

東北地方太平洋沖地震により損傷した 鉄道RCラーメン高架橋に関する被害分析

宇野 州彦¹・稲場 友也²・秋山 充良³

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

E-mail:Kunihiko.Uno@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 株式会社クレアテック 技術部 (〒101-0065 東京都千代田区西神田2-5-8)

E-mail:inaba@createc-jp.com

³正会員 早稲田大学教授 創造理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

E-mail:akiyama617@waseda.jp

東北地方太平洋沖地震において被害を受けたRCラーメン高架橋に関して、これまで複数の文献においてその被害分析がなされており、プッシュオーバー解析等を行って柱部材の損傷進展について推察がなされている。本論文では、当該地震により柱部材に被害を受けた第一中曽根高架橋について推定地震動を用いて三次元非線形動的解析を実施し、各柱部材および高架橋全体の地震時挙動を把握して、どのような過程で柱部材が損傷を受け、また各柱部材において損傷度になぜ差異が生じたのかについて考察した。RCラーメン高架橋の中間に位置する柱に比べて端部に位置する柱により大きな被害が発生したのは、地震時に高架橋の回転変形モードが卓越したことが原因であるということ、数値解析的検討から明らかにした。

Key Words : 2011 Great East Japan earthquake, rigid frame viaduct, 3-dimensional dynamic nonlinear analysis, damage analysis

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震(Mw=9.0)により、東北新幹線をはじめとする鉄道高架橋において多くの被害が発生した。東北新幹線においては、大宮駅〜いわて沼宮内駅の約500km区間において被害が発生し、地上設備で約1,200箇所の被害が発生した¹⁾。そのうち、土木構造物の主な被害としては、高架橋柱等の損傷約100箇所、橋桁のずれ2箇所、橋桁の支点部損傷約30箇所であった。さらに4月7日の余震により更なる被害を受け、全線の運転再開までに49日を要している¹⁾。東北新幹線は、地震以前に耐震補強を完了していたことから、せん断破壊により構造物が崩壊するような被害は生じていないが、今回の解析検討対象としている第一中曽根高架橋など、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コンクリートの剥落等が生じているものがあり、柱部材の水平耐力が低下する損傷が見られている¹⁾。

東北新幹線は1982年に開業しているが、建設時の設計基準は、「全国新幹線網建造物設計標準」であり、耐震設計については、「建造物設計標準 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、プレストレストコンクリート鉄道橋(1970)」が適用されている²⁾。完成後これまでに、1978年宮城県沖地震や2003年三陸南地震において高架橋の柱部材にせん断破壊が生じる大きな被害が発生しており³⁾、2004年以降から耐震補強計画が実施され、高架橋柱の約5万本のうち、せん断破壊先行型と判断された約1.2万本が2007年までに補強されている⁴⁾。それにより、今回の地震によってせん断破壊が生じるような大きな被害は発生しなかった。

鉄道におけるRC柱の損傷度としては、写真-1にあるように損傷度区分としてA〜Cがある。それぞれについて、Aは「柱の倒壊、柱・スラブの落下、軌道沈下有り」、B1は「軸方向鉄筋の外方への変形、かぶりコンクリートの広範囲な剥落、軌道沈下有り」、B2は「軸方向鉄筋の外方への変形、かぶりコンクリートの広範囲な剥落、軌道沈下無し」、Cは「残留ひび割れ、かぶりコンクリートの一部の浮き・剥落、軌道沈下無し」となっている⁵⁾。

今回の地震においては、損傷度Aとなる被害は生じていないが、損傷度B1、B2、Cの被害は発生している¹⁾。損傷度B1、B2について曲げ損傷の観点から見ると、主



※写真は兵庫県南部地震の被害

(a) 損傷度Aの被害



(b) 損傷度B1の被害（第一中曽根高架橋の端部柱）



(c) 損傷度B2の被害



(d) 損傷度Cの被害

写真1-1 高架橋の損傷度区分⁵⁾

にかぶりコンクリートの広範囲な剥落、軸方向鉄筋が外方へ変形、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挙げられる。なお、B1は軌道沈下が発生している状態であり、B2は軌道沈下がみられない場合である。また損傷度Cについては、曲げによる損傷としては、主に曲げひび割れ（水平ひび割れ）、

曲げによるかぶりコンクリートの浮き・剥落などが挙げられる。

これまでの研究として、地震による繰返し荷重により鉄道構造物にどのような損傷が生じるか、またその耐震性能はどの程度かについての研究⁹⁾¹⁰⁾は行われているが、今回の地震被害のように端部柱のみ損傷する被害に着目して、それを三次元非線形動的解析により被害分析した研究はほとんどない。

