

2011年東北地方太平洋沖地震による鉄道高架橋の被害

秋山充良¹・高橋良和²

¹正会員 博（工）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）

²正会員 博（工）京都大学准教授 防災研究所（〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄）

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（モーメントマグニチュード＝9.0）により、岩手県、宮城県、そして福島県内にある鉄道構造物が地震動の作用を受けて損傷し、またこれら地域の沿岸部では、津波により多くの構造物が流失、あるいは倒壊した。本稿では、津波の影響を受けていない鉄道構造物のうち、岩手県内にある東北新幹線第5猪鼻高架橋と第3愛宕高架橋、および宮城県仙台市内にある東北本線長町駅周辺の高架橋の被害状況を取り上げる。長町駅周辺では、東北新幹線と東北本線が南北に並走している。本稿で取り上げる鉄道高架橋はいずれも鉄筋コンクリート（RC）1層ラーメン橋脚である。

この地区の東北新幹線高架橋は、宮城県沖地震（1978年6月）以前に設計されており、現在の耐震基準に従い設計されるRC部材よりもせん断補強鉄筋量は相当に少ない。2003年5月に発生した三陸南地震では、第5猪鼻高架橋や第3愛宕高架橋でせん断による大きな損傷が発生している¹⁾。また、2004年新潟県中越地震でも、これらと同じ基準で設計された上越新幹線高架橋で同様の損傷が報告されている²⁾。

三陸南地震後には、第5猪鼻高架橋と第3愛宕高架橋ともに耐震補強が実施されており、今回、これらの耐震補強の有効性などを検証する。また、長町駅周辺では、旧基準で設計された東北新幹線高架橋と、兵庫県南部地震後に改訂された基準に準拠した在来線のRCラーメン高架橋が近接している。両者の被害の程度を比較し、基準の変遷による耐震性の向上度などを確認する。

2. 第5猪鼻高架橋・第3愛宕高架橋

(1) 概説

第5猪鼻高架橋（新花巻駅～盛岡駅間）、第3愛宕高架橋（水沢江刺駅～北上駅間）は、2003年5月26日に発生した三陸南地震により被災している。コンクリート委員会 三陸南地震被害分析研究小委員会（委員長：名古屋工業大学 梅原秀哲教授）がまとめた資料³⁾によると、第5猪鼻高架橋R13～R15の始

点側および終点側に位置するRC柱にかぶりコンクリートが斜めひび割れにより剥落するほどの大きな損傷が生じた。この種のラーメン高架橋は、各高架橋ブロックの間に架かるRC単純桁を受ける横はりの存在のため、高架橋中間位置にある柱に比べて長さが短く、せん断スパン比が小さいことが端部にあるRC柱にせん断による損傷が表れやすい理由である。同様に、第3愛宕高架橋R1とR2も三陸南地震の際に損傷しており、端部に位置するRC柱には、せん断によりかぶりコンクリートの一部が剥落するほどの大きな損傷が生じた。中間位置にある柱には、数mm程度の斜めひび割れが生じているのみであり、かぶりコンクリートは剥落していない。

柱の曲げせん断耐力比は、第5猪鼻高架橋、第3愛宕高架橋ともに、端部に位置する柱（桁受け部）で0.70、中間位置にある柱で0.78である。これらの高架橋は、1977年頃に建設された構造物であり、設計に用いた適用基準は、「全国新幹線網建造物設計標準（東北、上越、成田用）1972（S47.6）」、および耐震基準については、「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（S45.3）」である。第5猪鼻高架橋の設計時の断面諸量は、以下のとおりである。第3愛宕高架橋の断面諸量もほぼ同じである。

端部に位置する柱（桁受け部）；

- ・断面寸法：85cm×85cm
- ・せん断スパン比：3.43
- ・軸方向鉄筋比：2.85%（D29 32本）
- ・帯鉄筋比0.1～0.2%（D13 150-300mm間隔）

