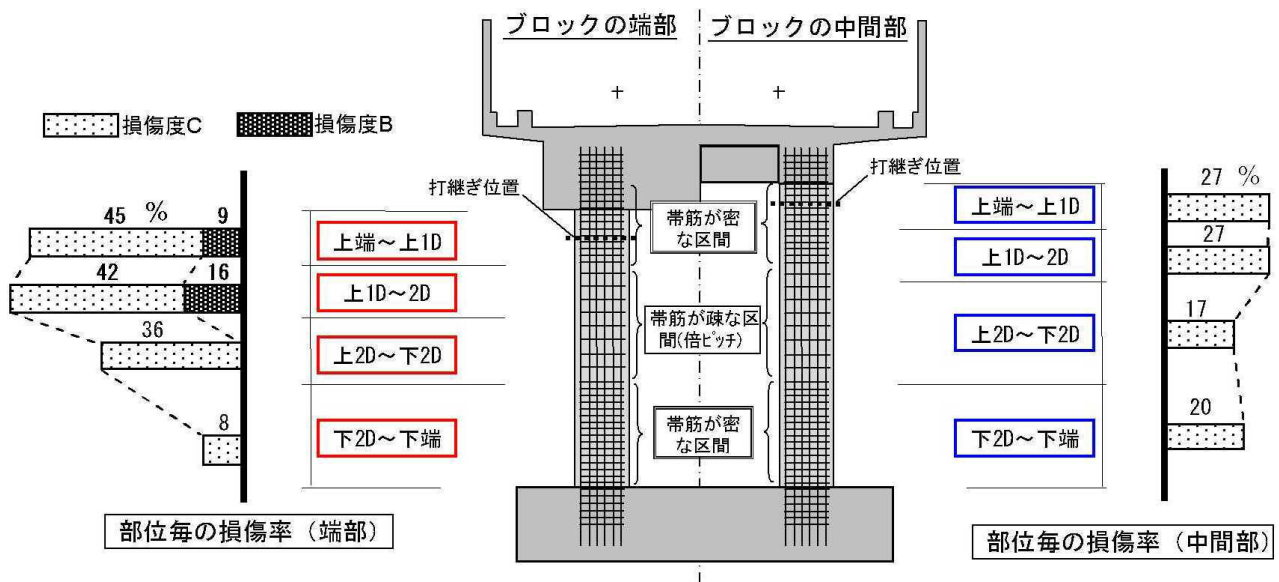


図-2 配筋の模式図と損傷率の分布

(2) 分析の対象とした区間の高架橋柱部材の被害分析の方法

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、被災状況に応じて各ランクの中でより詳細な分類を設けた^{5), 6)}。

また、RC柱部材の損傷形態の区分は、曲げモーメントおよびせん断力の発生断面力の違いや組み合わせにより、主に斜めひび割れが顕著な「せん断損傷」、主に部材端部等の塑性ヒンジ部に損傷が発生する「曲げ損傷」、ならびに両者の中間的な損傷を発生する「曲げせん断損傷」の3つに区分した。損傷度の判定区分を表-1に示す。

なお、調査方向は、対象の柱部材を線路方向（以下、L方向と呼ぶ）および線路直角方向（以下、C方向と呼ぶ）のそれぞれに区分して、L方向（柱左側面および柱右側面）とC方向（柱起点側面および柱終点側面）の4面で判定を行った。

(3) 被害分析の結果

対象構造物の柱部材における損傷状況の調査結果を以下に示す。

図-1に分析の対象とした区間のRCラーメン高架橋の柱部材の損傷状況の例を示す。これら柱は、Dを断面高さとして、C方向の柱上端より1D下から2D下までの区間でコアコンクリート内部でのひび割れやかぶりコンクリートの剥落がみられるため、損傷度がB2であると判定した。また、当該の損傷

