

論文 福島県沖地震（2022年）により被害が生じた鉄道 RC ラーメン橋台（2層）の被害分析

西村 脩平*1・小野寺 周*1・田附 伸一*2・安田 武道*3

要旨：2022年に発生した福島県沖地震により被害が生じた鉄筋コンクリート（以下、RC）ラーメン橋台（2層）について、被害の調査・分析を行った。橋台は重量の大きい桁を支持しており、耐震補強が未実施であった下層柱で線路直角方向にスライドするように軸短縮した。二次元静的非線形解析および非線形スペクトル法により被害分析を行い、直角方向に対して柱が曲げ降伏後にせん断耐力を超過することを確認した。復旧後の性能評価では、残留変位のある状態で復旧したことから、残留変位およびこれに伴う増荷重を考慮した解析モデルを用いた検証により、残留変位の影響は小さく耐震性能を有していることを確認した。

キーワード：福島県沖地震（2022年）、ラーメン橋台（2層）、二次元静的非線形解析、残留変位

1. はじめに

2022年3月16日に発生した福島県沖地震（Mj7.4）により、東北新幹線では多くの被害が生じた。特に福島駅～白石蔵王駅間では、列車の脱線やRC構造物、電化柱が損傷したことで那須塩原駅～盛岡駅間で運休し、全線での運転再開までに29日を要した。

1995年の兵庫県南部地震以降、新幹線構造物では柱部材ごとに耐震診断を行い、優先順位を付けて耐震補強を進めている。大規模な崩壊につながるせん断破壊先行型の柱部材の耐震補強はすでに完了し、現在は引き続き曲げ破壊先行型の柱部材の耐震補強に取り組んでいる。今回の地震でも構造物の大規模な崩壊を防ぐことができたものの、図-1に示す架道部にかかるプレストレストコンクリート（以下、PC）桁を支持するRCラーメン橋台（2層）で柱が軸短縮して桁の沈下を伴う被害が生じた。

本論文は、桁の沈下を伴う被害が生じた構造物の被害状況を整理したうえで、柱の軸短縮が生じた橋台の被害分析を行い、解析により損傷過程を明らかにするとともに復旧後の耐震性能を評価することを目的とする。



図-1 被害が生じた構造物の全景

2. 被害が生じた構造物の概要

2.1 構造諸元

図-2に被害が生じた構造物の一般図を示す。しゅん功は1977年で、架道部を跨ぐPC桁を橋台で支持している。橋台は、線路方向・直角方向ともに単径間で4本の柱から構成され、中層梁を有する2層からなるRCラーメン構造である。また、上層梁位置にはスラブを有している。橋台直上にRC桁を、橋台前後にはRC桁と架道部にかかるPC桁を支持している。

部材レベルでの耐震診断の結果から、上層柱は鋼板巻きによる耐震補強が実施済みで、下層柱は今後実施する予定であった。

橋台の主な諸元を以下に示す。起点方の1P橋台と終点方の2P橋台で諸元が異なるものは、2P橋台の諸元を（）内に示す。

- ・基礎形式：場所打ちRC杭、杭径1.5m、杭長28.0m
- ・柱断面：線路方向1.9m×直角方向1.4m
- ・柱高さ：11.59m（12.09m）
- ・中層梁高さ：6.6m（6.9m）
- ・柱の軸方向鉄筋：架道側D32-76本、反対側D32-84本
- ・柱の帯鉄筋：架道側D13-4組@150mm
反対側D13-3組@150mm
- ・橋台直上に支持する桁：RC単T形2主桁、橋長10.0m
- ・架道側に支持する桁：PC単I形8主桁、橋長40.0m
- ・反対側に支持する桁：RC単T形2主桁、橋長8.0m

2.2 地形および地盤条件

被害が生じた構造物は、山地に近い台地上にあり、N値は地表から深さ30mまでは10～30程度、30m以深では30～50程度の砂礫と粘性土の互層となっている。また、終点方に約90m離れた位置にはトンネルの坑口があ

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 修（工）（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター マネージャー 博（工）（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株） 鉄道事業本部 設備部門 マネージャー

