

帯鉄筋間隔が変化するRC柱の載荷実験に基づく 鉄道RCラーメン高架橋の被害メカニズムの推定

高橋 良和¹・後藤 源太²

¹正会員 京都大学准教授 防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: yos@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

²学生会員 京都大学 工学研究科都市社会工学専攻修士課程 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: genta@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

2011年東北地方太平洋沖地震をはじめ、過去の大地震において、耐震未補強の鉄道RCラーメン高架橋に被害が発生している。その特徴は、複数の脚柱のうち、端部柱の上部に被害が集中していることである。本論文では、脚柱において帯鉄筋間隔が高さ方向に変化するとともに、柱上部で帯鉄筋密区間が1D程度であることに着目し、載荷実験を行った。その結果、塑性ヒンジ部で曲げ損傷が発生するものの、変形が大きくなるにつれて帯鉄筋疎区間においてせん断ひび割れが発生し、繰り返し載荷により、ひび割れが交差し、帯鉄筋間隔が変化する領域でせん断破壊へと移行することを明らかにした。この実験結果を踏まえ、RCラーメン高架橋の被害メカニズムを考察し、従来報告されている曲げせん断耐力比の差ではなく、柱上部の帯鉄筋密区間が狭いことが主要因であることを推定した。

Key Words : RC column, cyclic loading tests, spacing of lateral hoop, failure mechanism of viaducts

1. はじめに

2011年3月11日、三陸沖を震源とするマグニチュード9.0の海溝型巨大地震である東北地方太平洋沖地震が発生した。この地震では、300秒を超える地震動が広い範囲で観測された。甚大な津波被害に比べ、地震被害が限定的なものに留まったことは、阪神大震災以降、精力的な耐震補強や耐震基準改訂の効果が発揮されたものと評価することができる一方で、耐震補強が実施されていない構造物に大きな被害が発生し続けていることにも注視すべきである。東北地方太平洋沖地震により、大きな地震被害が発生した構造物の1つに、東北新幹線の第1中曽根高架橋がある^{1,4)}。この高架橋では、柱上部においてコアコンクリートが玉石状に破碎し、一部の柱では鉄筋かごから脱落して、軸力支持能力を喪失するという大きな損傷が生じていた(写真-1)¹⁾。軸力支持能力を失うほどの損傷は、第1中曽根高架橋の他にも、第3愛宕高架橋、第1中野高架橋でも確認されていること⁴⁾を考えると、単に施工不良等の問題ではなく、地震動の特徴を踏まえた構造的な問題と捕らえるべきである。つまり、1) 構造力学的には上下端固定の柱にも関わらず、柱上部でのみ大きな損傷が集中していること、2) 荷重の繰り返し作用に対する耐震性能評価で用いられる設計地震動と今



写真-1 第1中曽根高架橋の端部柱上部の損傷

回の東北地方太平洋沖地震での観測地震動との比較から推察される「破壊後も続く設計地震動よりもはるかに長い振動時間」の影響、である。

そこで、本研究では、以上の2点に着目し、帯鉄筋間隔が柱高さで変化するRC柱に対し、破壊後に従来よりも多くの繰り返し载荷をする実験を行うことにより、RC柱のせん断劣化特性を検討する。また、これに基づき、新幹線高架橋の地震被害メカニズムの推定を行うものである。

2. 新幹線RCラーメン高架橋の地震被害

新幹線高架橋の多くは、RCラーメン構造であり、桁が複数のRC柱で支持されるとともに、地中梁を有する立体フレーム構造である。東北地方太平洋沖地震で被災した東北新幹線は、1982年に開業し、2012年現在、東京～新青森間を結んでいる。建設当時の設計基準は、「全国新幹線網建造物設計標準（東北、上越、成田）1972(S47.6)」であり、耐震設計基準については、「建造物設計標準 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、プレストレストコンクリート鉄道橋1970(S45.3)」が適用されていた⁹⁾。

1978年2月20日に発生した宮城県沖地震により、建設途中であった東北新幹線高架橋は被害を受けた。新幹線高架橋ではないものの、東北宮城野貨物線行人塚高架橋では、ラーメン高架橋の柱上端部のせん断破壊が発生し（写真-2）、同種の被害が新幹線高架橋でも発生していることが報告されている⁹⁾。

2003年5月26日に発生した三陸南地震により、東北新幹線は第5猪鼻高架橋や第2中野高架橋、第3愛宕高架橋などの高架橋柱にせん断破壊を含む大きな損傷が発生した（写真-3）。これら高架橋はいずれも両端にゲルバー桁を有する1層RCラーメン高架橋であり、被害が端部柱に集中していることが特徴であった。ゲルバー桁を支持するための桁受け梁が端部柱上部に設置されているため、中間柱に比べてせん断スパンが短くなり、曲げせん断耐力比が小さいことが端部柱に被害が集中した原因と推定されている⁷⁾。

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震により、上越新幹線は第1～3和南津高架橋で、せん断破壊を含む大きな損傷が発生した（写真-4）。構造形式は2003年三陸南地震で被災した高架橋と同じく両端にゲルバー梁を有する1層RCラーメン高架橋であり、端部柱において大きな損傷が生じる傾向が見られることも同様である⁹⁾。

2011年東北地方太平洋沖地震により、東北新幹線は、第1中曽根高架橋、第3愛宕高架橋、第1中野高架橋において、端部柱上部で大きく損傷し、軌道沈下が発生す



写真-2 宮城県沖地震による行人塚高架橋のRC柱上部の損傷



写真-3 三陸南地震による第3愛宕高架橋の端部柱上部の損傷⁷⁾



写真-4 新潟県中越地震による第3和南津高架橋の端部柱上部の損傷

るほどの被害が発生している（写真-1）．特に愛宕高架橋や中野高架橋は、2003年三陸南地震でも甚大な被害が発生した区間であり、再び同地点で大きな被害が発生したことは、その地点でのサイト特性による地震動の特徴が、高架橋の振動特性と一致している可能性も高く、重要な教訓として捕らえなければならない．