は、損傷状況および既往の研究結果^{例えば7)}から、柱部材の端部付近に曲げによるかぶりコンクリートの剥落とせん断力による斜めひび割れが発生していることから、「曲げせん断損傷」と判定した。以上より、損傷形態の区分を曲げせん断損傷のMSB2と判定した。

表-2に対象とした柱部材の損傷状況の調査結果を示す。表-2にはL方向とC方向の4面で確認された損傷を記載した。表中の数字は損傷が発生した割合を表し、高さ方向の部位ごとに集計している。なお、当該地震による高架橋柱の損傷度Aの損傷は確認されていない。また、本論文が対象とした地区においては、軌道沈下を伴う損傷度B1の損傷は確認されていない。

表-2において、損傷度について着目すると、対象とした柱部材では最も大きな損傷度がMSB2である。また、損傷した柱は損傷度Cの損傷が主であること、損傷していない部位が多数存在することがわかる。さらに、損傷度Bの損傷が一部の柱で発生しているものの、損傷度C以上の発生比率（以下、損傷率と呼ぶ）は低かった。発生する断面力の違いによる損傷の区分について着目すると、主にせん断力によって発生する損傷度Bの損傷のSBは発生せず、曲げモーメントとせん断力の両方の影響を受けて比較的大きな損傷であるMSBの損傷を生じた。

次に、柱部材の高さ方向の区分について着目すると、損傷度Bの損傷が発生する部位は、柱の上端から1D下までの区間および上端より1D下から2D下までの区間に限られることがわかる。また、柱下端から2Dまでの区間の地中部の部位では、損傷度Bの損傷は発生せず、損傷度C程度の軽微な損傷が

表-4 損傷度の調査結果(損傷方向の比較)

損傷度		損傷部位							
		上端～上1D		上1D～2D		上2D～下2D		下2D～下端	
		C方向	L方向	C方向	L方向	C方向	L方向	C方向	L方向
B	SB1	0	0	0	0	0	0	0	0
	SB2	0	0	0	0	0	0	0	0
	MSB2	8	0	13	0	0	0	0	0
	MB2	0	0	0	0	0	0	0	0
	小計	8	0	13	0	0	0	0	0
C	SC1	0	0	0	1	18	1	0	0
	SC2	0	0	0	0	3	0	0	0
	MSC1	14	5	14	5	1	3	3	1
	MSC2	8	4	8	3	4	3	1	0
	MC1	0	13	0	7	1	3	3	3
	MC2	11	14	12	17	4	9	9	11
	小計	33	37	34	33	32	18	16	14
損傷なし		59	63	53	67	68	82	84	86

[単位:%]

表-5 損傷度の調査結果(端柱のC方向面)

損傷度		損傷部位			
		上端～上1D	上1D～2D	上2D～下2D	下2D～下端
B	SB1	0	0	0	0
	SB2	0	0	0	0
	MSB2	19	31	0	0
	MB2	0	0	0	0
	小計	19	31	0	0
C	SC1	0	0	44	0
	SC2	0	0	3	0
	MSC1	34	34	3	6
	MSC2	3	9	3	0
	MC1	0	0	0	3
	MC2	3	0	0	0
	小計	41	44	53	9
損傷なし		41	25	47	91

[単位:%]

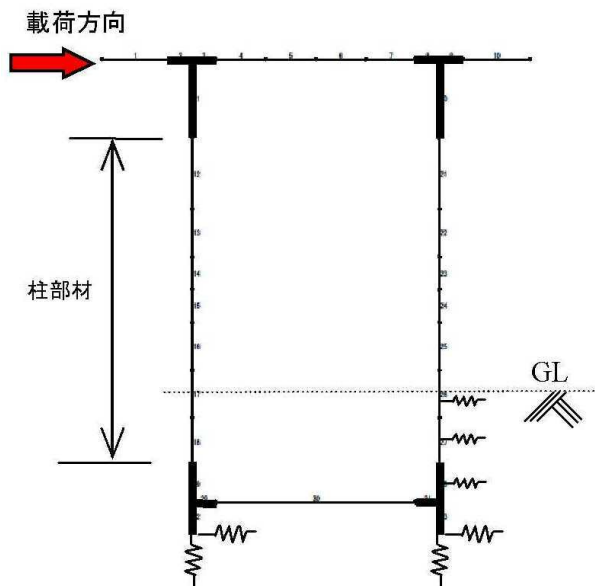


図-3 解析モデルの概念図(端柱のC方向)

