論文 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

阿部 紗希子*1·草野 英明*2·篠田 健次*3·小林 將志*4

要旨:鉄道構造物の新しい耐震基準で設計された RC ラーメン高架橋が東北地方太平洋沖地震により被災した。被災した宮城県の高架橋における損傷調査,および対象構造物と被災時の環境条件を合わせた基礎と上部工を一体としたモデルによる解析結果をもとに耐震性能の把握を行った。その結果,解析結果と現地の損傷状況が概ね一致すること,弾性換算で1000gal程度の応答地震動を受けた構造物が補修不要な損傷レベルであり,高い耐震性能を示すことを確認した。

キーワード:東北地方太平洋沖地震, RC ラーメン高架橋,静的非線形解析

1. はじめに

2011 年3月11日に発生した M9.0 の東北地方太平洋沖 地震は,広範囲かつ長時間にわたる大きな揺れにより鉄 道構造物に被害をもたらした。

鉄道構造物の耐震設計は,1995年1月17日に発生し た兵庫県南部地震以降見直しが進められ,1999年に「鉄 道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」¹⁾(以下,耐 震標準と称す)が制定された。耐震標準の基本的な考え 方として,1)地震動は,従来の海洋型地震に加え,兵 庫県南部地震に代表される内陸型地震動も考慮する,2) 構造物の安全性の検討は,構造物に必要な耐震性能を定 め,これを満足することを照査する方法とする,3)構 造物の地震時挙動の算定に当たっては,構造物の全体系 をモデル化した動的解析を主体とすることが挙げられて いる。

東北地方太平洋沖地震により,耐震標準に則り設計さ れた RC ラーメン高架橋が初めて被災した。本稿では, 地震直後より構造物の調査を実施し,併せて静的非線形 解析により分析した結果について報告する。

2. 対象構造物

2.1 構造一般

(1) 対象高架橋

今回の調査・分析対象構造物は,東北本線の RC ラー メン高架橋である。当該箇所はおよそ 2.5km の範囲にお いて土地区画整理事業として道路との連続立体交差がな されている。事業全体として高架橋の数は 30 を超えてい るが,地震後に現地調査を行った結果,損傷状況として は全域においてほぼ同一の傾向にあることが確認された。 したがって,今回の対象としては 3 つの高架橋 (A 高架 橋, B 高架橋, C 高架橋) に着目して分析を行った。な お,対象区間は起点を南としてほぼ南北方向に線路が敷 設されている。

(2) 高架橋構造

今回対象とした高架橋の構造について,**表−1**および 図**−1**に示す。

これらの高架橋を設計するにあたり,耐震標準の適用 に伴う耐震性能の向上を目的として,帯鉄筋の増加,柱 の上下端は内巻きスパイラル鉄筋の設置を施している。

諸う	高架橋名称	А	В	С	
径問	線路方向	3	4	3	
間数	線路直角方向	1	1	2	
		17.20	16.95	17.08	
	線路方向スパン(m)	18.40	16.95	10.50	
	(起点側より)	17.00	17.00	12.43	
			16.00		
・村	E寸法 (線路×直角) (m)				
	端部柱(背割れ部)	0.7 imes 1.2	0.8×1.2	0.7 imes 1.0	
	中間部柱	1.2×1.2	1.2×1.2	1.0×1.0	
	柱高さ(m)	4.4	4.4~4.9	4.3~5.6	
柱の軸方向鉄筋比(%)					
	端部柱(背割れ部)	2.08	3.81	2.72	
	中間部柱	1.99	1.99	1.59	
柱の	の帯強鉄筋比(%)				
	端部柱(背割れ部)	0.33	0.48	0.77	
	中間部柱	0.48	0.48	0.77	
基礎径(m)		φ1.3	φ1.3	φ1.3	
	杭長(m)	15.0	15.0*	12.0	
	基礎形式	1柱1杭場所打ちコンクリート杭			
		ツロ上ふと1至日のひ145			

表-1 対象高架橋諸元

※起点から1番目のみ14.5m

*1 東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 工事管理室 課員(正会員)〒980-8580 宮城県仙台市青葉区五橋 1-1-1
*2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 主席(正会員)〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2
*3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 主席(正会員)〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2
*4 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 課長 工修(正会員)〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2



