論文　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

篠田　健次[*1]・小林　將志[*2]・水野　光一朗[*3]・佐々木　勝法[*4]

要旨：東北地方太平洋沖地震においては，東北新幹線のＲＣラーメン高架橋の柱が損傷し，一部で軌道面が沈下する程度の被害を受けた。被害構造物の前後の構造物との被害状況の対比，静的非線形解析による被害の大きかった高架橋の再現解析を行い高架橋の損傷の特徴と損傷メカニズムについて述べる。

キーワード：東北地方太平洋沖地震，ＲＣラーメン高架橋，被害分析，静的非線形解析

1. はじめに

1.1　本分析の目的

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震（Ｍw9.0）により，東北新幹線でも多くの構造物が被害を受けた。ＲＣラーメン高架橋（以下，高架橋）の那須塩原駅～盛岡駅の約 400ｋｍの区間で被害を生じ，4 月 7 日の余震(M7.1)による被害や電架柱が多数被害を受けたことにより，全線の運転再開までに 49 日を要した。

高架橋柱では，せん断破壊先行型柱に対する耐震補強工事が完了していたために高架橋が崩壊するような損傷（損傷度 A）は生じなかったが，曲げ性能（部材じん性率）がやや低い柱において被害が生じ，岩手県内の３箇所の高架橋においてゲルバー形式の高架橋の端部柱において柱上端部でコアコンクリートが抜け落ち，スラブ面が沈下し軌道沈下を生じる程度（損傷度ＢＢ）の被害となった。（**写真－１**参照）なお，被害分析における高架橋の損傷度の区分は以下による。

Ａ：柱の崩壊，桁・スラブの落下，軌道沈下有り

ＢＢ：軸方向鉄筋の飛び出し，かぶりコンクリートの広範囲な剥落，貫通ひび割れ，軌道沈下有り

Ｂ：軸方向鉄筋の飛び出し，かぶりコンクリートの広範囲な剥落，貫通ひび割れ，軌道沈下無し

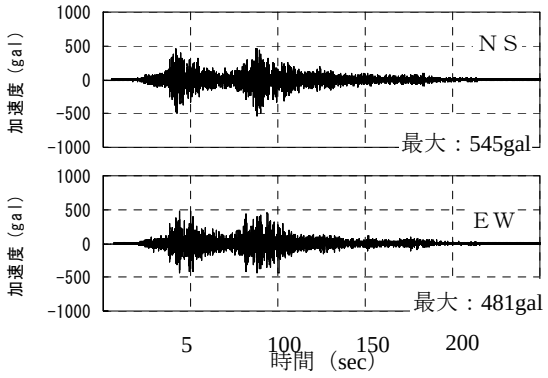
Ｃ：残留ひび割れ，かぶりコンクリートの一部の剥落，軌道沈下無し

今回の地震（4/7 の余震を含む）では，高架橋柱においては，損傷度Ａの被害は生じなかった。損傷度ＢＢの被害は，前記の３高架橋（８本）を含む 11 本の柱で生じ，損傷度Ｂの被害も 53 本に及んだ。

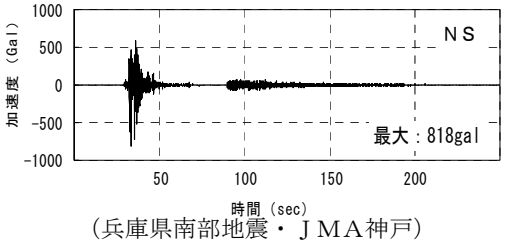
本分析は，損傷度ＢＢの被害を受けた高架橋の再現解析と損傷状況の分析および前後の構造物の損傷状態等の整理を行うことにより，高架橋の損傷メカニズムを明らかにし，今後の耐震補強対策の参考とすることを目的としている。