2003年、2004年と連続して新幹線高架橋に大きな被害が発生したことを受け、2004年より新幹線高架柱の耐震補強が実施された．東北新幹線では、高架橋の51,100本の柱のうち、せん断破壊先行型と判定された12,500本が補強の対象となり、2007年までに工事が完了している．引き続き、2009年より第2期の耐震補強計画が始まり、曲げ破壊先行型の耐震補強が進められている．現在では、耐震基準が改訂され、新しい基準による構造物や耐震補強済みの構造物には大きな被害は見受けられなかった．しかし、東北地方太平洋沖地震で被災した構造物（耐震未補強）は、耐震性能評価を行った結果、早急に耐震補強すべきと判定されなかった構造物と見ることができる．このような構造物の被害メカニズムを明らかにすることは、今も数多く残っている耐震未補強の構造物の耐震補強優先順位の決定等にも有用な資料となることが期待できる．

3. 被害メカニズム推定の課題

2章で示した被害を見ると、新幹線RCラーメン高架橋では、端部柱および柱上部に被害が集中する傾向がある．これに関し、従来検討されてきた被害メカニズムを示すとともに、その問題点・課題について整理する．

端部柱に被害が集中することに関し、中間柱に比べてせん断スパン比がやや小さく、曲げせん断耐力比に差があるためであると指摘されている⁷⁸⁾．これは大きな要因であることは否定し得ないものの、次章で示すように、例えば端部柱では曲げせん断耐力比0.70であるものが、中間柱では0.78である程度の違いしかなく、軸力の影響等を考えると、これほどにも明瞭に端部柱にのみ被害が集中する理由として十分ではない．

また、柱全長にわたってせん断ひび割れが発生するような、せん断破壊先行型の柱は既に補強済みであることを考えると、破壊に対する曲げモーメントによる影響は無視し得ず、その破壊形態は曲げせん断破壊となると予想される．ラーメン高架橋は構造力学的には上下端固定の柱であることから、曲げモーメントは上下端で大きくなるが、その損傷は上部に集中している．第1中曽根高架橋に対する詳細調査でも、地中部にある柱下端部には、曲げによるひび割れが見られる程度の被害であった³⁴⁾．この柱上部に被害が集中する原因について、損傷の大き



写真-5 柱上部の損傷と打継ぎ目位置（矢印）の関係

かった端部柱上端から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ことが指摘されている⁴⁾が、コアコンクリートが脱落していない複数の柱の損傷状況を比較してみると（写真-5）、必ずしも打継ぎ目が損傷の起因とはなっておらず¹⁾、影響は無視し得ないとしても主要な要因とは考えにくい．また柱下部の被害が小さかった原因として、土被りによる拘束効果も予想されるものの、柱基部周りの地盤と柱の間には地震動により生じたと思われる隙間が見られたことから、その影響は小さいと考えられる．

また、端部柱の上部で損傷したメカニズムの一つとして、柱の帯鉄筋は、上部が1D区間であるのに対し、下部が2D区間150mmピッチで配置され、その中間が300mmピッチであることから、上部より下部の方が帯鉄筋の配置が密であったことが指摘されている⁴⁾．柱高さ方向に帯鉄筋間隔を変化することによる損傷メカニズムへの影響は実験的にも明らかになっておらず、新幹線RCラーメン高架橋の被害メカニズムの推定に関し、大きな課題として残っている．

4. RCラーメン高架橋の配筋

図-1に、2003年三陸南地震で大きな被害を受けた第3愛宕高架橋の配筋図を示す⁷⁾．図-1より分かるように、中間柱と端部柱の配筋状況は同じであり、柱上下端対称に帯鉄筋が比較的密に約2D(D：断面高さ)の区間に配筋されており、柱中央部の帯鉄筋疎区間は、密区間の倍の間隔で配筋されている．参考文献4)では、端部柱の帯鉄筋は、上部が1D区間、下部が2D区間の配置であると説明されているが、正確には柱上下部とも2D区間配置されているものの、桁受け梁の存在のため、帯鉄筋密区間が埋め込まれ、結果、柱上部において1D程度短くなっている．

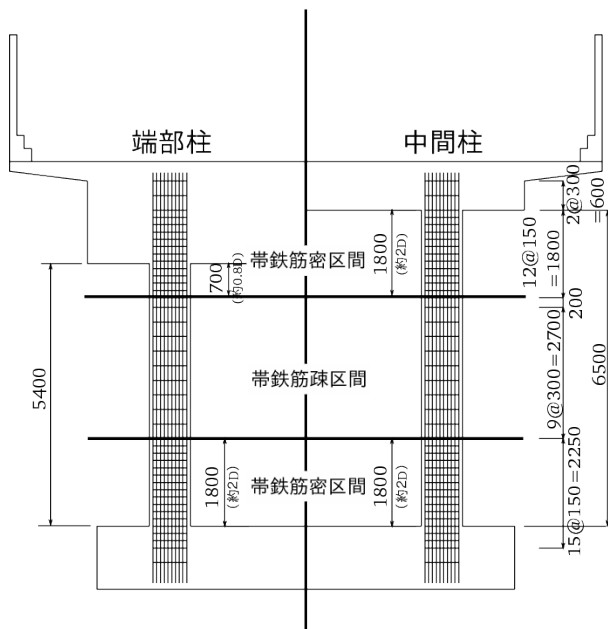


図-1 鉄道RCラーメン高架橋の端部柱および中間柱の配筋

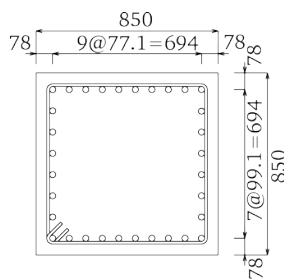


図-2 高架橋柱断面

桁受け部により、端部柱は柱長が中間柱に比べ短くなり、曲げせん断耐力比が小さくなる。第3愛宕高架橋の場合、端部柱と中間柱の曲げせん断耐力比はそれぞれ0.70、0.78であり、せん断破壊先行型の柱であった。2007年までに実施された耐震補強により、曲げせん断耐力比が0.9より小さな柱は補強済みであるが、0.9以上の柱の配筋も、基本的に図-1と同様である。

5. 正負交番载荷実験概要

実験供試体断面図、実験供試体全体図をそれぞれ、図-3、4に示す。本文中 ρ の値は帯鉄筋比である。各供試体は、320mmの正方形断面で、せん断スパン995mm、せん断スパン比3.43である。主鉄筋はD13を22本、帯鉄筋はD6を使用した。対象とする高架橋は2種類の帯鉄筋を有しており、柱上下部 $\rho=0.20\%$ に比べ、柱中間部 $\rho=0.10\%$ は疎に配置されており、コアコンクリートの破砕は、この帯鉄筋間隔が変化している部位で発生している。また、実