2.2 地盤構成

A 高架橋, B 高架橋, C 高架橋の地盤構成について述 べる。A 高架橋, C 高架橋では GL から約 3~5mの範囲は N 値 20 以下の砂質土が堆積し,続いて厚さ 5m程度の砂 礫層(N 値 30~50)が存在する。GL から約 12m~16m の範囲に N 値 50 以上の深い砂礫層が存在することから この位置を支持層としている。一方 B 高架橋については, GL より約 8mの範囲まで N 値 3 程度の盛土となってお り,続いて厚さ 5m程度の砂礫層(N 値 40~50)となっ ている。支持層は GL より約 13mにある N 値 50 以上の 砂礫層である。また,調査対象箇所の地盤固有周期は 0.37sec であり,耐震標準における設計上の地盤種別は G3 普通地盤である。

2.3 近傍における観測地震動

JR 東日本では新幹線沿線に地震計を設置しており,最 も近い地震観測地点は今回調査対象とした高架橋より約 1.5km 北に位置している。地震計地点の地盤は調査対象 箇所と異なるものの,地質縦断図を調査した結果,設計 上の地盤種別は同種であった。観測された地震動をもと に作成した加速度応答スペクトルを図-2 に示す。図中 のNS 方向は南北方向, EW 方向は東西方向を示す。

3. 損傷状況調査

3.1 損傷レベルの判定方法

耐震標準によると、曲げ破壊モードとなる鉄筋コンク リート棒部材の荷重変位曲線の包絡線は図-3 のように モデル化できる。また、軸力が釣合い軸力以下であれば 損傷レベルはそれぞれ以下の範囲となる。

損傷レベル1:包絡線B点までの範囲

- 損傷レベル2:包絡線C点までの範囲
- 損傷レベル3:包絡線D点までの範囲

損傷レベル4:包絡線D点以降の範囲

この損傷レベルと部材の損傷状況を関連付けると以下のようになると考えられるため,これを現地調査での 判定基準とした。

- 損傷レベル1:無損傷
 - 損傷レベル2:曲げひび割れが発生し,残留ひび 割れ幅が0.2mm以上
- 損傷レベル3: かぶりコンクリートの剥落, 内部 コンクリートの損傷, 軸方向鉄筋 の座屈,帯鉄筋の変形
- ・ 損傷レベル4:軸方向鉄筋の座屈や破断,帯鉄筋 の変形や破断

3.2 損傷状況の概要

3 つの高架橋において,損傷状況の変化は見られず, 主に柱にひび割れが発生した。ひび割れは水平方向にほ ぼ全周発生しており,NS・EWの方向による差異は見ら れなかった。高さ方向では柱上端付近が最も多く,中間 部から下端付近にかけて減少する傾向であった。また, 構造物における柱の位置(端部柱・中間部柱)による変 化は,若干端部柱が少ないものの,どの柱も概ね同様の 損傷状況であった。

柱のひび割れ展開図を、図-4~図-6に示す。ここで、 柱の名称は起点方を背に左側をL列、右側をR列とし、 起点から順に1L,2L・・・のように表示している。ひび 割れ状況については、柱を高さ方向に3区分し、上から 上端部・中間部・下端部として損傷状況を確認した。





図-5 B高架橋柱ひび割れ展開図

背割れ構造となっている端部の1面は確認することが できなかったが,他3面のひび割れ状況から,中間部の 柱とほぼ同様,全周にひび割れが発生しているものと考 えられる。ひび割れ幅は柱上端で0.2mm 程度,中間部か ら下端部にかけて0.1mm 程度であったが,写真による判 定が難しいものがほとんどであった(図-7)。

現地調査により確認された柱の損傷状況について表 -2に示す。

3.3 埋め戻し土の残留変位

調査を行った高架橋は、高架下を駐車場として利用す るため規定の高さまで地盤の埋め戻しが行われている。 地震後に現地調査を行った際、この埋め戻し土に円形状 の陥没が確認された。陥没は、柱を中心として線路方向 (以下、L方向と称す)および線路直角方向(以下、C 方向と称す)に円形状に発生していた。現地状況写真を 図-8に示す。

埋め戻し土は自立性のある土質であることから,構造 物が地震時の変位により周囲の土砂を押し込んだことで 地表面の陥没が発生したと考えられる。そこで,地表面 の陥没幅から,根巻き鋼管から柱前面までの幅を差し引 いた値を柱基部の水平変位量と推定した(以下,推定水 平変位量と称す)。この推定水平変位量を用い,ひび割れ 状況から判定した損傷レベルと比較検討することで,よ り具体的な損傷レベルの分析が可能であると考え調査を 行った。