本論文では、東北地方太平洋沖地震において、東北新幹線の中でも損傷度B1の生じた第一中曽根高架橋を対象として、推定地震動による三次元非線形動的解析を実施し、各柱部材（端部に位置する柱と中間に位置する柱（以下、端部柱、中間柱とそれぞれ称す））および高架橋全体の地震時挙動を把握して、どのような過程で柱部材が損傷を受け、また各柱部材において損傷度になぜ差異が生じたのかについて動的挙動に基づいた推察を行った。

2. 第一中曽根高架橋の概要

(1) 第一中曽根高架橋の被害状況と既往の被害分析

第一中曽根高架橋の地震被害状況について、損傷状況を写真-2に、損傷した柱部材の平面配置を図-1に示す。被害の概要については、文献¹¹⁾に示されているので、ここでは簡単に説明する。

損傷状況としては、ブロックの線路方向の端部柱に集中し、損傷度B1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見られる程度であり、柱部材がせん断破壊により斜めひび割れ面でずれるような損傷は見られなかった。したがって、端部柱においては柱上端部のみに被害が集中している。また中間柱は、柱の上端部には被害がほとんどなく、下端付近で水平方向の残留ひび割れが若干見られる程度であった。



写真2 第一中曽根高架橋の損傷状況（起点側）⁵⁾

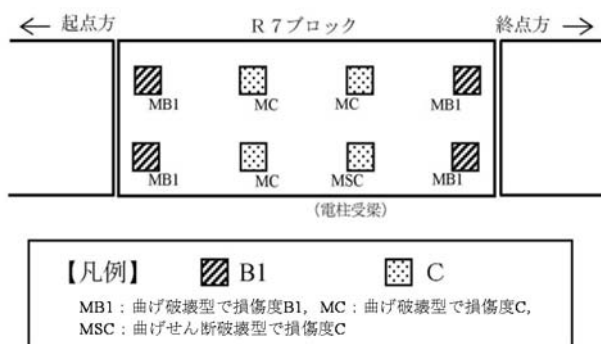


図-1 損傷した柱部材の平面位置⁵⁾に加筆

第一中曽根高架橋については、小林ら⁵⁾によってプッシュオーバー解析により被害分析が実施されている。高架橋の変形モードとして想定される形態を、「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つを挙げ、再現解析の応答値から挙動の推定を行っている。小林らの再現結果では、端部柱が線路直角方向に大きく変位し、「回転変形モード」が卓越したと推察されている。

(a) 端部柱

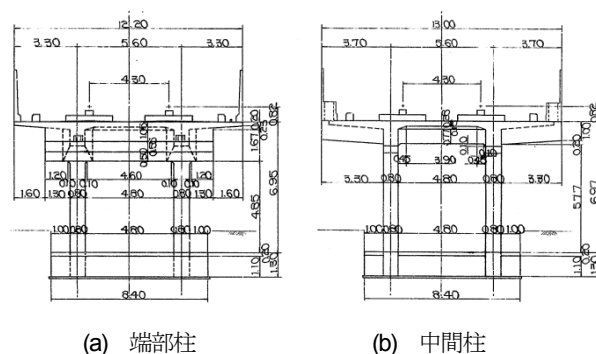


図4 柱部材及び地中梁（線路方向）の配筋図¹⁾

(2) 第一中曽根高架橋の構造概要とモデル化手法

解析モデル化においては、文献⁹⁾を参考に実施した。第一中曽根高架橋の全体図を図-2に示す。今回対象とした高架橋は、第一中曽根高架橋のR7ブロックである。

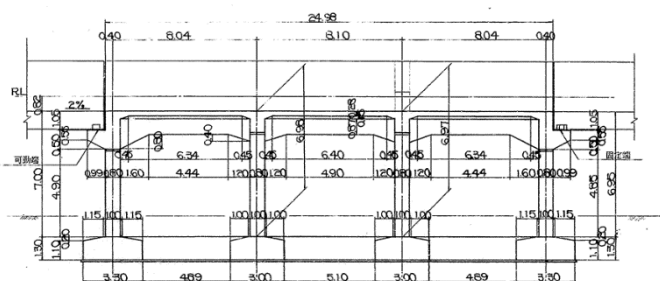


図-2 第一中曽根高架橋R7¹⁾

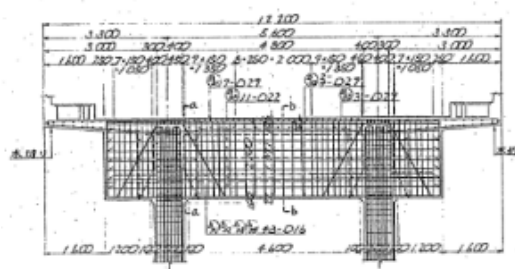
対象構造物の寸法および配筋は図面より設定する。柱部材はファイバー要素でモデル化する。図-3 にブロック端部及び中央部の断面図を示す。各部材の配筋図を図-4～図-6 に示す。また、直接基礎の底面抵抗を柱直下に地盤ばねとして、地盤前面抵抗をフーチングおよび柱地中部に水平ばねとして考慮する。文献 9) に基づいて、フーチングと柱の前面土は埋め戻し土を N 値 2 の砂質土相当として評価する。