確認された。

表-3に対象とした柱部材を端部の柱と中間部の柱に区分した場合の調査結果を示す。これより、端部の柱と中間部の柱の差に着目した場合、損傷度Bの

損傷はすべて端柱で生じていて、中間柱では損傷度Cの損傷が発生する程度であったことがわかる。また、図-1からも端柱で損傷度が大きく、中間柱では損傷を生じない、あるいは軽微な損傷が発生する程度であったことがわかる。これらの結果を、配筋状況も踏まえて模式的に表したものが図-2である。これより、端部の柱の損傷率は高く、特に柱の上端より2D下までの区間に、損傷度Bの損傷が集中していることがわかる。損傷度Cの損傷は、端部、中間部の両方に発生しているものの、端部の損傷率が中間部の倍程度発生していたことを示している。

表-4に対象とした柱部材をC方向ならびにL方向といった構造物の応答方向に着目した場合の調査結果を示す。これより、対象区間のRCラーメン高架橋は、損傷度Bの損傷がC方向に発生していることや、L方向には損傷が発生する場合にも軽微であったことがわかる。

さらに、表-5に端柱のC方向に着目した場合の調査結果を示す。柱部材の高さ方向の部位による区分について着目すると、損傷度Bの損傷が発生する部位は、柱の上端より1D下および上端より1D下から2D下まで区間に限られることがわかる。これは、曲げモーメントとせん断力の両方の影響を受けて比較的大きなMSBの損傷を生じたことを示していると考えられる。

3. 被災したRCラーメン高架橋の再現解析

(1) 再現解析の方法

損傷度Bの損傷を受けた高架橋は、図面等の構造物の諸元に関するデータは存在したものの、現地に設置された地震計が無いことから、どのような地震動を受けて、損傷に至ったのかが不明である。そのため、損傷過程および地震による応答値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を用いた静的非線形解析³⁾により再現解析を行った。

再現解析では、損傷度Bの損傷が発生したRCラーメン高架橋を1ブロック抽出し、2次元の骨組解析による静的非線形解析プログラムでL方向およびC方向の端部ブロックの検討を行った。

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、柱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1要素を柱断面高さ程度で分割している。C方向の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

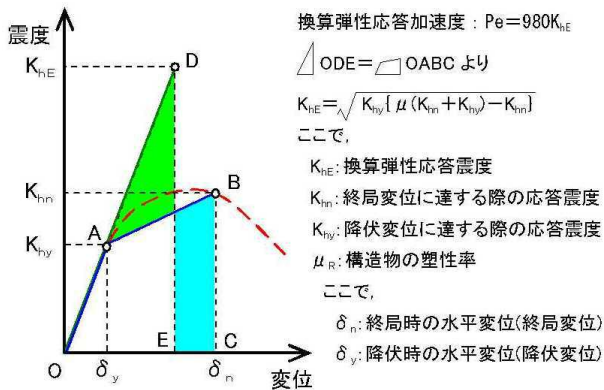


図-4 エネルギー一定則と換算弾性応答加速度の関係

表-6 再現解析の結果

		L 方向ラーメン	C 方向ラーメン(端部)
初降伏時	降伏箇所	起点より2柱目上端	引抜き側柱上端
	応答震度	0.507	0.474
	変位	38.5mm	36.5mm
	等価固有周期	0.551sec	0.554sec
V_{yd} 時	応答震度	0.621	0.529
	変位	77.5mm	47.0mm
δ_n 時	応答震度	0.688	0.626
	変位	140.5mm	113.5mm
	構造物の塑性率 μ_R	3.65	3.11
	換算弾性応答加速度	1,337gal	1,128gal