験時までに対象高架橋の設計図書は得られなかったものの、1979年竣工後補強されていないことから、同じ設計標準による第3愛宕高架橋の配筋⁴⁾を参考に、被災した柱上部とほぼ同程度の配筋(主鉄筋比、帯鉄筋比、せん断スパンに対する帯鉄筋の密配置区間の比)を有する実験供試体を作製した(Cmix1)。表-1に、対象高架橋RC柱とCmix1のそれぞれの値を示す。なお、対象高架橋柱は、せん断破壊先行型柱に対し行われた耐震補強の対象柱ではなかったことから、曲げせん断型破壊が発生すると予想できる。これより、その損傷箇所は塑性ヒンジ部近傍に発生すると考えられるため、高架橋柱高さ半分で分割した片持ち形式の単柱供試体を設計した。

また、帯鉄筋間隔が柱高さで一定の場合との比較を行うため、柱全長にわたり同一の帯鉄筋間隔： $85\text{mm}[0.23\%]$ (曲げせん断耐力比1.12)、あるいは帯鉄筋間隔： $170\text{mm}[0.12\%]$ (曲げせん断耐力比0.90)とした実験供試体を、それぞれC085、C170とした。特に、C085は、端部柱の基部(下端)及び中間柱の上下端をモデル化したものにも相当する。これらの実験供試体の曲げせん断耐力比は、1付近であり、曲げ破壊とせん断破壊のどちらの破壊に関しても起こりうる状況になっている。なお、曲げせん断耐力比の算定に必要な、終局曲げ耐力(=終局曲げモーメント/せん断スパン)及びせん断耐力は、鉄道構造物設計標準⁹⁾に従い求めた。

実験期間中計測したコンクリートの圧縮強度は、27.9MPa、主鉄筋、帯鉄筋の鉄筋種別はSD345である。実験供試体の作製にあたり、被災したRC柱で柱上部に損傷が集中していた原因の1つであるコンクリートの打設時に生じる柱上部の品質の相対的な低下に配慮するため、柱部分とフーチング部分を個別に打設し柱部分の打設伸長方向を実際のRC柱と同じになるようにした。また、本実験では、3章で述べたように、打継ぎ目が損傷の起因となっていないと判断し、あえて打継ぎ目を設けなかった。

载荷パターンを図-5に示す。繰り返し载荷では、主鉄筋の測定ひずみが降伏ひずみに達した時の変位を $\delta y(=6\text{mm})$ とし、それを基準にして、 $2\delta y$ で10回、 $3\delta y$ で10回と段階的に変位振幅を増大させた。そして、ある時点で破壊が確認できた場合、従来の繰り返し実験で行われている繰り返し回数10回から20回に増やし、復元力が最大時の半分以下になるまで繰り返し载荷を続けた。これによって、破壊後も含めた従来よりも多くの繰り返し载荷を考慮できるようにした。繰り返し回数20回に達しても、復元力の低下が見られない場合には、変位振幅を増大し、さらに载荷を続けた。载荷システムを写真-6に示す。供試体の天端には、まず軸力2.0MPaを载荷し、アクチュエータにより水平载荷を行った。軸力は、PC鋼棒を緊張させる方法をとった。図-1に示したような損傷

表-1 対象高架橋 RC 柱と Cmix1 の配筋
(主鉄筋比, 帯鉄筋比, せん断スパンに対する帯鉄筋の密配置区間の比)

	対象高架橋 RC 柱	Cmix1
主鉄筋比(%)	2.85	2.72
帯鉄筋比(%)	0.20(密配置), 0.10(疎配置)	0.23(密配置), 0.12(疎配置)
せん断スパンに対する 帯鉄筋の密配置区間の比	0.36	0.34

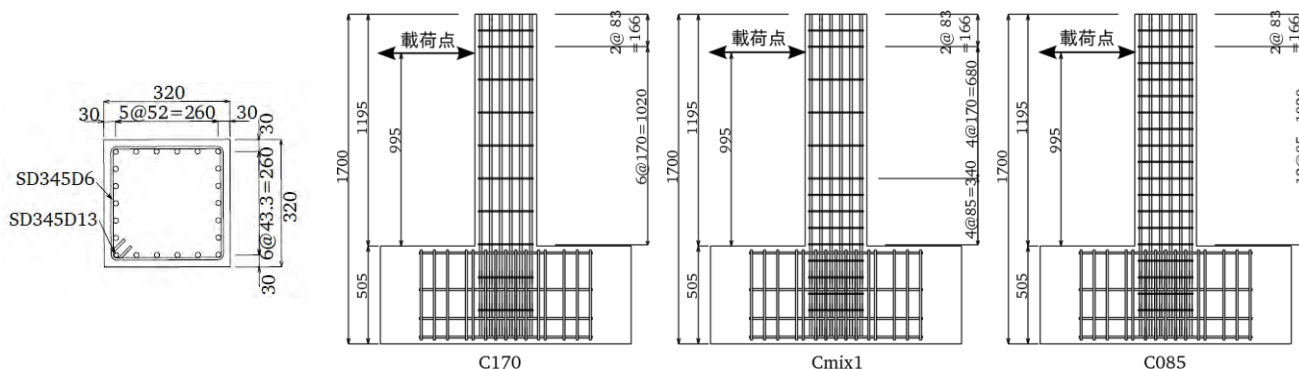


図-3 実験供試体断面図
(単位: mm)

図-4 実験供試体全体図(単位: mm)