(a) ブロック端部

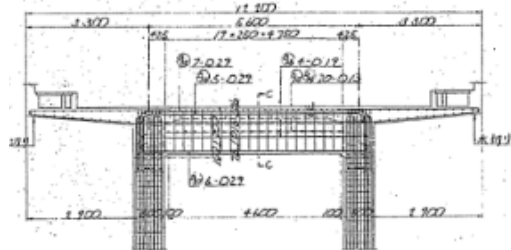
荷重条件は地震発生時を再現するものとし、列車荷重・雪荷重は載荷しない。また、柱上部の打ち継ぎ目については、材料強度等の情報がないことから考慮しないものとする。

(b) ブロック中央部

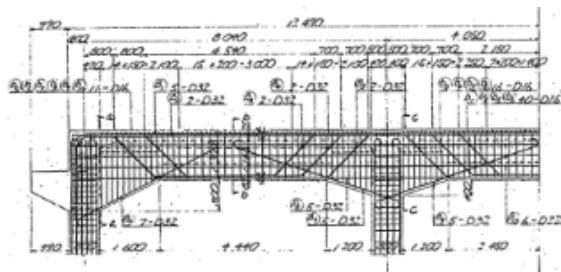
図-5 地中梁（直角方向）の配筋図¹⁾



(a) ブロック端部横梁



(b) ブロック中央部横梁



(c) 縦梁

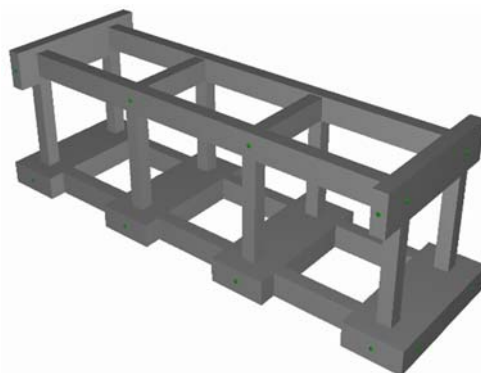
図-6 横梁及び縦梁の配筋図¹⁾

上記の図面に基づいてモデル化した解析モデルを図-7に示す。解析コードは(株)FORUM8のEngineer's Studio (Ver.5.0.0)を用いている。本モデルは柱部分にファイバー要素を用いた3次元立体骨組モデルとなっている。ファイバー要素は断面を複数のセルに分割して離散化するため、水平2方向同時加振に伴う2軸曲げや軸力変動、および軸方向剛性と2方向曲げ剛性の連成効果を正しく扱うことができ、3次元の非線形解析に適している。柱部分をファイバー要素による非線形要素とし、梁やフーチングは弾性はり要素でモデル化した。なお、部材は断面図心に設け、部材結合部分では図心同士を剛域結合としている。また隣接桁に関しては、支承条件(固定・可動)を考慮した上で端部の横梁部に重量を考慮した。減衰は要素別剛性比例型減衰とし、構造部材は弾性はり要素を3%、ファイバー要素を1%とし、基礎地盤は10%とした。

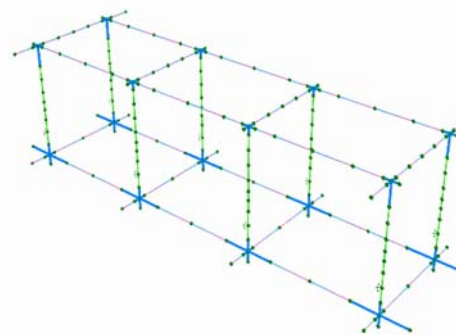
ファイバー要素には、コンクリートおよび鉄筋の材料非線形履歴モデルを考慮する。コンクリートはコンクリート標準示方書モデルとし、鉄筋はMenegotto-Pintoモデルの履歴モデルとした¹¹⁾。履歴モデルを図-8に示す。

入力地震動については、秦ら^{12),13)}は拡張型サイト特性置換手法を用いて本震時における第一中曽根高架橋付近での地震動を推定しており、本論文ではその推定波を使