1.2　地震の概要

今回の地震の特徴としては，非常に広い範囲で大きな揺れを生じた点，揺れの継続時間が長かったこと等が挙げられる。大きな被害を受けた構造物に比較的近い地震計の観測波の一例（高架橋２の近傍の当社設置の地震計）と兵庫県南部地震の観測波との比較を**図－１**に加速度応答スペクトル（観測波と同箇所）を**図－２**示す。なお，高架橋２周辺の地質は比較的浅い位置（GL－3m程度）に N 値 50 近い砂礫層が存在し，高架橋はその層を支持層とする直接基礎となっている。地震計の設置箇所では，やや砂礫層が深く（GL－5m程度）なっている。



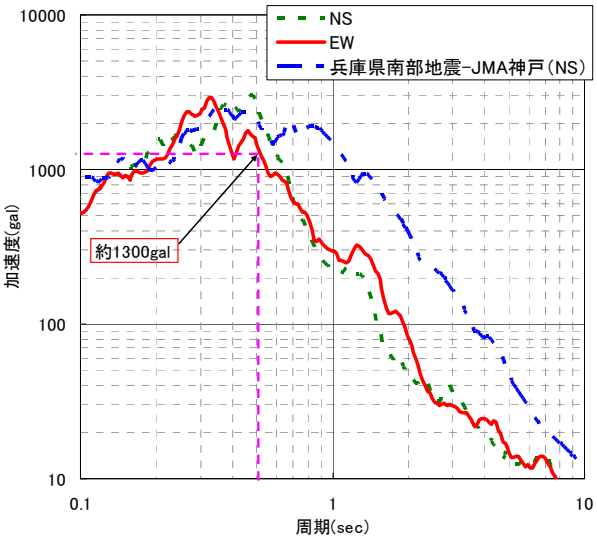
（東北新幹線観測波一例）



（兵庫県南部地震・ＪＭＡ神戸）

図－１　観測地震波

*1 東日本旅客鉄道㈱　建設工事部構造技術センター　(正会員)
*2 東日本旅客鉄道㈱　建設工事部構造技術センター課長　工修　(正会員)
*3 東日本旅客鉄道㈱　建設工事部構造技術センター　工博　(正会員)
*4 東日本旅客鉄道㈱　盛岡支社盛岡土木技術センター

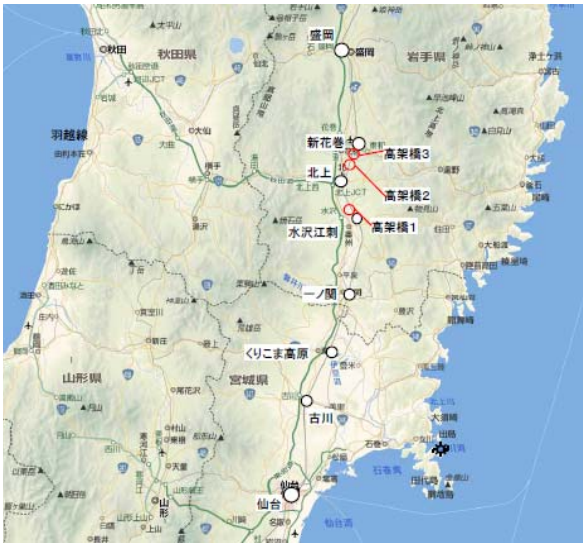


図－２　加速度応答スペクトル

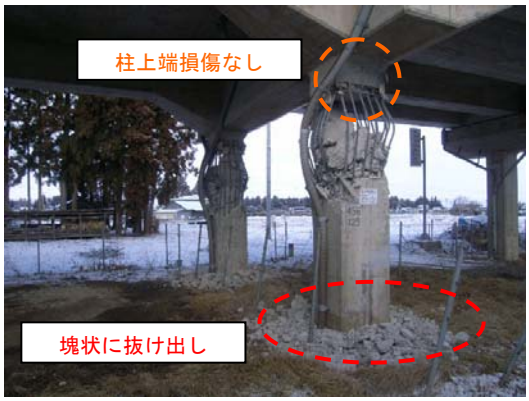
２.損傷度ＢＢの高架橋被害の概要

2.1　構造物の位置と被害概要

損傷度ＢＢで被害を受けた各高架橋の位置を**図－３**に示す。



図－３　対象高架橋位置図



写真－１　高架橋２　Ｒ７被害状況（終点側）

損傷度ＢＢの被害を受けた岩手県内の３高架橋の構造諸元と損傷状況を示す。一般形状のイメージを**図－４**に示す。なお，被害状況図（**図５・６**）は，柱の各方向の被害の大きい面を示す。