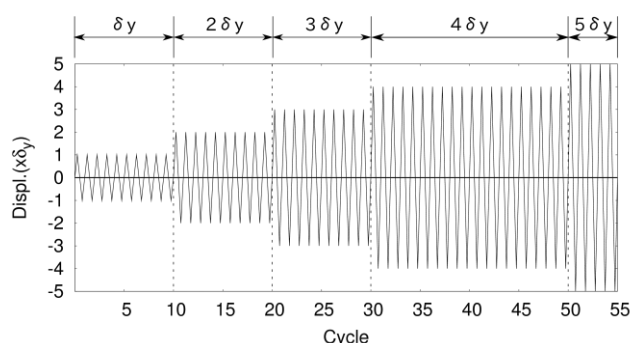


図-5 荷重パターン

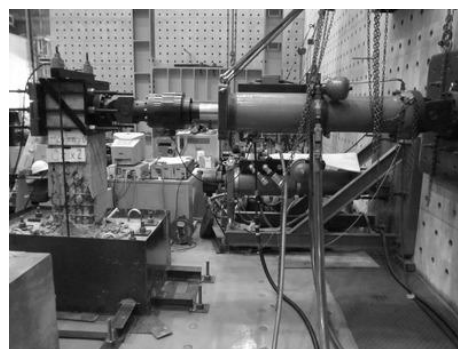


写真-6 荷重システム

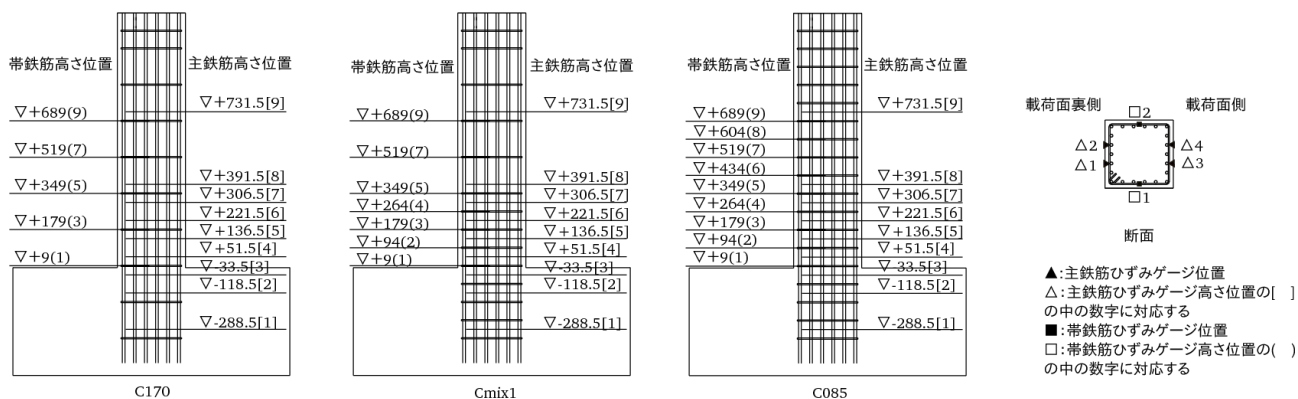


図-6 各供試体のひずみゲージ位置

は、不静定構造であるラーメン高架橋の柱において発生したものであり、破壊後には軸力を支持することなく、繰り返し変形したと考えられる。PC鋼棒による軸力載

荷では、水平荷重によっても軸力が変動するが、せん断破壊のような大きな損傷が発生すると、軸方向に縮むことにより軸力が抜けることが期待できるため、本方式を

採用した。

測定項目は、復元力及び荷重点変位、主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ、ひび割れ状況とし、復元力はアクチュエータ内に設置されているロードセルにより供試体の荷重位置で測定し、荷重点変位はレーザー変位計により測定した。各供試体のひずみゲージ位置を図-6に示す。図に示すように、主鉄筋のひずみについては、供試体の荷重面側及び荷重裏面側それぞれにおける最外縁の主鉄筋のうち中央の鉄筋をはさんだ鉄筋各1本計4本に対し、高さ方向に9点の位置で測定し、帯鉄筋のひずみについては、供試体の荷重面側面側における各面の帯鉄筋の中央部において、高さ方向に基部から約2D(Dは断面の高さ)の範囲で測定した。ひび割れ状況は、各繰返しサイクル毎に写真撮影により記録した。

6. 正負交番荷重実験結果および考察

(1) 荷重-変位関係

各供試体の荷重-変位関係を図-7に示す。図中の赤線は、耐力が劣化したループの1つを例として示している。

曲げせん断耐力比が0.90で1より小さいC170は、3 δy 繰返しでループが逆S字型へと急激に移行した。荷重が基部に比べ柱中間部の帯鉄筋が疎に配置されたCmix1は、4 δy 繰返しでループが逆S字型へと移行していった。このように、C170とCmix1は、耐力が劣化したループの形状は逆S字型となり、せん断破壊の特徴を示した。一方で、曲げせん断耐力比が1.12で1より大きいC085は、4 δy 繰返しでループが逆S字型へ移行し、耐力が劣化したループの形状は、C170やCmix1と比べると紡錘型に近く、曲げ破壊の特徴を示した。

(2) 損傷状況

荷重終了時の損傷状況を写真-7に示す。今回、損傷状況をより詳細に考察するため、かぶりをはつり、内部コアコンクリートの損傷状況も観察した。かぶりをはつった後のコアコンクリートの損傷状況を写真-8に示す。写真7、8から分かることに、実験中の状況を織り交ぜながら、損傷の進行過程について、特に、同様の劣化挙動をとったCmix1及びC170に着目して述べていく。

C170は、基部から柱中央部にかけて明確なせん断ひび割れが発生し、ひび割れ面でずれることに伴い、急激に耐力が低下し、終局に至る典型的なせん断破壊の様相を呈した。一方で、Cmix1は、1つの斜めひび割れが大きくずれることなく、複数の斜めひび割れが繰返し挙動に伴い、交差・進展し、急激に耐力が低下し、終局にいたった。また、この複数のせん断ひび割れは、帯鉄筋間隔が粗い区間で交差しており、それにより、コアコン

クリートが小さく砕かれていた。

このように、C170とCmix1とは、劣化挙動はほぼ同様であるものの、せん断ひび割れの発生、ずれ、繰返し荷重による進展、複数の交差などの損傷進行過程には大きな違いが現れたことから、両者の劣化メカニズムには大きな違いがあると考えられる。C085は、柱基部で主鉄筋のはらみ出し、コンクリートが圧壊し、終局に至った。

1章で述べたように、実際の被害では、コアコンクリートは玉石状になり、主鉄筋が外側へはらみだし、鉄筋かごから脱落、結果、軸力支持能力を失われていた。このような実被害と写真-8(b)を比較すると、Cmix1がさらに多くの荷重を受けることによって、コアコンクリートでの複数のせん断ひび割れの交差・劣化が進展し、実被害のような損傷状況へと進行していくとみなすこともでき、その意味では、Cmix1は実被害を再現していると考えられる。