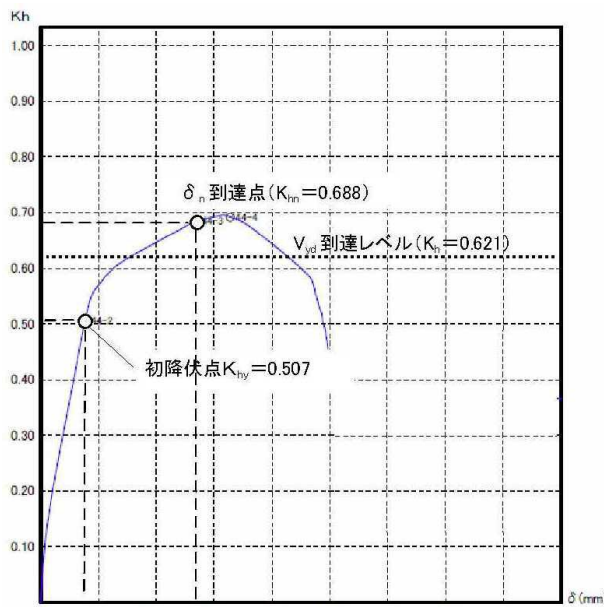


図-5 静的非線形解析の結果（L方向）

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。

また、荷重の設定に関しては東北地方太平洋沖地震が発生した当時の列車運行状況を模擬し、列車荷重および雪荷重は考慮せず、自重ならびに自重による慣性力を作用させた。解析の対象としたラーメン

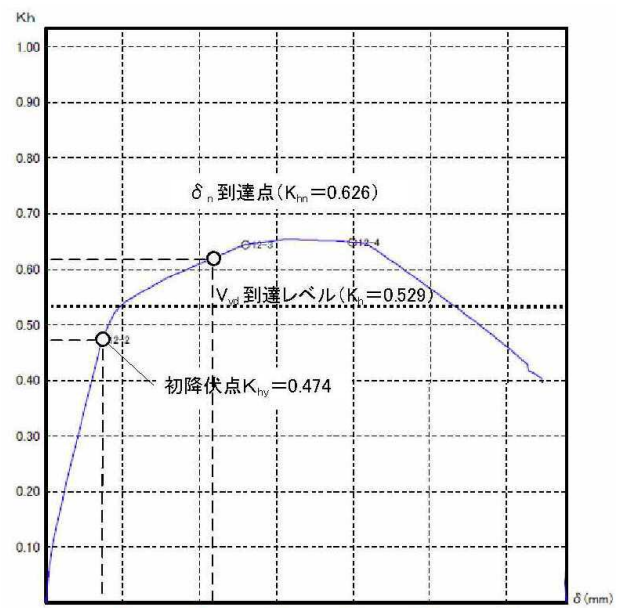


図-6 静的非線形解析の結果（C方向）

高架橋では、高架下を駐車場として利用しているため、表層地盤の埋戻し土を $N=5$ として評価した。解析モデルは、直接基礎の底面抵抗を柱直下に地盤バネを配置することで考慮し、地盤前面抵抗をフーチングおよび柱部材の地中部に水平バネを配置することで考慮した。解析モデルの概念図を図-3に示す。

損傷過程の推定は、柱部材が曲げモーメントにより軸方向鉄筋が曲げ降伏する時点、発生する断面力が設計せん断耐力に到達する時点、また、構造物の変位が終局変位に到達する時点で行った。ここで、柱部材の設計せん断耐力は、柱部材のコンクリートが受持つせん断耐力⁸⁾に鉄筋が受持つせん断耐力⁹⁾を加えたせん断耐力（ V_{yd} ）とした。構造物の終局変位は、柱部材が降伏荷重を維持する最大変位（ δ_n ）⁷⁾に達するときの構造物全体系の変位とした。