(1) 高架橋１　Ｒ７（水沢江刺～北上間）

ゲルバー式ＲＣラーメン高架橋　L＝35m

（線路方向４径間，線路直角方向１径間）

柱 850mm×850mm　高さ 6400mm（端柱）

杭基礎（φ350 打ち込み杭・群杭）

・被災状況

起点側の端柱２本が柱上端部でかぶりが剥落・コアコンクリートも抜け落ち損傷度ＢＢの被害を生じた。

終点側の端柱は下端側に曲げひび割れと上端側に斜めひび割れを生じた。（損傷度 C）

中間柱では，２径間目柱の中間部に斜めひび割れ，３径間目柱下端部に曲げひび割れを生じた。（損傷度 C）

(2) 高架橋２　Ｒ７（北上～新花巻間）

ゲルバー式ＲＣラーメン高架橋　L＝25m

（線路方向３径間，線路直角方向１径間）

柱 800mm×800mm　高さ 4850mm（端柱）

直接基礎

・被災状況（**図－５**参照）

起点側・終点側の端柱４本が柱上端部でかぶりが剥落・コアコンクリートも抜け落ち損傷度ＢＢの被害を生じた。

中間部柱（電柱あり箇所・３通り）上端部に斜めひび割れ（右柱両方向）を生じた。（損傷度 C）

柱下端部で曲げひび割れ（ＧＬ近辺）を生じた。（損傷度 C）

(3) 高架橋３　Ｒ１（北上～新花巻間）

ゲルバー式ＲＣラーメン高架橋　L＝25m

（線路方向３径間，線路直角方向１径間）

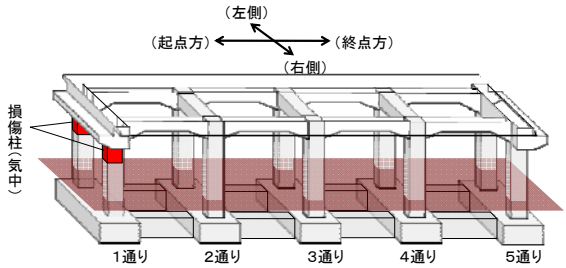
柱 800mm×800mm　高さ 4630mm（端柱）

杭基礎（φ350 打ち込み杭・群杭）

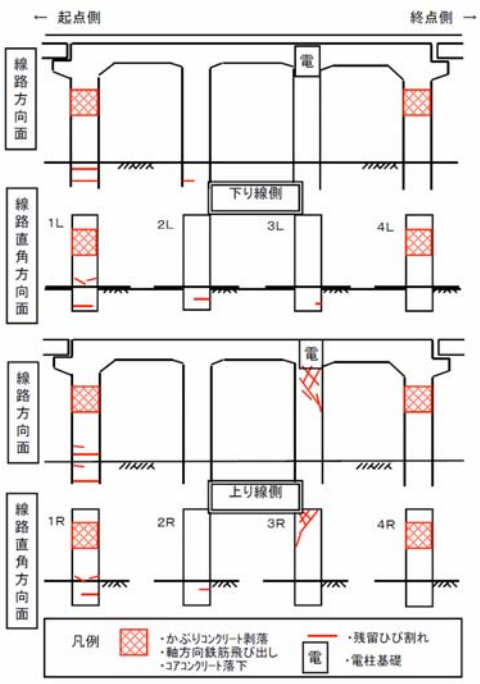
・被災状況（**図－６**）

起点側の端柱２本が柱上端部でかぶりが剥落・コアコンクリートも抜け落ちＢＢランクの被害を生じた。

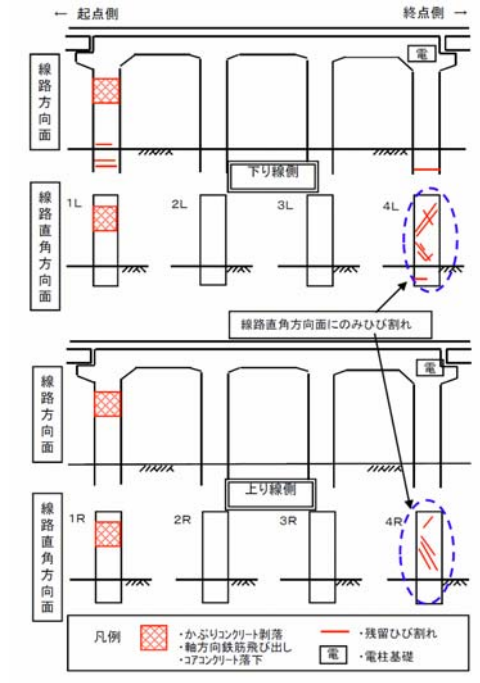