図-7 A 高架橋柱部写真

表-2 高架橋柱の損傷状況一覧表

		損傷レベル				
		A高架橋	B高架橋	C高架橋		
端部柱	上端部	2	2	2		
	中間部	1	1	1		
	下端部	1	1	1		
中	上端部	2	2	2		
間 部 柱	中間部	2	2	1		
	下端部	1	1	1		

推定水平変位量の算出方法を,B高架橋を例に図-9, 図-10に示し,同様に算出した各高架橋の調査結果を表 -3に示す。ただし,砂礫質土のため礫が部分的に崩落 している箇所があり,測定にばらつきが見られたことか ら推定水平変位量の算出には各柱のL方向,C方向の最 大値を計測し,その平均値を用いることとした。



図-8 地盤残留変位(B高架橋中間部柱)



図-9 柱基部の地盤陥没状況(B高架橋中間部柱)



図-10 柱基部の地盤陥没状況(B高架橋端部柱)

表-3	推定2	k平変	立量

		A 高架橋	B 高架橋	C高架橋	
土砂陥没幅 (mm)	C 方向	端部柱	550	550	525
		中間部柱	395	400	375
	L +	端部柱	295	290	275
	<i>万</i> 向	中間部柱	395	390	375
推	C 方向	端部柱	50	50	25
定 水 亚		中間部柱	45	50	25
-変位	L 方 向	端部柱	45	40	25
量		中間部柱	45	40	25

4. RC 高架橋の被災分析

4.1 分析方法

対象高架橋について,柱部材の損傷部位や損傷の伸展 過程などを再現するため,静的非線形解析を行った。解 析手法は,鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物 ³⁾(以下 RC 標準と称す)および耐震標準を基本とし, RC ラーメン高架橋の設計で用いられるプッシュオーバ ーアナリシスとした。なお,解析プログラムには JRSNAP Ver.4.1 を使用している。

4.2 解析モデル

RC標準に則り構造物は二次元モデルとして,L方向およびC方向の端部柱・中間部柱について解析した。

解析モデルは部材隅角部を剛体として取り扱い,要素 長は部材両端から基本長 1.0D (D は部材断面高)を順次 割り当て,端数は 1.0D を超えないものとした。また,全 部材とも非線形性は $M - \phi$ 関係を用いて表し,どの位置 が塑性化しても良いように塑性ヒンジ領域は定めていな い。B 高架橋のモデルを図-11 に示す。

ここで,杭基礎に用いる地盤バネは現地の地質柱状図 を元に鉄道構造物等設計標準 基礎構造物・抗土圧構造 物⁴⁾に則り算出した数値を用いている.

4.3 作用荷重

解析に用いる荷重は、地震時の実荷重(被災時列車の 載線はなかったため列車荷重を除く)を載荷している.

地盤条件については,基礎地盤以下は建設当初の条件 とし,埋め戻し土については,経年が浅いため評価して いない。また,端部柱は背割れ構造で,隣接高架橋と基 礎を同一としている。そのため,当該高架橋の解析は, 隣接する高架橋の端部柱の荷重負担を設定し静的非線形 解析を行い,その際の発生断面力を解析対象構造物の端 部柱下端部に作用させることにより行なっている。

4.4 耐震性能の検討

構造物の保有する耐震性能は、エネルギー一定則に従 い弾性応答加速度に換算した値²⁾(以下,換算弾性応答 加速度と称す)を用いて検討した。換算弾性応答加速度 は、構造物が弾性応答したと仮定した場合の水平震度を 算定し、構造物の耐震性能をとして求めた値である。

4.5 分析結果

損傷状況の推定

図-12は、B高架橋C方向の起点から4本目の柱位置 断面における静的非線形解析の結果である。初降伏は、 水平震度 0.506 で引抜き側柱上端において発生し、水平 震度 0.590 で圧縮側柱の上端部が降伏した。その後、水 平震度 0.650 で柱基部の変位量が 50mm に達する結果と なった。



柱基部の変位量と推定水平変位量が同量であるとす ると,推定水平変位量が50mmに達した時点で,全柱の 上端部が曲げ降伏に達する程度の応答を受け,曲げによ る残留ひび割れを発生させるとともに,構造物の応答に より地盤陥没を発生させる程度の変位が発生したと推察 される。したがって今回の地震による応答は構造物の降 伏から最大荷重までの範囲にあり,損傷レベルは2とい う分析結果となる。この解析結果は現地の損傷状況から 推定した損傷レベルと同程度である。他の断面において は,C方向端部は推定水平変位量が50mmに達した (kh=0.756)後に全柱が降伏(kh=0.763),L方向は推定水平 変位量が40mmに達した(kh=0.743)後,全柱が降伏 (kh=0.862)する結果となった(図-13,図-14)。