用した。入力地震動およびそのフーリエ振幅スペクトルを図-9、図-10に示す。解析では線路方向および直角方向からの2方向同時加振とした。

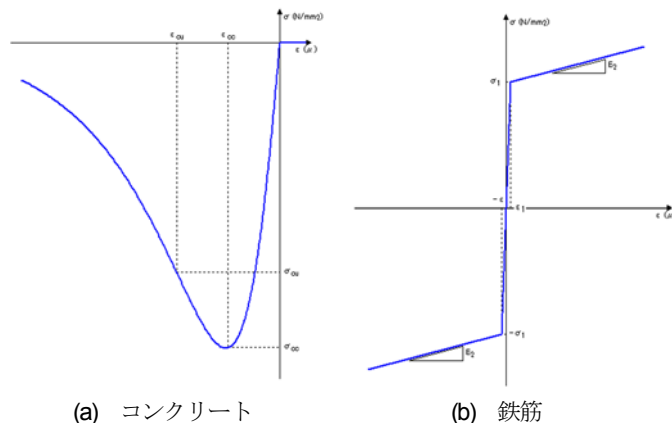


(a) モデル概観図



(b) 骨組モデル

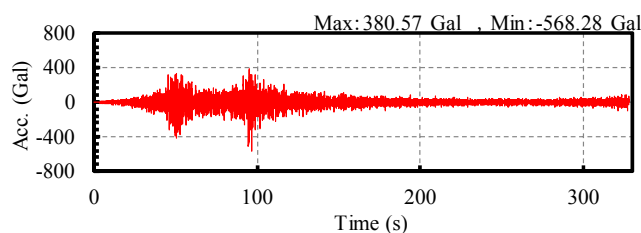
図-7 解析モデル



(a) コンクリート

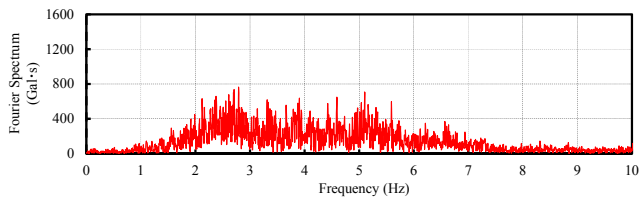
(b) 鉄筋

図-8 材料の非線形履歴モデル¹¹⁾



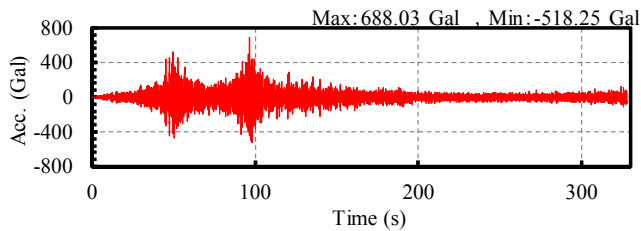
(a) 入力地震動

図-9 線路方向の入力地震動及びフーリエ振幅スペクトル

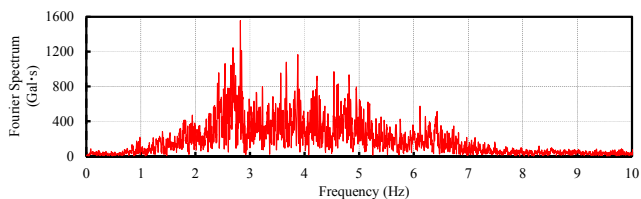


(b) フーリエ振幅スペクトル

図-9 線路方向の入力地震動及びフーリエ振幅スペクトル



(a) 入力地震動

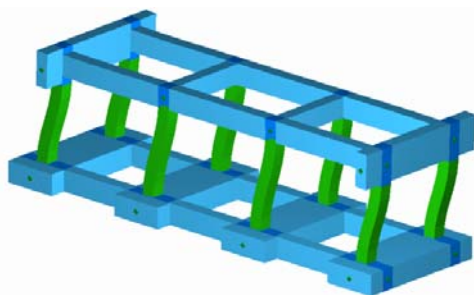


(b) フーリエ振幅スペクトル

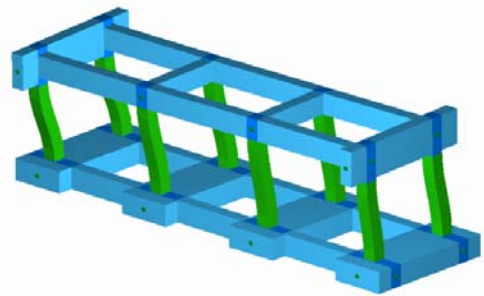
図-10 直角方向の入力地震動及びフーリエ振幅スペクトル

3. 固有値解析結果

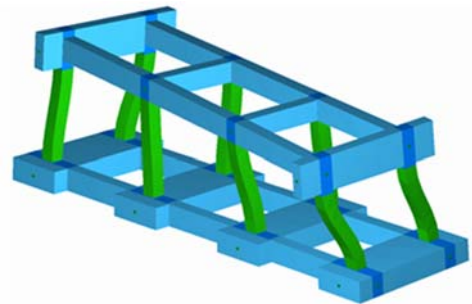
本章では、固有値解析を実施した際の刺激係数の大きな代表的モードについて示す。図-11に線路方向及び直角方向の曲げ1次モード及び回転変形モードをそれぞれ示す。線路方向の曲げ1次モードは2.59Hz、直角方向の曲げ1次モードは2.70Hzとなった。また端部柱が中間柱よりも大きく挙動する回転変形モードも2.85Hzで得られた。図-9、図-10に入力地震動（推定波）を示したが、入力波の卓越する領域に対して、これらの振動モードが非常に近いところで出現することが分かる。