終点側の端柱は下端側に曲げひび割れと上端側に斜めひび割れを生じた。（損傷度 C）



図－４　高架橋一般形状（イメージ）



図－５　高架橋２　Ｒ７損傷状況図



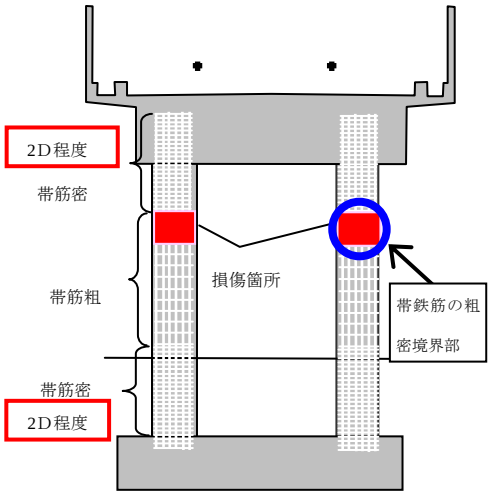
図－６　高架橋３　R1 損傷状況図

写真－２　地中部の損傷状況

2.2 高架橋柱の被害の特徴

今回の地震による高架橋柱の損傷被害に関しての特徴としては，下記の点が挙げられる。

- ゲルバー式高架橋の端部柱で大きな損傷を生じており，中間柱では曲げひび割れ等が見られるものの被害は大きくなかった。（**図－５・６**参照）
- 損傷が柱上部で生じており，復旧工事において地中部を掘削して確認しても，柱下端部においては曲げひび割れを生じている箇所が見られるものの大きな損傷は生じていない。（**写真－２**参照）
- 端柱の上部 1D（D：柱断面高）区間（帯筋密Ａ）よりも下側 1D～2D の短い区間で損傷していた。損傷した区間では，帯鉄筋が上下端部（150mm ピッチ）よりも疎（300mm ピッチ）になっていた。また，下端部では上端部よりも，帯鉄筋の配置が密になっている区間（帯筋密）が 2D 程度と長くなっている。（**図－７**参照）
- 柱の上部でも上端の 1D 程度の位置にコンクリートの打ち継ぎ目があり、その上側で損傷がほとんどない。（**写真－１**参照）
- 損傷度ＢＢの被災を受けた柱では，かぶりコンクリートのみならず，損傷箇所のコアコンクリートがほぼ全て抜け落ちるような被害となった。抜け落ちたコンクリート片は 100mm を超えるような大きな塊状のものも多く含んでいた。（**写真－１**参照）
- いずれの高架橋も昭和 52 年～53 年に完成しており，宮城県沖地震（S53.6、M7.4）以前の設計であった。（東北新幹線では，この地震後に耐震設計指針が改訂されている。）