中間位置にある柱；

- ・断面寸法：85cm×85cm
- ・せん断スパン比：3.69
- ・軸補強鉄筋比：2.67%（D29 30本）
- ・帯鉄筋比0.1～0.2%（D13 150-300mm間隔）

(2) 地震動

参考文献¹⁾では、数値解析による被害分析も行われている。地震動は、防災科学研究所K-NET強震記録が用いられている。対象高架橋との距離、および周辺地盤の類似性から、第5猪鼻高架橋の被害分析

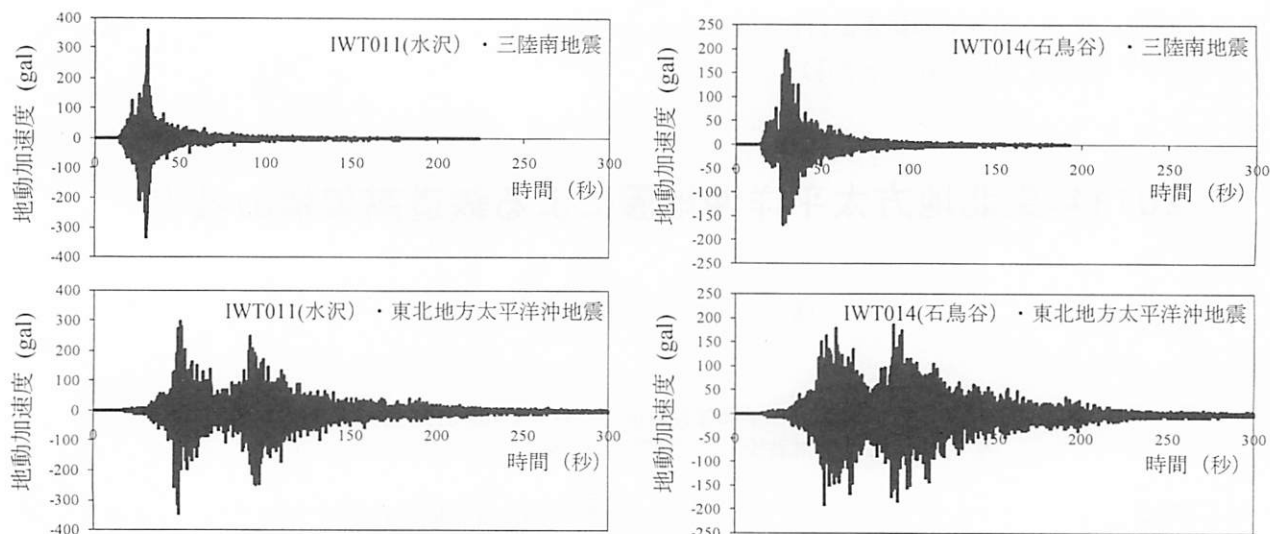


図-1 第5猪鼻高架橋・第3愛宕高架橋の近傍で観測された地震動 (IWT011・IWT014のEW成分)

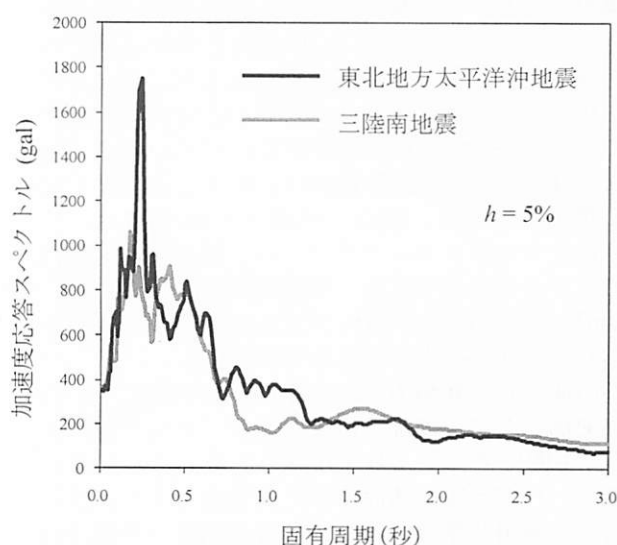


図-2 加速度応答スペクトルの比較 (IWT011)