(a) 線路方向 (2.59Hz)



(b) 直角方向 (2.70Hz)



(c) 回転変形モード (2.85Hz)

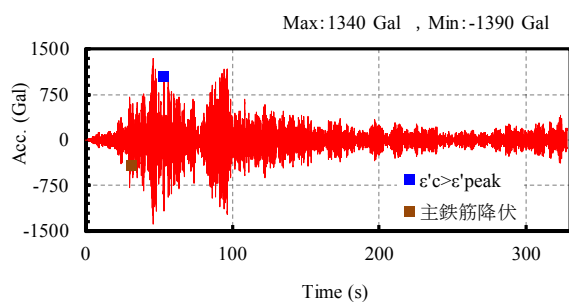
図-11 固有値解析結果

4. 動的解析結果と被害分析

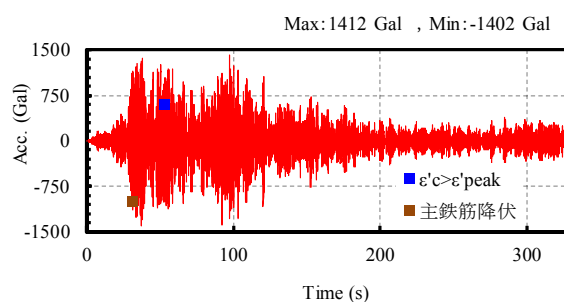
本章では、非線形動的解析を行った結果について、加速度や変位の時刻歴、せん断力時刻歴、曲げ損傷状態の結果から実被害との比較を行い、被害分析を実施する。

(1) 加速度及び変位の応答時刻歴

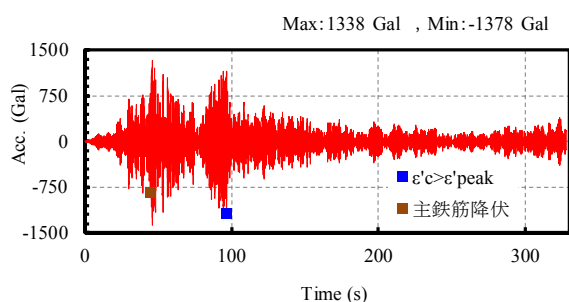
図-12、図-13に端部柱および中間柱の頂部における応答加速度時刻歴および応答変位時刻歴をそれぞれ示す。図中には、常時軸力を考慮して算出したせん断耐力値と軸方向鉄筋降伏点およびコンクリートにおいて圧縮ひずみが圧縮強度時のひずみを越えた点 ($\epsilon'c > \epsilon'peak = 2000\mu$) も示している。端部柱では、30.99秒に主鉄筋の降伏が認められ、53.28秒に曲げ圧縮損傷が発生した。中間柱では、45.16秒に主鉄筋の降伏、96.49秒に曲げ圧縮損傷がそれぞれ発生した。このことから、端部柱が中間柱に先行して破壊が進展していったものと推察される。また時刻歴応答解析結果から、線路方向の応答は、端部柱と中間柱にほとんど差はないものの、直角方向については、特に加振開始50秒頃までは端部柱のほうが中間柱よりも応答が大きくなっていることが示された。これは、高架橋の回転変形モード（図-11(c)参照）が、入力地震動の卓越振動数領域（図-10参照）を考えると比較的励起されやすいことから、端部柱の応答値がより大きくなったものと考えられる。さらに先述したように、端部柱における損傷進展が中間柱より先行していることから、端部