図－７　損傷箇所のイメージ（端部柱）

端柱では、ゲルバー桁の桁受け部があるため，中間部よりも柱が短くなっており，柱上部の帯鉄筋の密な区間が１Ｄ程度桁受け部内部となっており，上部の柱の帯鉄筋が密となっている区間が見かけ上短くなっている。

2.3 前後の構造物の被害状況

対象構造物の前後の構造物（同一名の一連の構造物群）について，被災状況と耐震性能（端柱の部材じん性率）を対比した。部材じん性率の算定方法は文献 1）による。被害状況を**表１～３**に示す。

(1) 高架橋１（表－１参照）

ラーメン 12 ブロック＋ゲルバー桁 13 連の高架橋（総延長 510.5m）からなるが R3・R5・R6 の 3 ブロックでも被害が出ており，損傷度は C でかぶりコンクリートの剥落や，斜めひび割れを柱上部に生じていた。また，三陸南地震（H15.5、M7.0）において R1・R2 の 2 ブロックが被災し鋼板巻き補強が行われていた。損傷は，柱高さが比較的低く，せん断スパンの短いブロックが被害を受ける傾向にあった。

(2) 高架橋２（表－２参照）

ラーメン９ブロック+ラーメン橋台１基＋ゲルバー桁１１連の高架橋（総延長 350.8m）であるが，R1～3 の３ブロックでも損傷度 B の被害が出ており，柱上部でかぶりコンクリートが剥落し，コアコンクリートにまでひび割れが達していた。耐震性能としては，R1・R2・R3 の方が R7 よりも性能が低く，R6 および R8 は R7 と同形状･同配筋であるが，大きな被害を受けていない。

(3) 高架橋３（表－３参照）

ラーメン 12 ブロック＋ゲルバー桁 13 連の高架橋（総延長 453.5m）であり，いちばん終点側の R12 のみが 2 層式の高架橋である。R7・R11 でも被害が出ており，R7 は損傷度 C，R11 は損傷度 B であった。また，R2～R4 の３ブロックは既に耐震補強対策で鋼板巻き補強済みであり，その他の R5～R10 は R1 とほぼ同等の形状･配筋であった。損傷した高架橋は周辺構造物と同等の構造であったが，被害状況にばらつきがあった。

表－１　高架橋１被害状況等

ブロック	径間数・延長	柱寸法（mm）	柱高さ（m）	端柱じん性率	損傷等
R1	4・35m	850	8.0	(3.8)	三陸南
R2	4・35m	850	7.5	(3.7)	三陸南
R3	4・35m	850	7.5	3.7	C
R4	3・25m	1050	9.0	5.8	－
R5	3・25m	1050	10.0	6.7	C
R6	3・25m	900	8.5	4.8	C
R7	4・35m	850	8.5	3.4	ＢＢ
R8	4・35m	1000	10.0	6.0	－
R9	4・35m	1000	9.0	5.1	－
R10	4・35m	1000	9.0	5.1	－
R11	4・35m	1000	9.0	5.1	－
R12	3・25m	1050	9.0	5.8	－

＊じん性率の（　）は補強前

表－２　高架橋２被害状況等

ブロック	径間数・延長	柱寸法（mm）	柱高さ（m）	端柱じん性率	損傷等
R1	4・35m	850	8.5	3.4	B
R2	4・35m	850	8.5	3.4	B
R3	4・35m	850	8.0	3.1	B
R4	3・25m	900	8.0	4.6	－
R5	3・25m	900	8.0	4.6	－
R6	3・25m	800	7.0	4.4	－
R7	3・25m	800	7.0	4.4	ＢＢ
R8	3・25m	800	7.0	4.4	－
R9	3・25m	900	7.5	4.5	－