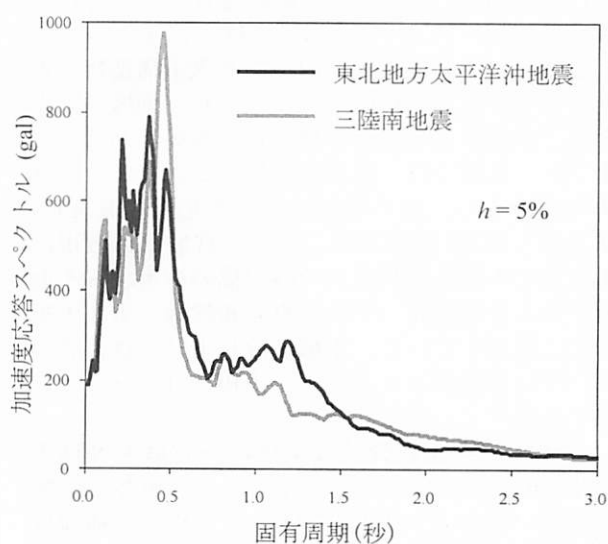


図-3 加速度応答スペクトルの比較 (IWT014)

にはIWT 0014 (石鳥谷), 第3愛宕高架橋の被害分析にはIWT 0011 (水沢)の観測点で得られた地震動が用いられた。なお、被害分析の際は、高架橋の橋軸方向と南北方向のずれ(第5猪鼻高架橋:6度, 第3愛宕高架橋:20度)を考慮した補正を行っている。三陸南地震および東北地方太平洋沖地震でIWT 0011とIWT 0014で観測された加速度時刻歴波形(EW成分)を図-1に示す。また、その加速度応答スペクトルを図-2および図-3に示す。継続時間に大きな違いが見られるものの、地動最大加速度の値や、加速度応答スペクトルの値と形状は、両地震で近いものとなっている。この種の構造の1次固有周期は、地盤条件等にもよるが、約0.4秒~0.5秒程度の値が報告されており³⁾、図-2および図-3から、第5猪鼻高架橋、および第3愛宕高架橋は、三陸南地震と東北地方太平洋沖地震で同程度の地震力を受けたと推察される。

(3) 損傷状況

a) 第5猪鼻高架橋

三陸南地震後、および東北地方太平洋沖地震後に

それぞれ撮影した第5猪鼻高架橋の様子を図-4と図-5に示す。図-3の加速度応答スペクトルの比較に示されるように、この2つの地震では、猪鼻地区にある固有周期0.5秒程度の構造物に作用した地震力は、同程度と推察される。三陸南地震の際は、せん断により大きくRC柱は損傷したが、今回は、三陸南地震後に実施された鋼板巻き立て補強(せん断補強)が機能し、第5猪鼻高架橋R13~R15にあるRC柱に損傷は観察されなかった。耐震補強の有効性が示された好例である。

一方、第5猪鼻高架橋R13の南に隣接する高架橋R12は、図-6に示されるように、三陸南地震後に特に耐震補強は実施されていない。せん断破壊型部材ではないとの判断によるものと推察される。高架橋R12の端部に位置する柱には、曲げによる損傷は特に観察されず、今回の地震により生じたせん断ひび割れが確認された。かぶりコンクリートが剥落するほどのせん断損傷ではなく、これだけでは、さらに大きな地震力を受けた後に呈する破壊モードを判断できない。しかし、過去に大きくせん断により損傷した高架橋に隣接しており、外観的には構造諸元



(a) 2003年撮影(三陸南地震後)



(b) 2011年撮影(東北地方太平洋沖地震後)

図-4 東北新幹線第5猪鼻高架橋 (R13・R14)



図-5 東北新幹線第5猪鼻高架橋 (R15)