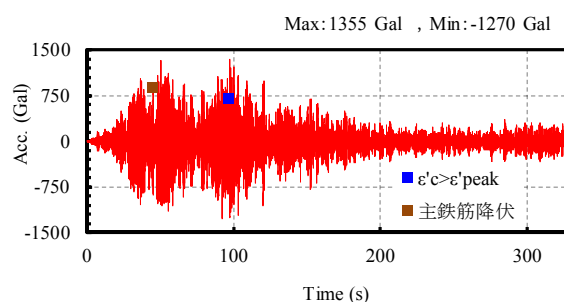
(a) 端部柱：線路方向



(b) 端部柱：直角方向

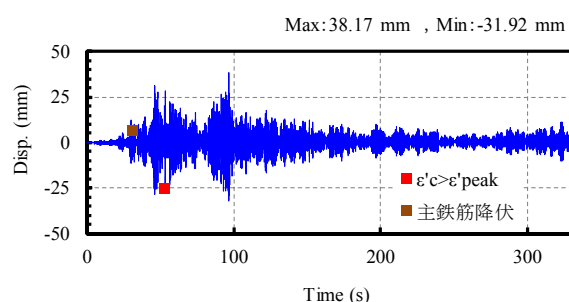


(c) 中間柱：線路方向

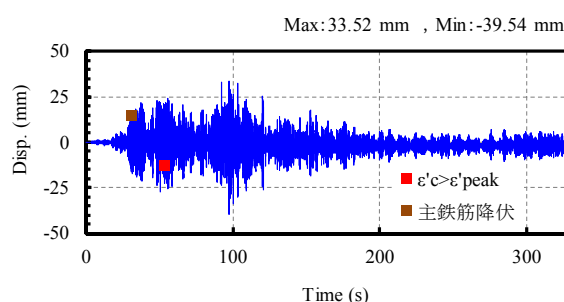


(d) 中間柱：直角方向

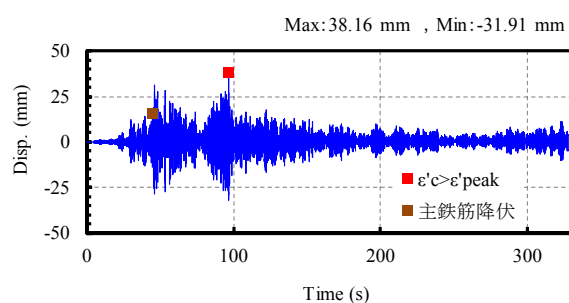
図-12 柱頂部における応答加速度時刻歴



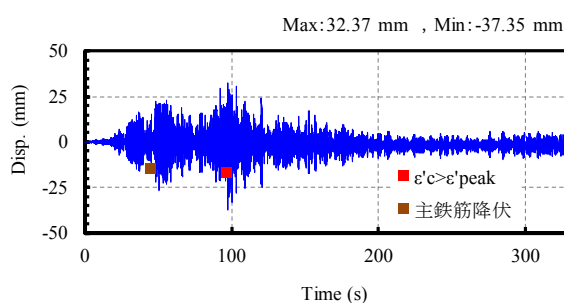
(a) 端部柱：線路方向



(b) 端部柱：直角方向



(c) 中間柱：線路方向



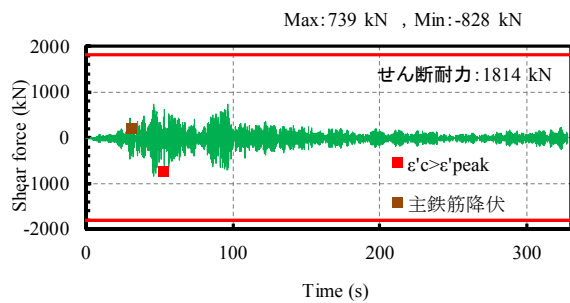
(d) 中間柱：直角方向

図-13 柱頂部における応答変位時刻歴

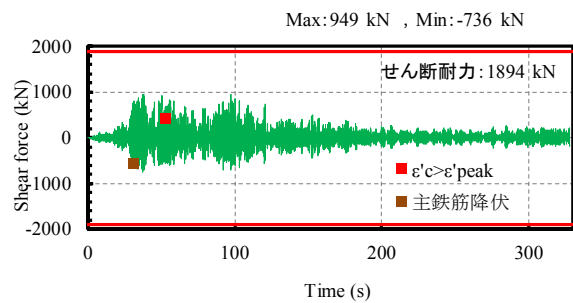
柱の方がより変形しやすくなったとも推定される。以上のことから、地震時には高架橋の回転変形モードが発生し、端部柱の損傷が中間柱よりも先行し、端部柱の変形がより大きくなることが示された。また実被害との比較についても、端部柱の上端部においてコンクリートの損傷が顕著であることから、実被害を再現できたと言える。

(2) せん断力の応答時刻歴

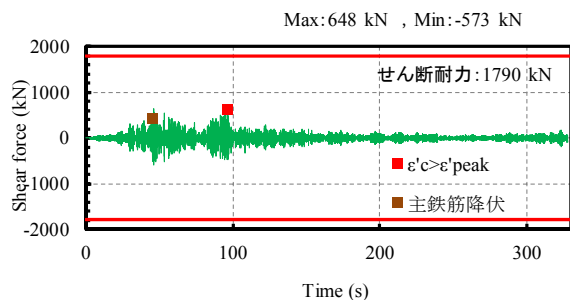
図-14に端部および中間部における柱中央部のせん断力の応答時刻歴を示す。図中には、断面計算したせん断耐力値と主鉄筋の降伏点およびコンクリートにおいて圧縮ひずみが圧縮強度時のひずみを超えた点 ($\epsilon'c>\epsilon'peak=2000\mu$) も示している。