(3) 繰返しに伴う各サイクルの最大荷重の劣化

a) 破壊の定義

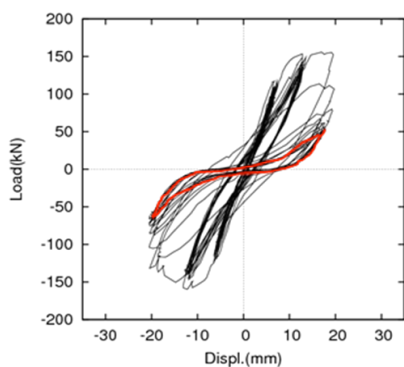
破壊後も含めた最大荷重の推移の検討を行うため、本実験での破壊を、荷重-変位関係の包絡線において、荷重が最大荷重の90%まで低下した時と定義した¹⁰⁾。そして、破壊が確認できたサイクルを破壊時サイクルとし、各サイクルの最大荷重の推移の検討に取り込むことによって、最大荷重の推移について、どの時点で破壊が生じたのかを含めて、検討できるようにした。

b) 最大荷重の推移

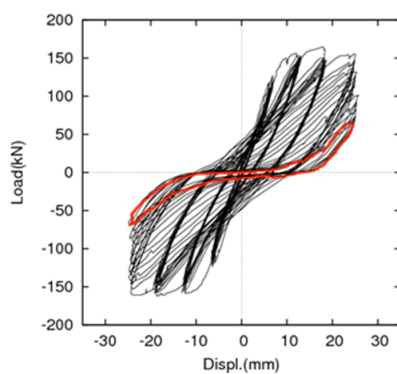
図-8に繰返しに伴う各サイクルの最大荷重の推移を示す。この図から、2 δy まではいずれの供試体も同様の挙動をとり、3 δy においてC170が耐力を失い、4 δy においてCmix1が耐力を失い、085については、4 δy において劣化が始まったものの、20回繰返しを受けても大きく劣化することなく、5 δy で急激に劣化し、耐力を失ったことが分かる。このことは、Cmix1が3 δy まではC085と同様の挙動を示し、4 δy 繰返し時で、耐力を失うタイミングが異なるものの、C170と同様の劣化挙動を示したことを意味している。すなわち、Cmix1は少なくとも3 δy までは、C085と同様の曲げ挙動をとったものの、4 δy の繰返しにおいて、曲げ挙動からはずれていき、C170の劣化挙動へと近づいていったと考えられる。

(4) 主鉄筋および帯鉄筋のひずみ分布

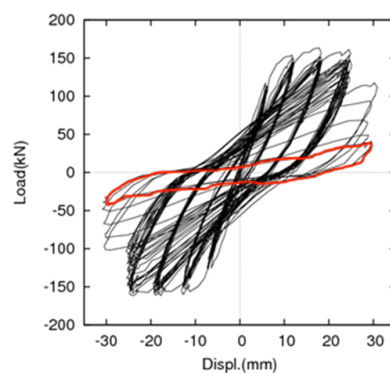
Cmix1、C170及びC085は、共通して、破壊時サイクルが現れた変位振幅で徐々に劣化し、次のStepの変位振幅で急激に劣化が進行していた。このことから、破壊時サイクルが現れた変位振幅での挙動は、“急激な劣化の兆



C170



Cmix1



C085

図-7 各供試体の荷重—変位関係



(a) C170



(b) Cmix1



(c) C085

写真-7 載荷終了時の損傷状況



(a) C170



(b) Cmix1



(c) C085

写真-8 かぶりをはつた後のコアコンクリートの損傷状況

候が現れ始める挙動”ともみなせると推察される．ここでは、その挙動での供試体間の差異について、Cmix1を中心に、主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ分布から検討を行う．各供試体の主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ分布を図-9に示す．ここで、Cmix1については、破壊時サイクルが現れた変

位振幅である $3\delta y$ 繰り返し時のひずみ分布を取り出し、C170についても同様である．ただし、C085については、 $4\delta y$ の挙動でのひずみがひずみゲージの切断・剥離のため計測出来ていなかったこと、Cmix1とC085の各サイクルの最大荷重の推移が変位振幅 $3\delta y$ を境に枝分かれし、

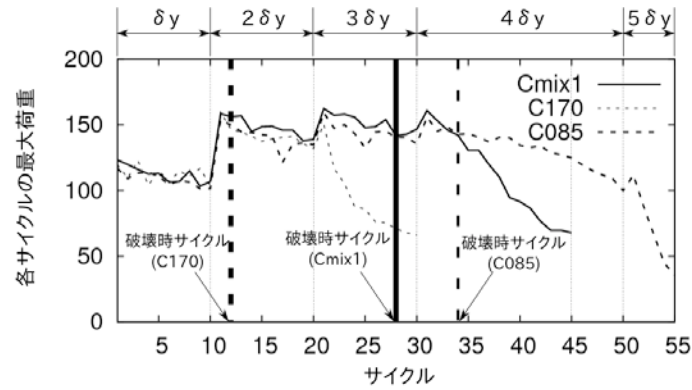


図-8 繰り返しに伴う各サイクルの最大荷重の推移

3 δy が、一見Cmix1とC085の挙動の分岐点となる変位振幅と考えられることを考慮して、Cmix1同様に、3 δy 繰り返し時のひずみ分布を取り出している。

まず、Cmix1とC085の主鉄筋ひずみをみると、Cmix1及びC085ともにおなじような分布をしており、柱基部に塑性ヒンジが形成されているとともに、その位置はCmix1で帯鉄筋間隔が密な配置区間にあたる。一方、帯鉄筋ひずみ分布は大きく異なり、Cmix1では帯鉄筋が疎な区間において急激に大きくなっている。つまり、Cmix1では、柱基部で曲げ挙動を示していたものの、3 δy での繰り返し载荷において、帯鉄筋疎区間でせん断破壊が発生したことを意味している。ただし、せん断ひび割れ下部で帯鉄筋が密に配置されていたため、C170に比べて、ひび割れが分散し、結果、コアコンクリートの破砕が進行したと考えられる。

C170とCmix1の主鉄筋ひずみをみると、C170及びCmix1はほぼ同様である、一方で、帯鉄筋のひずみをみると、Cmix1は、C170と比較して、ひずみが広い範囲に分布しており、かつ、帯鉄筋疎区間と密区間の境界でひずみの集中がみられる。このことは、帯鉄筋が柱中間部に比べ基部で密に配置されることによって、局部的にひずみが集中する繰り返し挙動から、広範囲へのひずみの分散を伴う繰り返し挙動へと移るとともに、ひずみの集中部位が帯鉄筋密区間側へとずれることを意味する。このひずみの集中部位はC085のひずみ分布の山の頂点の位置と一致することから、さらに帯鉄筋を密に配置することによって、ひずみ分布の山の高さが小さくなっていくことが推測でき、Cmix1は、さらに帯鉄筋密区間が広がることで帯鉄筋のひずみ分布の山が小さくなるちょうど直前の状況であると考えられる。