表－３　高架橋３被害状況等

ブロック	径間数・延長	柱寸法（mm）	柱高さ（m）	端柱じん性率	損傷等
R1	3・25m	800	7.0	3.9	ＢＢ
R2	3・25m	800	6.0	(3.3)	補強済み
R3	4・35m	800	6.0	(3.3)	補強済み
R4	4・35m	800	6.0	(3.3)	補強済み
R5	3・25m	800	6.5	3.7	－
R6	3・25m	800	7.0	3.9	－
R7	3・25m	800	7.0	3.9	C
R8	3・25m	800	7.0	3.9	－
R9	3・25m	800	7.0	4.5	－
R10	3・25m	800	7.0	3.9	－
R11	4・35m	850	8.5	3.4	B
R12	3・25m	1000	12.0	5.5（下層）	－（2 層）

＊じん性率の（　）は補強前

各高架橋とも，柱高さが低くせん断スパンが短い高架橋で被害を受けており，部材じん性率も低い構造（概ね 4.0 以下）での被害が多いが，同じ形状でも被害程度が異なっており，必ずしも構造物の耐震性能のみで被害の大小が決まっているわけではないことが分かる。比較的近い位置でも地盤条件や周辺の状況の違い等もあり，被害状況にはそれらの影響があるものと推察する。

3. 静的非線形解析による再現解析

3.1 解析条件

高架橋２のＲ７について地震時の再現解析を行った。解析は，静的非線形解析ソフトＪＲＳＮＡＰVer4.1 を用いて，２次元モデルで線路直角方向（以下，Ｃ方向）（端部・中間部）の２ラーメンの検討を行った。中間部については，３通りの電柱あり断面とその他の通りの電柱なし断面の２ケースを解析した。

解析方法は，変位増分によるプッシュオーバー解析で，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。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。底面地盤は，N値 50の砂質土，フーチング・柱の前面土は埋め戻し土（N値２の砂質土相当）として評価している。ラーメン各列の荷重分担は各柱の軸力負担分としており，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，別々に解析を行った。また，柱上部の打ち継ぎ目については，界面の状況等の情報もなくモデル化が難しいため考慮しないものとした。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，地震発生時の列車の通行はなかった。）

また，降伏以後の耐震性能は文献 1）を参考に，ニューマークのエネルギー一定則（**図－10**）を用いて部材の曲げ性能を評価することとしている。

3.2 解析結果

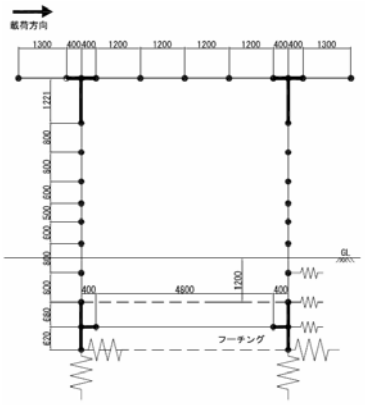
静的非線形解析の結果を**表－１**，Ｃ方向端部および中間部（電柱あり）ラーメンの作用水平震度－変位関係を**図－10・11**に示す。中間部については，電柱ありの解析結果を示す。

柱部材の要素において発生せん断力がせん断耐力に達する点をＡ，柱部材の各要素におけるじん性率を算定し，最もじん性が小さい要素がＭｙを維持できる点をＢ，近傍で観測された地震波の応答スペクトルから求めた応答加速度に吸収エネルギーが達する点Ｃをそれぞれ算出した。

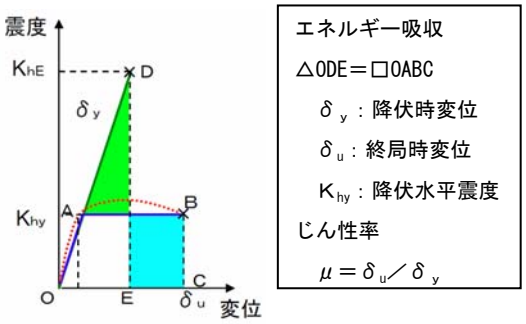
各ラーメンとも，柱の上下端において曲げ降伏した後に，柱中間部の帯鉄筋の配置が疎になりせん断耐力が小さくなっている断面（上端から1Dより下側）において，発生せん断力がせん断耐力（設計式）を上回る結果となっており，破壊モードとしては曲げ降伏以後のせん断破壊と考えられる。ただし，Ｃ方向中間部では電柱なし断面（３通り以外）では発生せん断力がせん断耐力に達することはなかった。