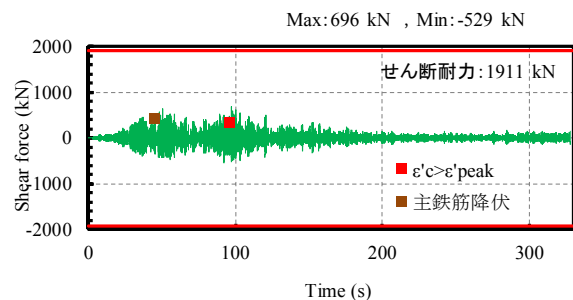
(a) 端部柱：線路方向



(b) 端部柱：直角方向



(c) 中間柱：線路方向



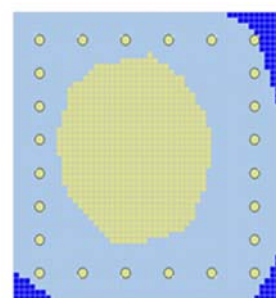
(d) 中間柱：直角方向

図-14 柱中央部におけるせん断力の応答時刻歴

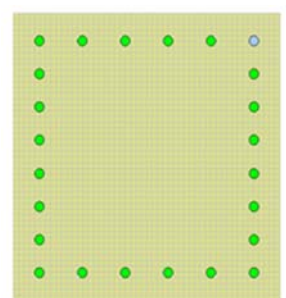
まず、端部柱および中間柱のいずれにおいても、地震時に発生するせん断力は耐力と比較して小さな値であった。このことは実際の被害としてせん断破壊していないことから整合する。また端部柱と中間柱の応答を比較すると、線路方向、直角方向ともに端部柱の応答が大きいことが分かる。また特に端部柱の直角方向の応答値が大きく、この方向に地震時に最も大きな断面力が発生していることが示された。

(3) 柱の曲げ損傷状態

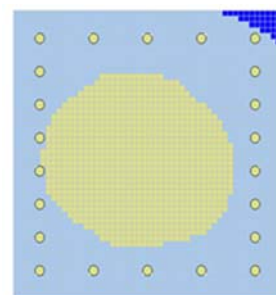
図-15に応答解析中に柱上部断面において、圧縮ひずみが圧縮強度時のひずみを超えた箇所 ($\epsilon'_c > \epsilon'_{peak} = 2000\mu$)、および主鉄筋降伏の分布図を示す。水平2方向の同時加振を行っているため、断面の隅角部に応力が集中して発生している。端部柱および中間柱のいずれも隅角部においては圧縮強度時のひずみを超える圧縮ひずみが発生しており、端部柱の方がより広い範囲に分布している。また鉄筋に関しては、端部柱、中間柱のいずれも同様にほとんどの鉄筋が降伏していることが分かる。実被害としては端部柱の上部においてコンクリート、鉄筋の損傷が見られたが、解析においてもそれらが表現された。またコンクリートが損傷・剥落した箇所においては鉄筋の状況が確認できたものの、実被害では不明な箇所もある。解析結果を考慮すると、鉄筋が降伏に至っている可能性も推察される。



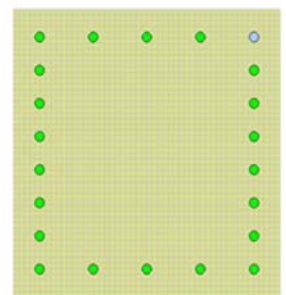
(a) 端部柱：コンクリート



(b) 端部柱：鉄筋



(c) 中間柱：コンクリート



(d) 中間柱：鉄筋

曲げひび割れ
 $\epsilon'_c > \epsilon'_{peak}$

主鉄筋降伏

図-15 柱上部断面の曲げ損傷状態

さらに、図-16に柱の最大曲げ損傷箇所を示す。いずれの柱においても、上部または基部において大きな断面

力が発生していることが分かる。また端部柱と中間柱を比較すると、曲げひび割れ以上の損傷に関しては、端部柱の方がより広い範囲に分布していることが分かり、実被害と整合する。しかし、実被害においては柱下端部には被害がほとんど見られなかったものの、解析においては柱下端部にも損傷が発生している。柱下端部における解析結果と実被害の相違については、今後検証していく必要がある。