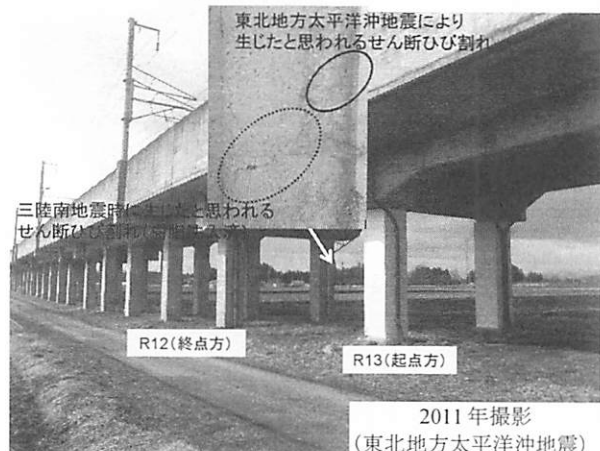


図-6 東北新幹線第5猪鼻高架橋 (R12・R13)

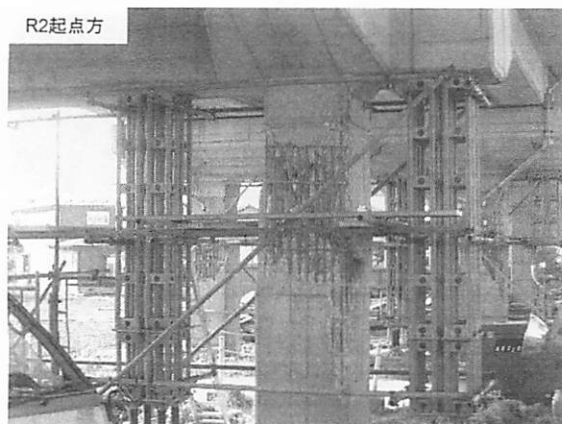
に大きな違いがあるように見えないことなどから、このような部材の破壊モードの判定はより慎重に行われるべきと考える。また、次項で述べる第3愛宕高架橋でも観察されたが、三陸南地震の際に被災した高架橋周辺では、その他の地域にある高架橋に比べてせん断や曲げひび割れの残留など、損傷が観察される率が高かった。この理由の説明には、高架橋周辺の地震動の増幅や地盤の影響など、詳細な検討が必要であるが、過去に地震被害が生じた地域にある構造物について耐震補強の実施の有無を判断する際には、この事実を踏まえた配慮が必要と思われる。

b) 第3愛宕高架橋

三陸南地震と東北地方太平洋沖地震後に撮影した第3愛宕高架橋の様子を図-7に示す。図-2に示されるように、愛宕地区にある固有周期0.5秒程度の構造では、この2つの地震で同程度の地震力を受けたと推察される。三陸南地震ではせん断による大きな損傷が生じたが、三陸南地震後に実施された鋼板巻き立て補強(せん断補強)が有効に機能し、これらの柱では、東北地方太平洋沖地震で特に損傷は観察されなかった。

三陸南地震で損傷した第3愛宕高架橋R1とR2に南北に隣接する第3愛宕高架橋R3・R4、あるいは第2愛宕高架橋R3・R4は、竣工後、特に耐震補強などは施されていない。第3愛宕高架橋R4や第2愛宕高架橋R4には、柱の端部に小さな曲げひび割れが残

留している程度であり、特に斜めひび割れの進展も見られず、非常に軽微な損傷にとどまっている。一方、図-8に示すように、第3愛宕高架橋R3や第2愛宕高架橋R3には数mmの幅のせん断ひび割れが観察される。現地の実測では、第2愛宕高架橋R4の柱の断面幅は105cmであるのに対して、高架橋R3の柱の断面幅は90cmであることから、柱下端位置(地中梁の位置)が異なる可能性がある。図-8左写真は、三陸南地震で生じたせん断ひび割れに樹脂注入などの補修を施した柱を撮影したものである。今回の東北地方太平洋沖地震により、樹脂を注入した箇所に再度せん断ひび割れが生じている。図-8右写真に示す柱も含め、かぶりコンクリートの剥落が生じるほどの大きなせん断損傷ではないが、第3愛宕高架橋R1やR2の三陸南地震での損傷を考えると、これらに隣接する柱の曲げせん断耐力比は、せん断破壊型と曲げ破壊型を分ける閾値付近にあると思われる。せん断により損傷しやすい構造諸元を有していると推察される。地震時に受ける繰り返しの曲げとせん断力に対して、安定して曲げ破壊を呈するRC柱部材により高架橋を構成するのが望ましいのは、現行の各種耐震基準にも示されている通りである。兵庫県南部地震以降、継続して実施されている耐震補強を着実に進め、この種の構造の耐震性を高めることで、最新の耐震設計基準で設計されている構造物との差