(5) Qmix2の損傷状況とQmix1との比較

Cmix1と同じ構造の供試体を作成し、载荷パターンを変えた実験を行った。この供試体をCmix2と呼ぶ。载荷パターンは、Cmix1で荷重が劣化した4 δy での一定振幅正負交番载荷である。ここで、以降の考察における表記

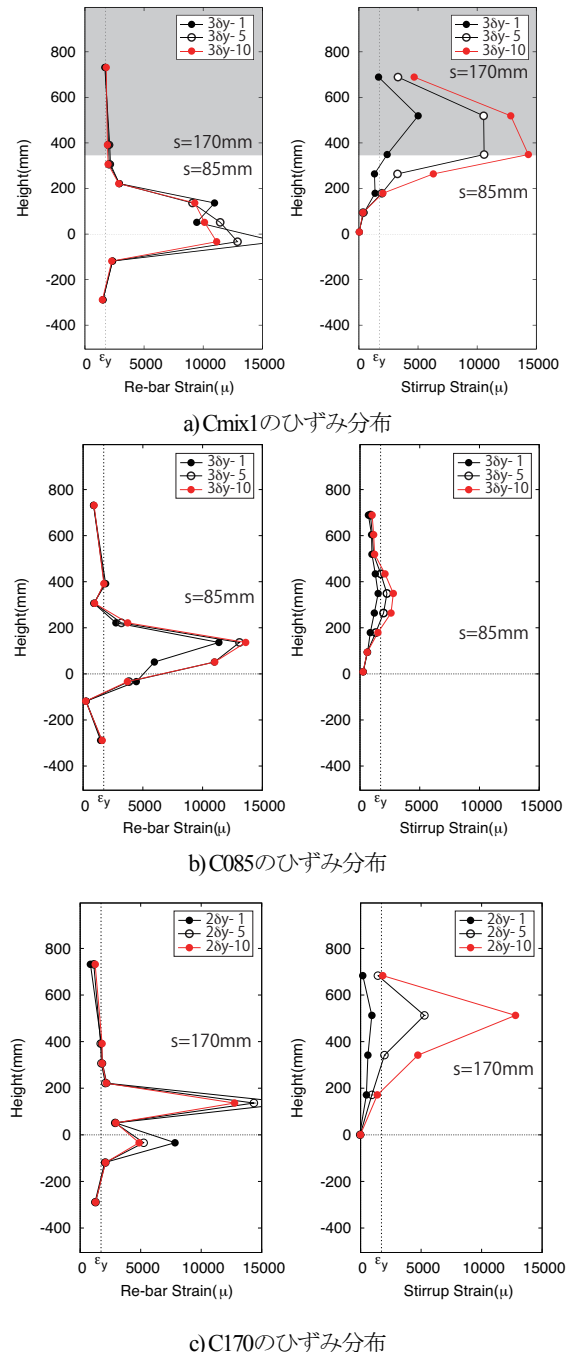


図-9 各供試体の主鉄筋および帯鉄筋のひずみ分布

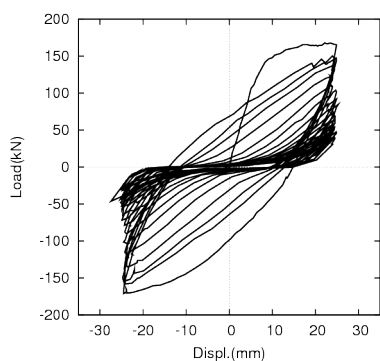


図-10 Cmix2の荷重-変位関係



写真-9 Cmix2のコアコンクリート損傷状況

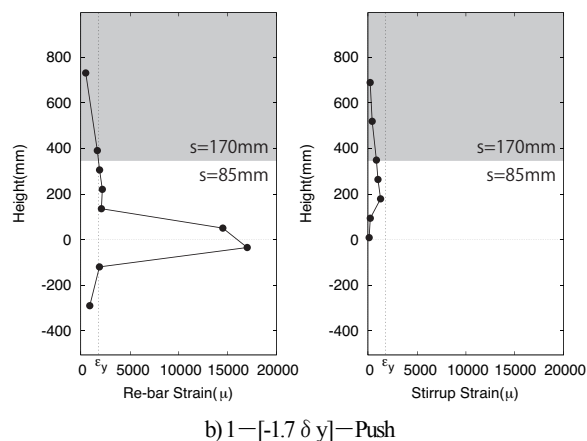
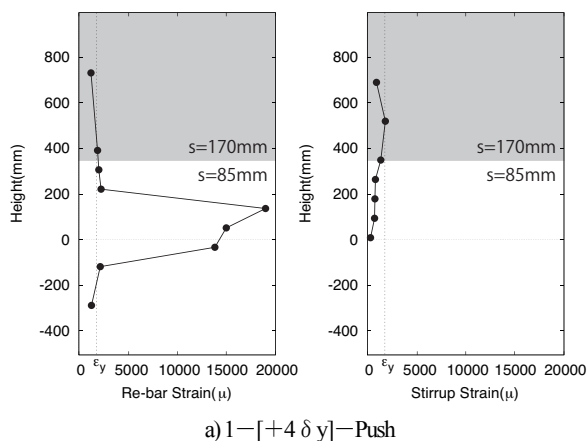


図-11 Cmix2の主鉄筋および帯鉄筋のひずみ分布

について整理する。繰り返し載荷であるため、各サイクルにおいて、正負(+-)があり、また正負変位それぞれに、押し(Push)と引き(Pull)の載荷ステップがある。以下では、例えば、1サイクル目の正変位 $4\delta y$ における押しの載荷ステップの場合、1-[+4 δ y]-Pushのように、表記することとする。

Cmix2の荷重-変位関係を図-10に示す。繰り返しが進むにつれて、ループ形状が紡錘型から逆S字型となり、耐力が劣化したループの形状は、Cmix1とほぼ同じ形状となった。Cmix2のコアコンクリートの損傷状況を写真-9に示す。写真-9と写真-8(b)を比較すると、Cmix2は、帯鉄筋間隔が疎な区間において、せん断ひび割れの複数交差によって、コアコンクリートが小さく砕かれており、その損傷状況はCmix1と類似している。これより、Cmix1で見られた、帯鉄筋疎区間においてひび割れが交差し、コアコンクリートが玉石化する現象は再現性があることを確認できた。