なお、参考文献⁵⁾の適用範囲は耐力比0.9以上であるが、これ以下の耐力比となった場合についても本式により計算することとした。

構造物の応答値は、エネルギー一定則^{5),10)}を前提とした換算弾性応答加速度により推定し、図-4の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。

(2) 再現解析の結果

静的非線形解析の結果、地震力を表す水平方向の変位が大きくなるにつれて、柱部材の損傷が進展した。L方向およびC方向の解析結果を表-6に示す。また、図-5および図-6に各方向での震度と変位の関係を示す。

L方向の解析では、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本目の柱上端において曲げ降伏し、その後、変位が大きくなるにつれて、上端より1D下から下端より2D上までの柱中間部で柱部材に発生するせん断力が設計せん断耐力を上回る結果となった。この柱上端より1D下から柱下端より2D上までの柱中間部は、図-2に示すように帯鉄筋の配置が疎でせん断耐力が小さくなっている区間である。破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊型であったと考えられる。また、図-5において、柱部材が曲げ損傷の限界点である終局変位まで応答したと仮定して構造物が受けた地震動の応答値を算定すると、図-4より、L方向では1,340gal程度の応答まで構造物に作用する水平力を保持することができると考えられる。

次に、C方向の端部ラーメンの解析では、水平力が作用すると、載荷点側の引抜き側柱の上端で柱部材が曲げ降伏し、その後、押し込み側の上端より1D程度下から下端より2D程度上までの柱中間部で柱部材に発生するせん断力が設計せん断耐力を上回る結果となった。この柱上端から1D程度下より下端から2D程度上までの柱中間部は、図-2に示すように帯鉄筋の配置が疎でせん断耐力が小さくなっている区間である。破壊モードは、L方向と同様に曲げ降伏後のせん断破壊型であったと考えられる。また、図-6において、柱部材が曲げ損傷の限界点である終局変位まで柱部材が応答したものと仮定して構造物が受けた地震動の応答値を算定すると、図-4より、C方向では1,130gal程度の応答まで構造物に作用する水平力を保持することができると考えられる。

L方向とC方向の応答震度を比較すると、表-6に示すように、初降伏時、設計せん断耐力の到達時、終局変位到達時のそれぞれでC方向が小さくなることがわかった。

4. 被災したRCラーメン高架橋の損傷過程および応答値の推定

本章では、被災状況の分析結果と静的非線形解析による再現解析の結果をもとに、被災したRCラーメン高架橋の損傷過程および応答値の推定を行う。

(1) 損傷過程の推定

L方向およびC方向に同程度の地震応答を受けたと仮定して、損傷過程を推定する。実構造物の現地での損傷状況と再現解析の結果を比較すると、柱部材の曲げ降伏および曲げ損傷の限界点である終局変

位付近までの損傷状況については両者が概ね一致した。また、せん断力による損傷状況については、再現解析は柱中間で部材がせん断破壊する結果となったものの、現地の損傷状況は顕著な損傷を生じていなかったことから、若干の相違があるものの、終局変位時と設計せん断耐力時の応答震度の両者の比率が、L方向では1.10、C方向では1.18程度で、その差がわずかであったことから、現地の状況を優先して推察すると、損傷過程は以下のように推察される。

まず、地震動を受けたRCラーメン高架橋は、端部のC方向のラーメンが柱上端で曲げ降伏し、L方向のラーメンも柱上端において順次曲げ降伏した。その後、端部のC方向のラーメンの柱中間部で、せん断力が設計せん断耐力程度に達し、斜めひび割れ生じ帯鉄筋の一部が降伏した。最後に、柱上端より1D下から2D下の区間においてコアコンクリート内部の損傷およびかぶりコンクリートの剥落を生じ、曲げによる終局変位程度の損傷を受けたものと考えられる。