(a) 2003 年撮影(三陸南地震後)



(b) 2011 年撮影(東北地方太平洋沖地震後)

図-7 東北新幹線第3愛宕高架橋 (R2)

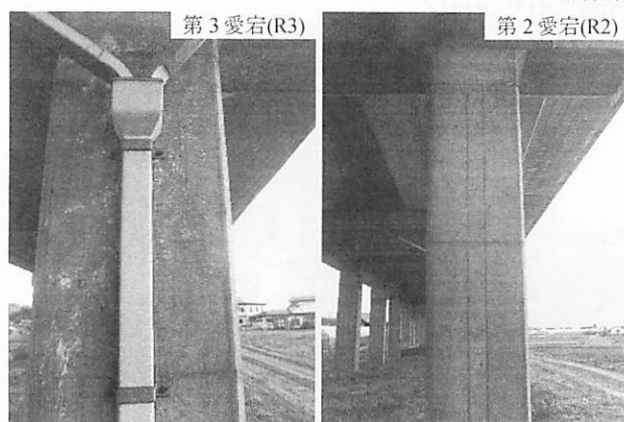


図-8 東北新幹線第3愛宕高架橋・第2愛宕高架橋を小さくする努力が今後も求められる。

(4) フラジリティカーブを用いた検証

参考文献1)では、第5猪鼻高架橋R15の端部に位置するラーメン橋脚 (R15端部橋脚) と、第3愛宕高架橋R4の中間部にあるラーメン橋脚 (R4中間橋脚) を対象に、Monte Carlo法によりフラジリティカーブが計算されている。その結果を図-9と図-10に示す。材料強度や減衰定数の大きさの設定、また、せん断破壊の照査に用いるせん断耐力の算定などにはバラツキを伴うことが避けられない。フラジリティカーブでは、これらのバラツキを陽に考慮している。ただ一度の動的解析を実施し、せん断耐力を上回るせん断力が作用する、作用しない、との議論ではなく、想定される地震動強度に対して、せん断耐力を上回るせん断力が作用する確率を表現したものがフラジリティカーブである。具体的には、対象高架橋において、斜めひび割れ発生時のせん断耐力 V_c 、帯鉄筋降伏時のせん断耐力 V_{mu} 、曲げ降伏耐力 M_y 、をそれぞれ超過する応答が生じる可能性をMonte Carlo法により評価し、離散的に得られる破壊確率を基に、対数正規尤度の最大化を基準とする最尤推定法からフラジリティカーブを作成している。せん断耐力の算定に伴うバラツキ (モデル化誤差) は、RCはりの実験結果との比較から (実験値) / (せん断耐力算定式によるせん断耐力) の統計量が示されている参考文献4)に基づき評価している。