図-11に、Cmix2の1サイクル目の $4\delta y$ に達するまでの

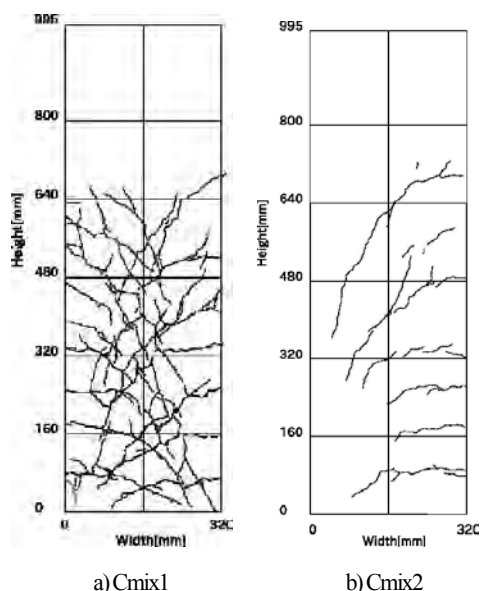


図-12 +4 δ yにおけるひび割れ進展状況

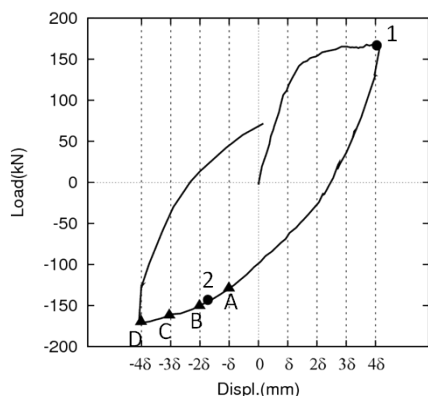


図-13 Cmix2の1サイクル目の履歴ループ

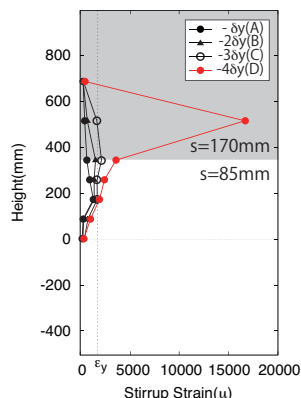


図-14 1-[$-\delta y$]-Pushから1-[$-4\delta y$]-Pushに至るCmix2の帯鉄筋のひずみ分布変化

主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ分布の変化を示す。図-11 a)から分かるように、Cmix2は基部で塑性ヒンジが形成し、曲げ破壊の様相を示している。Cmix1の場合には、 $4\delta y$ では既に帯鉄筋疎間においてせん断破壊を示していることを考えると、载荷履歴の影響が大きいことを示している。図-12に、 $4\delta y$ におけるひび割れ進展状況を示すが、帯鉄筋疎間においてせん断ひび割れは発生しているものの、交差が発生しないため、帯鉄筋がひび割れ開口を抑制でき、曲げ破壊モードとなったと考えられる。

図-13に、Cmix2における1サイクル目の履歴ループを示す。また、図中の▲A～▲DにおけるCmix2の帯鉄筋ひずみ分布を図-14に示す。なお、図中の●1、●2は図-11に示した各载荷ステップを示している。一方向载荷後、除荷し、変位が負に反転した後も曲げ挙動は維持され、 $-3\delta y$ まで帯鉄筋に大きなひずみは発生していない(図-13中の▲A～▲C)が、 $-3\delta y$ から $-4\delta y$ になる時、帯鉄筋ひずみが急激に大きくなり、せん断破壊型へと破壊モードが移行している(図-14)。すなわち、Cmix2は、一方向载荷では基部で塑性ヒンジを形成し、曲げ破壊モードを示しながらも、逆方向の载荷により、帯鉄筋疎間において、せん断破壊した。このことから、斜めひび割れが発生し、ひび割れが交差する領域で帯鉄筋が十分に配置されていない場合、例えば塑性ヒンジが形成されていたとしても、帯鉄筋が少ない領域でせん断破壊が発生することの再現性が確認されたといえる。

一般に、一旦塑性ヒンジが形成された場合、以降の損傷は塑性ヒンジという構造的弱点部に集中すると考えられるが、本実験より、せん断ひび割れの交差が発生する区間の拘束が十分で無い場合、損傷部が移動し、最終的にせん断破壊を呈することがあることを示している。

7. RCラーメン高架橋の被害メカニズム

本実験結果から、RCラーメン高架橋の地震被害でよく見受けられる、端部柱上部における損傷の集中は、単に柱長が短くなった(曲げせん断耐力比が小さくなった)ことが主要因でないと考えられる。推定される高架橋の被害メカニズムは以下の通りである。

中間柱は、上下部ともにC085に相当する構造(2D区間帯鉄筋密配置)である。現行の設計に比べて帯鉄筋量が少ないため、斜めひび割れも発生するものの、ひび割れ交差部は基部より2D区間に集中しているためにひび割れの開口が帯鉄筋により抑制され、曲げモーメントが卓越する上下端に塑性ヒンジが形成される。その後、変形が大きくなったとしても、塑性ヒンジ部の損傷が進展し、曲げ破壊に至る。

一方、端部柱は上部がCmix1(1D区間帯鉄筋密配置)、下部がC085(2D区間帯鉄筋密配置)に相当する構造である。 $2\delta y$ 程度までは、柱上下端共に塑性ヒンジが形成され、曲げ破壊モードを示すが、変形が大きくなり、かつ繰り返しの経験することによって、斜めひび割れの交差が帯鉄筋が疎な区間で繰り返される。結果、ひび割れ開口を抑制することができなくなるために、損傷部が帯鉄筋疎区間に移行し、せん断破壊に至る。実際の構造では、塑性ヒンジ部に打継ぎ目が存在することから、さらに早期の損傷が発生する可能性もある。