柱部材の降伏変位および構造物の等価固有周期には大きな違いは見られなかったが，中間部の電柱なし断面では降伏震度が大きくなった。これは端部や電柱ありの場合よりも上部の重量が小さく慣性力が小さいためであると考えられる。

各ラーメンの解析結果から，Ｃ方向端部が降伏時の震度・変位が小さくなることから先行して破壊する箇所となることが想定され，実際の構造物の破壊状況も解析結果とほぼ同様の状況であったと考えられる。



図－８　解析モデル（Ｃ方向端部）

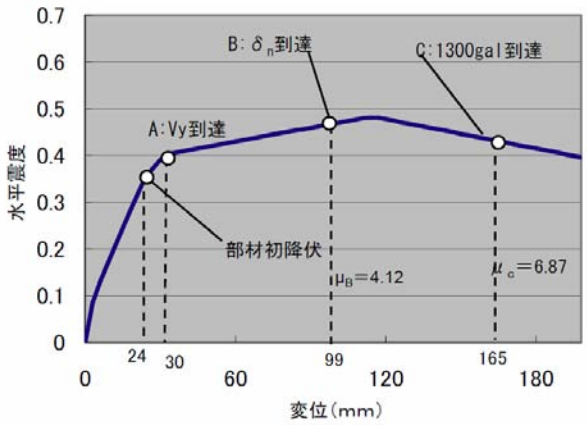


図－９　ニューマークのエネルギー一定則

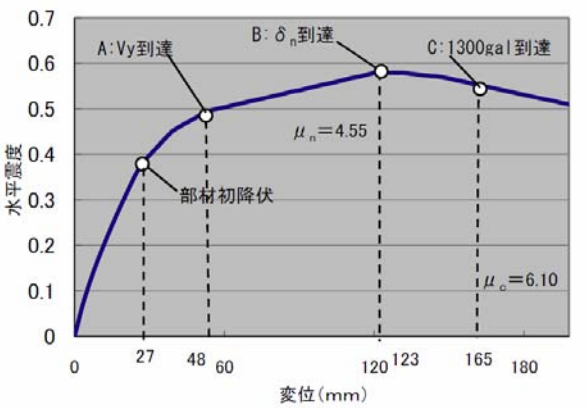
表－４　静的非線形解析結果（高架橋２　Ｒ７）

	Ｃ方向端	Ｃ方向中間 電柱なし	Ｃ方向中間 電柱あり
降伏震度	0.371	0.441	0.396
初降伏箇所	引抜側 柱上下	引抜側 柱下	引抜側 柱上下
降伏変位（上端部）	24mm	27mm	27mm
固有周期	0.521sec	0.495sec	0.522sec
破壊モード	曲げ	曲げ	曲げ
せん断耐力到達 変位・震度*	30mm 0.410	－	48mm 0.498
柱部材じん性率	4.12	4.55	4.55
δ_n到達時応答	979gal	1231gal	1106gal