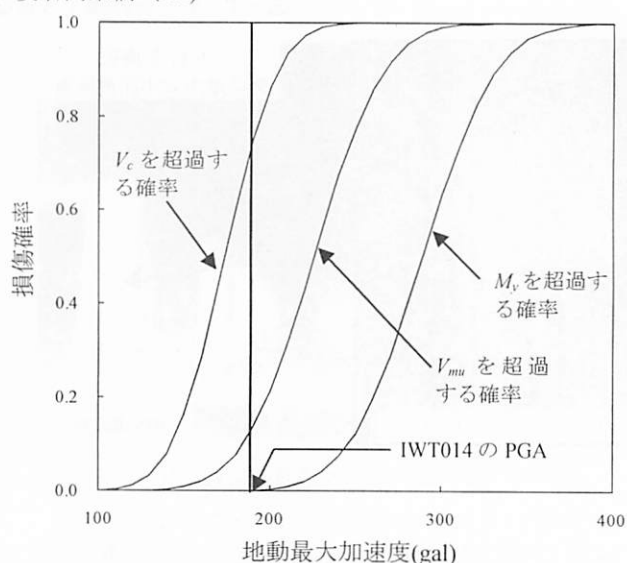


図-9 第5猪鼻高架橋端部橋脚のフラジリティカーブ

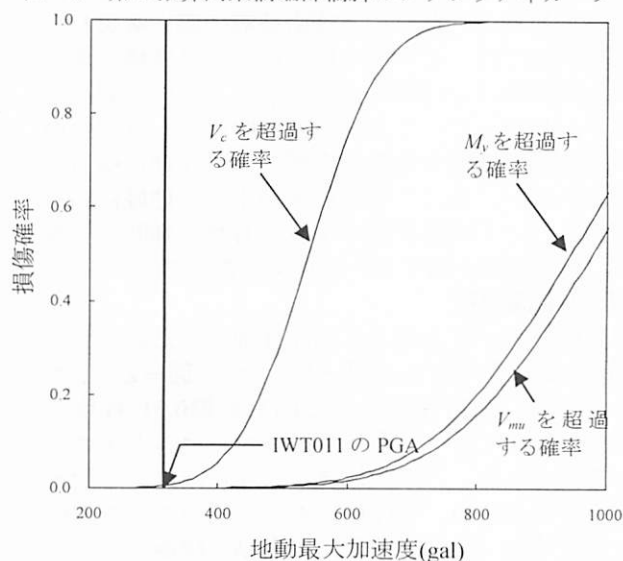


図-10 第3愛宕高架橋中間橋脚のフラジリティカーブ

加速度応答スペクトルには、図-2と図-3に示される程度の違いがあるが、ここでは、その違いを考慮しない。今回の東北地方太平洋沖地震でIWT011とIWT014で観測された地動最大加速度を用いると、R15端部橋脚では、せん断耐力 V_{mu} を上回るせん断力が作用する確率は小さくなく、仮にせん断補強され