以上より、ゲルバー桁の桁受け部を設置することにより、帯鉄筋配置が固定端より1D程度に短くなったことが、端部柱上部において損傷が集中する主要因であると推定した。

また、既存高架橋の耐震補強に関し、以下の考察を得ることができる。東北地方太平洋沖地震において、過去にも大きな被害が発生した愛宕、中野区間で再度被害が

発生したことは、耐震補強戦略において、重要な教訓をもたらした。被害が発生した地点を復旧するだけでなく、被害が発生地点周辺を、ある程度広範囲に補強することが重要である。また、特に新幹線は代替ルートのない線状路線を走る以上、一箇所の被害が大きな範囲に影響を与えるため、全体としての耐震性能向上が必須である。そのため、既存高架橋に対し、柱全長を補強することが最善であることは間違いないが、掘削を伴う全補強はコストもかかり、利用客の多い都市部からの補強戦略を採らざるをえない。同程度の費用を投じて路線全体の耐震性能レベルを向上させるためには、地中部にある柱下部を補強することなく、柱上部を2D区間程度せん断補強することは有効であると考えられる。

8. まとめ

東北地方太平洋沖地震で大きな被害を受けた鉄道RCラーメン高架橋の損傷要因を検討するため、「柱高さで変化する帯鉄筋間隔」、「破壊後も続くはるかに長い振動時間」の2点に着目した載荷実験を行った。また、実験結果を踏まえ、従来よく見られる端部柱上部へ損傷が集中するメカニズムについて考察した。本研究で得られた結論をまとめると以下の通りである。

1. 塑性ヒンジ部が発生し、曲げ破壊モードを示したとしても、変形が大きくなり、かつ繰り返し載荷されることにより発生するせん断ひび割れ交差部（基部より2D程度）における横拘束が十分でない場合、損傷箇所が帯鉄筋疎区間に移動し、せん断破壊へと移行する。
2. 柱高さで一定の帯鉄筋間隔170mmの供試体C170（曲げせん断耐力比0.90）は、基部での塑性ヒンジ部を形成するものの、変形が大きくなることにより、一つの大きなせん断ひび割れのずれによる典型的なせん断破壊となった。
3. 柱基部より1D離れた位置で帯鉄筋間隔が変化する供試体Cmix1は、基部での塑性ヒンジ部を形成するものの、繰り返し載荷されることで、帯鉄筋間隔が粗い区間で複数のせん断ひび割れが交差し、最終的にせん断破壊を呈した。1D区間帯鉄筋が密配置されていることより、せん断ひび割れが貫通し、急激な劣化をすることを抑制した結果、帯鉄筋疎区間における、斜めひび割れの交差が進み、コアコンクリートの玉石状の破碎を進展させた。
4. 柱基部より2D以上、帯鉄筋が間隔85mmで配置された供試体C085（曲げせん断耐力比1.12）は、斜めひび割れが発生するものの、柱基部での主鉄筋のはら

み出し、コンクリートの圧壊を伴う曲げ破壊の様相を呈し、耐力が劣化したループの形状は、他の供試体に比べると紡錘型に近い形状となった。

5. 繰り返しに伴う各サイクルの最大荷重の推移から、帯鉄筋間隔が柱高さで変化するRC柱は、少なくとも $3\delta y$ （ δy は主鉄筋が降伏ひずみに達した時の変位で6mmである）までは、全ての供試体が曲げ挙動をとり、それ以降繰り返しに伴いせん断破壊型の劣化挙動へと近づいていくことが示された。
6. 帯鉄筋間隔が変化する供試体に対し、載荷初期より大変形をさせる載荷パターンによる実験の結果、一方向載荷時ではCmix1と異なる破壊性状を示したものの、繰り返し載荷をすることにより、Cmix1で見られた破壊性状が、荷重—変位関係レベル、損傷状況の目視レベル、劣化挙動及び破壊形式の移行の点という各視点において再現することを確認した。
7. RCラーメン高架橋の地震被害でよく見受けられる端部柱上部における損傷の集中は、単に桁受け部により柱長が短くなった(曲げせん断耐力比が小さくなった)ことよりも、帯鉄筋配置が短くなったことによる影響が大きい。
8. 既設高架橋における耐震補強戦略として、柱上部のみを2D区間程度せん断補強し、数多くの柱を補強することは、限られたコストで路線全体の耐震性能レベルを向上させるために有効であると考えられる。

謝辞：「本研究は文部科学省科学研究費補助金(若手研究(S)19676004番、代表:高橋良和)および震災関連研究を対象とした「国際緊急共同研究・調査支援プログラム(J-RAPID)」(地震動及び津波による橋梁被害の実態と被災メカニズムに関する国際緊急共同研究、代表:川島一彦・Ian Buckle)の助成を受けて実施したものである。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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、pp.465-472、2011年7月。
- 2) 小林将志、水野光一朗、今井勉、角掛勝：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、土木学会全国大会第66回年次学術講演会、平成23年9月。
- 3) 東日本旅客鉄道(株)、特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」、SED、No.37、2011年11月。
- 4) 小林将志、篠田健次、水野光一朗、倉岡希樹：東北地方太平洋沖地震により比較的大きな損傷を受けたRC高架橋の地震応答の推定、SED、No.39、2012年7月。

- 5) 日本国有鉄道盛岡工事局：東北新幹線工事誌 有 壁・盛岡間，1982 年.
- 6) 宮崎修輔：鉄道の被害と復旧，特集・宮城県沖地震，橋梁と基礎，78-12，1978 年 12 月.
- 7) 2003 年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析，土木学会編，平成 16 年 11 月.
- 8) 平成 16 年新潟県中越地震第一次調査団調査速報，土木学会，平成 17 年 1 月.
- 9) 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，鉄道総合技術研究所編，平成 4 年 10 月.
- 10) 吉川弘道：鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析，丸善株式会社，2008 年.

(2012.9.21 受付)

DAMAGE MECHANISM OF RC RIGID FRAME VIADUCTS OF RAILWAY BASED ON CYCLIC LOADING TESTS OF RC COLUMNS WITH TWO DIFFERENT SPACING OF LATERAL HOOPS

Yoshikazu TAKAHASHI and Genta GOTO

The 2011 Great East Japan Earthquake occurred on March 11, 2011 and the ground motion continued over 300 seconds. By this ground motion structures suffered considerable repeatedly loading. One of seriously damaged structures is Tohoku Shinkansen viaduct. Side columns of the viaducts suffered extensive damage and shear failure was observed at the upper part of the columns. The ratio of lateral hoops was relatively low, but the spacing of lateral hoops around the plastic hinged zones was narrower than that of the middle part. In this study, RC columns with two types of lateral spacing of hoop were constructed and cyclic loading tests were conducted. Considering the characteristics of the ground motion in the 2011 Great East Japan Earthquake, the number of repeatedly loading cycle was over 20 cycles when the failure was observed, and the deterioration after failure of RC Columns was investigated.