当該高架橋は全て1柱1杭式の高架橋であることから, 地震時の水平力により柱上端に最大モーメントが発生す る。降伏箇所は塑性化し,柱部材において最大荷重が発 生する位置は上端部から中央部へと移行する。今回解析 した全ての柱においても,柱上端部が曲げ降伏に達した 後,上端部から中央部にかけ順次曲げ降伏する結果とな った。



図-12 B高架橋静的非線形解析結果(C方向中間)



図-13 B高架橋静的非線形解析結果(C方向端部)



図-14 B高架橋静的非線形解析結果(L方向)

表-4 に,解析および推定水平変位量から算出した震度と換算弾性応答加速度,着目点の変位,等価固有周期, 静的非線形解析結果で求めた等価固有周期から求められ る応答値を示す。ここで,等価固有周期とは,構造物の 静的非線形解析により得られる荷重-変位曲線において, 構造物全体としての降伏点と原点を結ぶ割線剛性により 計算される構造物の固有周期を指す。

		初降伏時(上段) 全柱降伏時(下段)		推定水平変位量を用いた値			等価	等価固有周期による	
		震度	換算弾性 応答加速度(gal)	変位 (mm)	震度	換算弾性 応答加速度(gal)	変位 (mm)	回有问 列 (sec)	新による 応答値(gal)
A 高架橋	C 端部	0.492 0.547	482 647	60 84	0.591	835	120	0.698	520
	C 中間	0.443 0.519	434 560	60 80	0.575	752	120	0.736	500
	L1	0.561 0.785	550 1045	52 120	0.679	731	72	0.609	1000
B 高架橋	C 端部	0.661 0.763	648 893	80 116	0.756	869	112	0.696	560
	C 中間	0.506 0.590	496 640	60 80	0.650	820	112	0.689	580
	L1	0.632 0.862	619 1202	52 124	0.743	824	72	0.574	1200
C 高架橋	C 端部	0.680 0.822	666 921	33 48	0.865	1189	69	0.441	950
	C 中間	0.452 0.570	443 626	30 45	0.610	840	69	0.515	850
	L1	0.414 0.749	406 1073	33 132	0.649	764	75	0.565	1400

表一4 解析結果



(2) 応答値の推定

表-4 より,各高架橋における推定水平変位量から求められる換算弾性応答加速度は,ばらつきはあるものの 731gal~1189galとなった。

図-15は、2.3 で述べた近傍地震計における弾性加速 度応答スペクトルと、等価固有周期から求められる応答 値(C 方向は中間部柱)を示したものである。NS・EW の応答値は1000gal~1400gal, 500~950galとなった。

5. まとめ

変形性能の高い RC 柱を有する RC ラーメン高架橋が 初めて大規模地震により被災したことを受け,現地調査 および静的非線形解析により分析し,得られた知見につ いて以下に示す。

- (1)今回の地震による RC ラーメン高架橋のひび割れ発生 状況は,柱上端部付近に 0.2mm 程度のひび割れが多く 発生していることが確認できたが,方向・位置による 差異は確認されなかった。
- (2) 高架橋の基礎と上部工を一体としたモデルに対して 静的非線形解析した結果,柱部材においては上端部が 曲げ降伏に達した後,塑性領域の拡大に伴い,上端部 から中央部にかけ順次曲げ降伏する結果となった。実 際の構造物も同様な損傷を受けたことが確認されて おり,構造物は地震力により水平力を受け,柱上端部 付近の曲げモーメントにより損傷したと推察される。
- (3)換算弾性応答加速度と弾性加速度応答スペクトルの 値から高架橋に弾性換算で1000gal 前後の応答を受け たと推察されるが,高架橋全体として受けた損傷は補 修不要な損傷レベルであり,高い耐震性能を示した。

参考文献

- 財団法人鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標 準・同解説 耐震設計,丸善株式会社,1999.10
- 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,第 563 号/1-39, pp95-103,1997.4
- 財団法人鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物,丸善株式会社, 2004.4
- 財団法人鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物,丸善株式 会社,2000.6