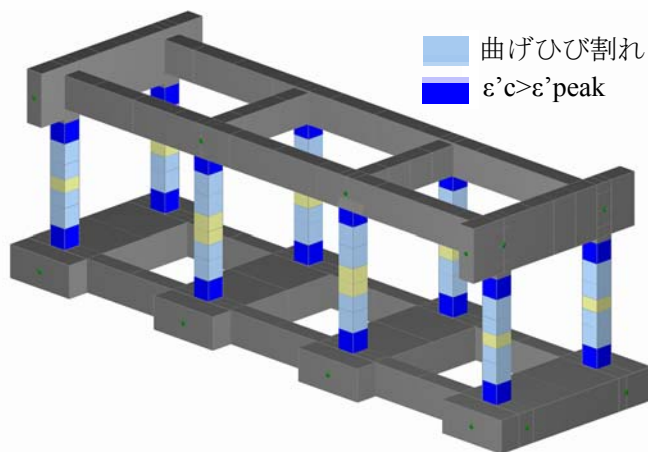


図-16 柱の最大曲げ損傷状態

5. まとめ

東北地方太平洋沖地震において被害を受けたRCラーメン高架橋に関して、推定地震動を用いて三次元非線形動的解析を実施し、各柱部材（端部柱と中間柱）および高架橋全体の地震時挙動を把握して、どのような過程で柱部材が損傷を受け、また各柱部材において損傷度になぜ差異が生じたのかについて動的挙動に基づいた推察を行った。

再現解析結果と実被害との比較より、以下の知見が得られた。

- ・第一中曽根高架橋の固有値解析結果から、高架橋が回転変形するモードが比較的励起されやすく、またその発生振動数が、高架橋付近で推定される地震動の卓越振動数と非常に近いことが分かった。
- ・柱上端部の応答加速度および応答変位の時刻歴結果から、端部柱においては中間柱に比べ、線路直角方向においてより大きな応答を示すことが分かった。
- ・端部柱の方が中間柱に比べ、地震開始から早い段階でコンクリートに発生する圧縮ひずみが圧縮強度を超え、また軸方向鉄筋も降伏を超えることが示された。したがって端部柱の方が損傷が大きくなることが考えられ、実被害との比較においても整合する結果となった。
- ・柱中央部のせん断力時刻歴結果から、柱のせん断耐力

に比べ、地震時に発生するせん断力は小さいことが示された。実際にせん断破壊に至る被害が発生していないことから、実被害と整合した結果と言える。

- ・解析における柱の曲げ損傷状態から、端部柱の方が中間柱に比べ損傷程度が大きいことが示された。このことは実被害と整合する。ただし、解析では柱下端部にも損傷が発生しているが、実際には柱上端部のみに集中した被害となっているため、この相違については、今後の検証が必要である。

謝辞：本論文で実施した動的解析の解析条件設定等に関して、(株)FORUM8の松山洋人氏に御協力いただいた。また解析結果に関しては、東日本旅客鉄道㈱の小林將志氏をはじめ、「(公社)土木学会地震工学委員会 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長：九州工業大学・幸左教授）」の各委員に御助言を賜った。謹んで謝意を表する。

参考文献

- 1) (公社)土木学会地震工学委員会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書，2015。
- 2) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（鉄筋コンクリート建造物および無筋コンクリート建造物），1970。
- 3) (社)土木学会：2003年に発生した地震によるコンクリート建造物の被害分析，コンクリートライブラリー，No.114，2004。
- 4) 高橋良和，後藤浩之：2011年東北地方太平洋沖地震による第1中曽根高架橋の被害，第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.465-472，2011。
- 5) 小林將志，篠田健次，水野光一郎，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新幹線RCラーメン高架橋に関する被害分析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4，pp.I 688-I 700，2014。
- 6) 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。
- 7) 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-39，1998。
- 8) 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（構造・地震工学），Vol.69，No.4，pp.I 790-I 797，2013。
- 9) 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，pp.1135-1140，2012。
- 10) 檜崎泰隆，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.

- 11) (公社)土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，2012.
- 12) 秦吉弥，野津厚，中村晋，高橋良和，後藤浩之：拡張型サイト特性置換手法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震による新幹線橋梁被害地点での地震動の推定，第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.227-234，

2011.

- 13) Hata, Y., Nozu, A., Nakamura, S., Takahashi, Y. and Goto, H.,: Strong motion estimation at the elevated bridges of the Tohoku Shinkansen damaged by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake based on extended site effects substitution method, *Proc. of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, pp.418-429, Tokyo, Japan, 2012.

DAMAGE ANALYSIS ON RC RIGID FRAME VIADUCTS CAUSED BY 2011 GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE

Kunihiko UNO, Tomoya INABA and Mitsuyoshi AKIYAMA

This paper describes the damage to RC rigid frame viaducts caused by the 2011 Great East Japan earthquake. In this study, a three-dimensional dynamic nonlinear analysis is carried out to investigate the extent of seismic damage of Daiichi Nakasone Viaduct columns with the scenario earthquake. The mechanism of the damage to each column members (side part of columns and middle part of ones) and the dynamic behaviour of the structure are also studied. In particular, the reason of the different degrees of damage in side and middle columns is considered in detail. The analytical results show that the greater rotational mode of deformation caused by the acceleration and displacement response in the perpendicular direction in the side columns is the main reason of the greater degree of damage in them as compared with the middle columns.