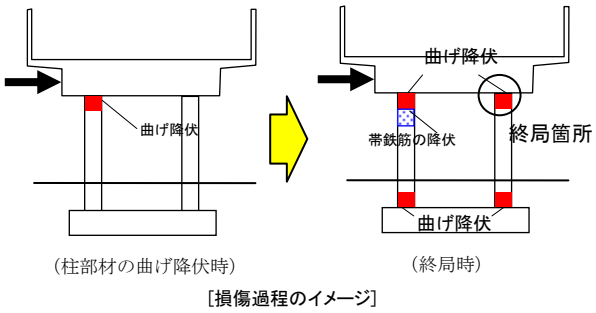
＊：せん断耐力 Vy は鉄道構造物等設計標準による。



図－10　高架橋２　Ｒ７Ｃ方向端部解析結果



図－11　高架橋２　Ｒ７Ｃ方向中間部解析結果



図－12　損傷仮定の推定（再現解析結果）

4. 考察

4.1 損傷過程の推定

損傷状況と再現解析結果から，コアコンクリートが抜け落ち，損傷度ＢＢの損傷となる過程を推察する。

中間部を含む多くの柱の上下の端部付近で水平ひび割れが発生していることから，最初に軸方向鉄筋の曲げ降伏が発生したものと考える。柱上端部にあった打ち継ぎ目は，水平ひび割れの発生を誘発し損傷箇所がこれより上側に進展しなかった要因になっていると考えられる。ブロックの中では，端部の柱が先に曲げ降伏すると考えられる。次に，端部柱においても比較的損傷の小さい高架橋３Ｒ１の終点側の損傷状況（**図－６**参照）より，柱の帯鉄筋配置が疎に変化する付近のせん断耐力が比較的小さい箇所においてＣ方向の斜めのひび割れを生じて帯鉄筋が降伏し，その後変形の増加と揺れの繰り返しに伴い，かぶりコンクリートの剥落が発生し損傷区間の剛性が低下して，この区間での変位がさらに増加していく。この繰り返しによる軸方向鉄筋の変形増加によって帯鉄筋が変形を受け脱落し，軸方向鉄筋の拘束が失われ，外側に座屈し膨れたような形状となる。鉄筋による拘束がない状態である為にコアコンクリートが紛体化せず，比較的大きな塊状に抜け落ちたと考える。今回，損傷部でコアコンクリートの抜け出しが著しく生じているが，これは揺れの継続の影響があったものと推察する。

4.2 損傷状況からの推定応答地震動

近傍地震計での観測波による加速度応答スペクトル（**図－２**）から推定される応答値としてはEW（C）方向で約 1300gal であった。（線路の敷設方向は北北東約 15 度で，ＥＷ方向がほぼＣ方向である。）しかしながら，地震計の位置は，高架橋直近ではなく地盤条件も少し異なるうえ，前後の構造物でも損傷が異なるように構造物が受けた地震動を正確に把握するのは困難である。その為，解析を行った高架橋２Ｒ７の解析結果と損傷状況から，当該高架橋の受けた地震動を推定することとした。

柱上部の帯鉄筋疎となる損傷部分で，部材の降伏曲げ耐力Myを維持できるＢ点までのニューマークのエネルギー一定則による換算弾性応答加速度は979galとなった。一方，端部柱の損傷状況としては，端部柱上端付近で，かぶりコンクリートが剥落し，コアコンクリートの抜け落ちも発生しているが，これは4.1で述べたような損傷過程で発生している。一方中間部柱は，電柱あり断面では斜めひび割れを生じているものの断面の欠損もなくＢ点に到達していないものと考えられるため，構造物の応答としては1000galを超える程度であったと推定する。

5. まとめ

(1) 損傷度ＢＢの被害を受けた構造と同程度の構造諸元の高架橋で，損傷度ＢもしくはＣの損傷を受けたものがあったが，被害が大きかった構造との顕著な違いは認められなかった。

(2) 損傷度ＢＢの被害を受けた高架橋では，ブロックの端部柱のＣ方向で柱が先行して損傷しており，損傷部位は**図－７**に示すように柱上端付近の帯鉄筋配置が疎となる区間において生じている。

(3) 損傷度ＢＢの被害を受けた柱で，静的非線形解析を行った結果，柱の上部の帯鉄筋配置が疎となる区間において，柱端部が曲げ降伏した後に帯鉄筋が降伏する結果となり，被害状況に近い結果を得ることができた。

(4) 静的非線形解析の結果と損傷状況調査からニューマークのエネルギー一定則により損傷度 BB の被害を受けた高架橋２Ｒ７の受けた地震の応答値を 1000gal 程度であることを推定することができた。

参考文献

1) 石橋他：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-39，1997.4

2) 小林他：大規模地震により被災した RC ラーメン高架橋の損傷状況、平成 23 年土木学会年次講演, V-479, 2011.9