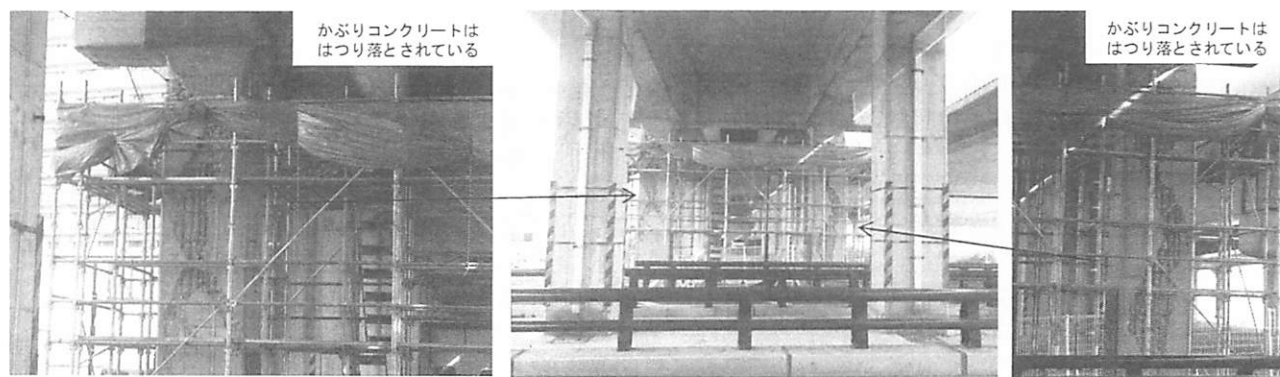


図-11 東北新幹線 RC1 層ラーメン高架橋で生じたせん断損傷（在来線長町駅付近）

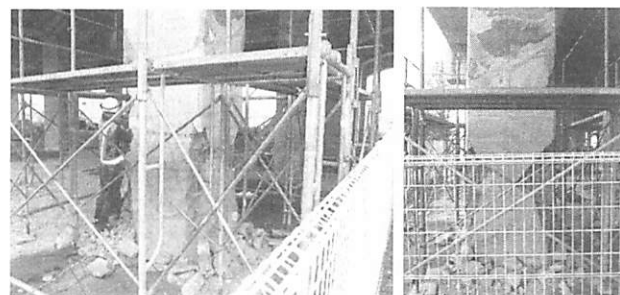


図-12 本震後に断面修復した RC 柱で生じた余震（4 月 7 日）による損傷（在来線長町駅付近）

ていなかった場合には、相当の損傷が生じた可能性がある。一方、R4 中間橋脚は、せん断耐力 V_c を超過するせん断力が作用する確率ですら非常に小さい。実際、前記したように、第3愛宕高架橋 R4 では、ほとんど損傷は観察されていない。これらの考察は、実際の被害観察結果と一致する。

なお、フラジリティカーブにも示されるように、せん断耐力算定式の持つバラツキは小さくなく、フラジリティカーブは緩やかに上昇する。これは、破壊モードの判定において、せん断破壊を確実に防ぐためには、せん断耐力算定式や材料強度の持つバラツキを適切に考慮し、安全側の配慮が必要であることを示している。

3. 長町駅周辺の東北新幹線と在来線高架橋

(1) 東北新幹線ラーメン高架橋

東北本線長町駅周辺は、東北新幹線と在来線が並走している。この長町駅周辺の東北新幹線 RC1 層ラーメン高架橋が東北地方太平洋沖地震で損傷した。損傷は、高架橋の端部に位置する柱に集中している。その一例を図-11 に示す。柱の上下端の曲げモーメントが大きい領域で特に損傷が見られず、一方で、せん断によりかぶりコンクリートが剥落し、内部のコアコンクリートも相当に損傷した柱もある。

せん断補強の実施の有無は、曲げ耐力に達したときのせん断力とせん断耐力の比較に基づいて行われている。今回、せん断補強が実施されていない柱で、せん断による損傷が見られた。これは、破壊モードの判定上、せん断破壊型と見なされない部材でせん断損傷が生じていることになる。フラジリティカーブを用いて説明した、部材のせん断耐力の評価式や

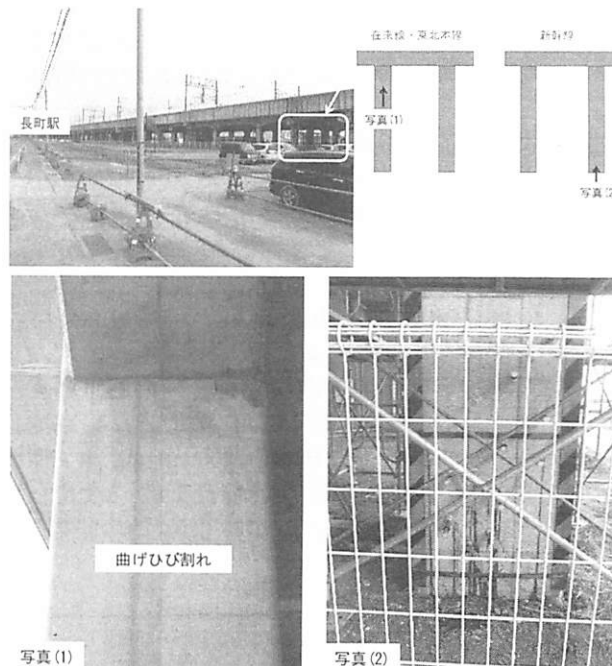


図-13 新幹線と在来線高架橋の損傷の違い

材料強度が持つバラツキ、あるいは柱周辺の道路や地盤の拘束による実質的なせん断スパンの減少などが影響した可能性がある。

兵庫県南部地震から既に16年が経過している。その間、三陸南地震や新潟県中越地震でも同様の損傷が繰返し生じている。これら RC 高架橋の被害程度は、小さいものではない。せん断破壊型部材と判定されず、せん断補強が見送られた部材で生じた損傷の原因を分析し、この種の部材に対する補強対策を迅速に進める必要がある。