(2) 地震による応答値の推定

損傷度Bの損傷を受けた実構造物は、ブロックの端柱の上端から2D下までの区間でC方向の損傷を受けていたものの、現地の損傷状況から水平力を負担できる損傷状況であったと推定された。そのため、分析の対象としたRCラーメン高架橋は、柱上端から1D下の柱部材の端部付近で、柱部材が曲げモーメントにより終局状態となる時点には到らなかったものの、終局状態に近い時点まで応答し、損傷度Bの損傷を生じたと推定される。

以上を踏まえて、損傷を受けたRCラーメン高架橋の応答値の推定を行う。被災したRCラーメン高架橋は、前述の実構造物の損傷状況より、柱部材に作用する水平力を保持できなくなるほどの損傷は生じていないことから、曲げモーメントによる終局時点には到らない応答を受けたと推定され、対象とした高架橋はC方向において、エネルギー一定則を前提とした換算弾性応答加速度1,130gal程度までの応答を受けたと推定される。

5. まとめ

旧耐震基準により設計された構造物に対し、各々の構造物の損傷状況を踏まえた損傷過程および応答値の推定を行った。分析結果は、以下の通りである。

- (1) 旧耐震基準で設計された構造物に対して、8ブロックの損傷状況を分析したところ、損傷度Bの損傷はすべて端柱で生じ、特に上端から2

D下までの区間に集中していた。また、損傷度Bの損傷はC方向に発生し、L方向には損傷が発生した場合にも軽微であった。

- (2) 損傷度Bの損傷を受けたRCラーメン高架橋の損傷過程を、現地の損傷状況と再現解析の結果より推察すると、まず、端部のC方向のラーメンの柱上端で曲げ降伏し、次にL方向のラーメンの柱上端で曲げ降伏したと考えられる。そして、端部のC方向のラーメンの柱中間部で、せん断力が設計せん断耐力程度に達した。最後に、柱上端より1D下から2D下の区間においてコアコンクリート内部の損傷およびかぶりコンクリートの剥落を生じ、曲げによる終局変位程度の損傷を受けたものと考えられる。
- (3) 損傷度Bの損傷を受けたRCラーメン高架橋の応答値を、現地の損傷状況と再現解析の結果より推定すると、分析の対象としたRCラーメン高架橋は、柱上端から1D下の柱部材の端部付近で、柱部材が曲げモーメントにより終局状態に近い時点まで応答して損傷度Bの損傷を生じたことから、C方向においてエネルギー一定則を前提とした換算弾性応答加速度より1,130gal程度までの応答を受けたと考えられる。

- 2) 日本国有鉄道：建造物設計標準開設（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) 防災科学技術研究所ホームページ：<http://www.bousai.go.jp/>
- 5) 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.
- 6) 尾崎省二，北後征雄，大坪正行，葛目和宏：ラーメン高架橋の被災度・供用性の判定に関する一提案，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18, No. 2, pp. 41-46, 1996.
- 7) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究，土木学会論文集，第390号，V-8, pp. 57-66, 1988.
- 8) 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（コンクリート構造物），1992.
- 9) 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（コンクリート構造物），2004.
- 10) 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.

参考文献

- 1) 日本国有鉄道：全国新幹線網建造物設計標準解説（東北・上越・成田用），1972.

(2012. 9. 25 受付)

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

Koichiro MIZUNO, Masashi KOBAYASHI, Kenji SHINODA, and Mareki KURAOKA

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 and the mechanism of the damage. And, authors conducted the static non-linear analysis based on push-over analysis, by taking into consideration that the ductility of columns can be evaluated by response acceleration in case of elastic behavior.

As a result of observations, we found that the seismic damage caused to RC viaduct columns was mainly located in the vicinity of the upper edge of columns. And, the results of numerical analysis indicated that the damaged RC columns received the seismic response of about 600 to 1,130 gal in the cross section of rigid frame.