復旧工事では、大きく損傷したものは帯鉄筋を増やして RC 巻き立て補強、かぶりコンクリートが剥落せず、その表面にせん断ひび割れが表れたものはエポキシ樹脂注入が施されている。なお、応急復旧として、鋼板による巻き立て補強の前に、損傷したかぶりコンクリートを断面修復した状態のものがあった。このうちの一部において、4月7日に発生した余震 ($M_w=7.1$) により、再度、修復したかぶり部分が剥落している例も見られた（図-12）。

(2) 東北本線長町駅周辺ラーメン高架橋

長町駅周辺は、仙台市の副都心を担う地区であり、

その再開発事業の一つとして東北本線の高架化工事が進められた。2007年には、東北新幹線に並走するように1層RCラーメン高架橋が竣工した。東北本線のラーメン高架橋には、柱の塑性ヒンジ部に内巻スパイラル⁹⁾が配置されており、非常に大きな塑性変形能を持つ。東北新幹線ラーメン高架橋と東北本線ラーメン高架橋の損傷状況を比較したものを図-13に示す。東北本線ラーメン高架橋には、せん断によりかぶりコンクリートの損傷が生じているのに対して、東北本線のラーメン高架橋には、わずかな曲げひび割れが残留している程度である。斜めひび割れは一切観察されなかった。東北本線のラーメン高架橋は、準拠した耐震基準が兵庫県南部地震以降のものであり、十分なせん断補強鉄筋を持っためである。また、東北新幹線と異なり、地中梁を持たない構造である。そのため、地中梁のある東北新幹線ラーメン高架橋よりも、高架橋の固有周期は大きくなる。これも東北新幹線のラーメン高架橋よりも損傷を小さくした一因と思われる。

4. まとめ

(1) 三陸南地震で被災した東北新幹線第5猪鼻高架橋および第3愛宕高架橋は、東北地方太平洋沖地震の際も三陸南地震と同程度の地震力を受けたと思われるが、実施済みの耐震補強が有効に機能し、耐震補強された柱では特に損傷は観察されなかった。

(2) 仙台市長町駅周辺の東北新幹線高架橋ではせん断による大きな損傷が生じた。このような破壊モー

ドを呈する部材の耐震補強が見送られてきたことの検証が必要である。

(3) 兵庫県南部地震後に改訂された耐震基準に準拠している東北本線内のRC高架橋は、ほぼ無損傷であり、基準の変遷による耐震性の向上が確認された。

謝辞：本稿は、東北地方太平洋沖地震後に行われた土木学会地震工学委員会の被害調査（団長：川島一彦 東京工業大学教授）を通して得られた情報に基づいています。また、防災科学技術研究所K-NET強震記録を使用させて頂きました。関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会 コンクリート委員会三陸南地震被害分析小委員会：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，コンクリートライブラリー114，2004.
- 2) 睦好宏史，秋山充良，牧剛史：新潟県中越地震被害報告，コンクリート工学，Vol.43A，No.2，pp.3-10，2005.
- 3) 吉田幸司，関雅樹，曾布川竜，西山誠治，川谷充朗：鉄道高架橋の部材剛性低下による振動特性への影響評価，構造工学論文集，Vol.51A，pp.447-458，2005.
- 4) 秋山充良，王衛倫，前田直己，鈴木基行：コンクリート圧縮強度 130N/mm^2 ・せん断補強鉄筋降伏強度 1200N/mm^2 までを用いたRCはりのせん断耐力算定式，構造工学論文集，Vol.50A，pp.907-917，2004.
- 5) 小林薫，菅野貴浩，木野淳一：軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置したRC柱の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1135-1140，2002.