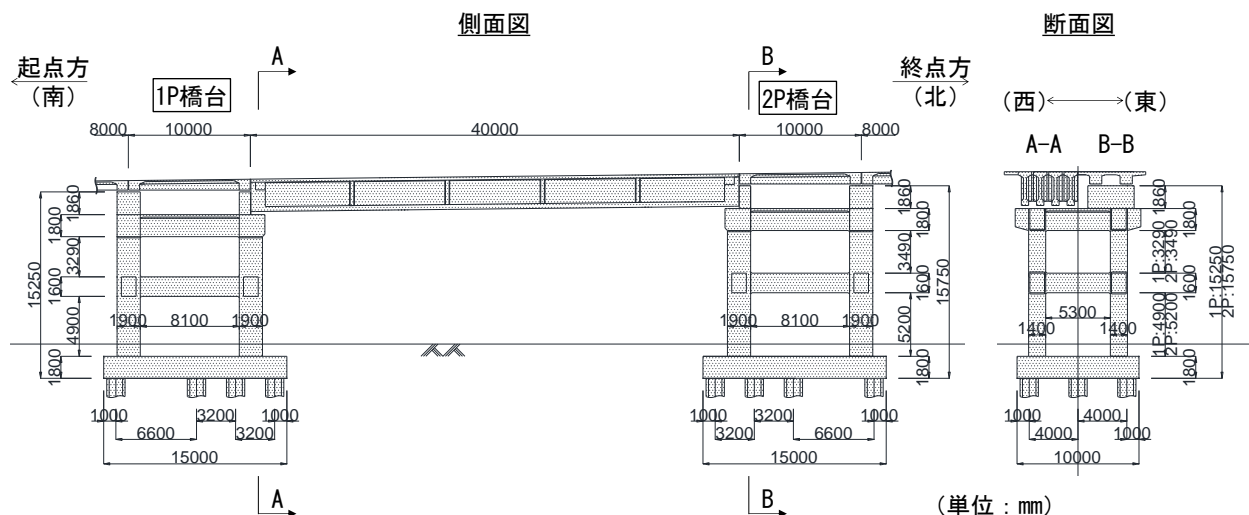


図-2 被害が生じた構造物の一般図

り、山地に近いことから傾斜した基盤層となっている。

2.3 観測地震波¹⁾

本地震の観測地震波のうち、構造物から約 80m 離れた位置にある最も近い観測点で最大加速度を記録した。加速度波形は、NS (北南)、EW (東西) 方向ともに同程度であり、卓越した方向は見られなかった。一方で、変位波形は EW 方向が卓越していた。軌道線形は、起点方を南にほぼ南北方向に通っており、変位波形は構造物に対してほぼ直角方向に卓越していたことになる。

また、東北地方太平洋沖地震の観測波と比較すると、揺れの継続時間が短い一方で加速度が大きく、大きな揺れであった。加速度応答スペクトルは、構造物の固有周期帯である 0.5sec~1.0sec で東北地方太平洋沖地震の約 2 倍の大きな応答であった。

3. 構造物の損傷状況

3.1 損傷概要

本地震による被害は、1P 橋台が大きかった。上層柱は耐震補強が実施済みであったことから損傷は見られず、下層柱の損傷が目立った。特に、1P 橋台終点側の PC 桁を支持する 2 本の柱は、右側 (左右の方向は起点を背にして見た方向とする) ヘスライドするように変形し軸短縮した。変形量は、PC 桁支点位置で鉛直方向に約 400mm、水平方向に約 200mm であった。なお、変形量は被害が生じる前の構造物を基準に測量により求めた値である。主な損傷状況は次節以降に示す。

3.2 1P 橋台の損傷状況

図-3 に損傷の大きかった下層柱の損傷状況を、図-4 にひび割れ損傷図を示す。図-4 は紙面の都合上、各柱の起点面および終点面を代表して示しており、コアコンクリートにおいて確認されたひび割れのうち、卓越したひび割れを併記する。

起点側柱 (左) では、下層柱の終点面において柱の対角線を結ぶひび割れが見られ、部分的にかぶりコンクリートが剥落したが、柱の軸短縮等は生じておらず、4 本の柱のうち最も軽微な損傷であった。

起点側柱 (右) では、下層柱の中段付近でかぶりコンクリートが広範囲に渡って剥落し、軸方向鉄筋が変形し、せん断補強鉄筋はかぶりコンクリートが剥落した箇所で外側へはらみ出していた。また、終点側柱が変形したことに伴い、終点方へ傾斜するように変形していた。

終点側柱 (左・右) では、直角方向に X 状の卓越したひび割れが生じ、左上から右下に向かって生じたひび割れに沿って軸方向鉄筋が大きく湾曲し、このひび割れ面で柱が右側ヘスライドするように変形し軸短縮していた。

柱以外では、中層縦梁は終点側柱の沈下に伴い微細なひび割れが生じ、中層横梁はせん断ひび割れやかぶりコンクリートの剥落が生じた。なお、中層横梁の損傷は、東北地方太平洋沖地震で損傷し、修復した箇所で同様にひび割れ等が生じていた。

3.3 2P 橋台の損傷状況

図-5 に 2P 橋台の損傷状況を示す。

起点側柱 (右) では、下層柱の地表面付近でかぶりコンクリートが剥落し、一部の軸方向鉄筋が変形していたが、柱が軸短縮するような損傷はなく、他の柱にも目立った損傷は見られなかった。柱以外では、中層縦梁には目立った損傷はなく、中層横梁には 1P 橋台と同様に、せん断ひび割れやかぶりコンクリートの剥落が生じていた。

3.4 PC 桁および支承部の損傷状況

図-6 に PC 桁の損傷状況を示す。

8 主桁のうち、両外側に位置する桁の起点方支点付近で桁側面に斜めひび割れが生じていたが、ひび割れは貫通しておらず、その他の桁や支承本体には目立った損傷は見られなかった。

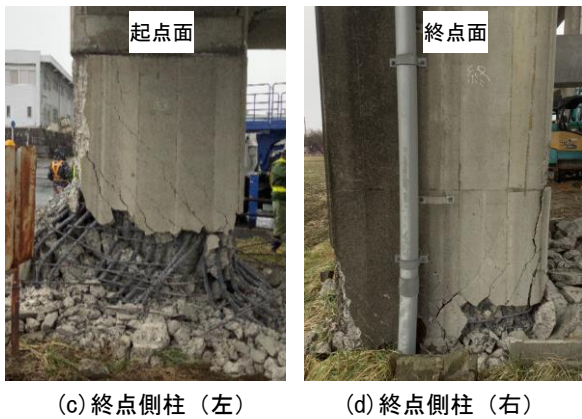


図-3 1P 橋台各柱の損傷状況

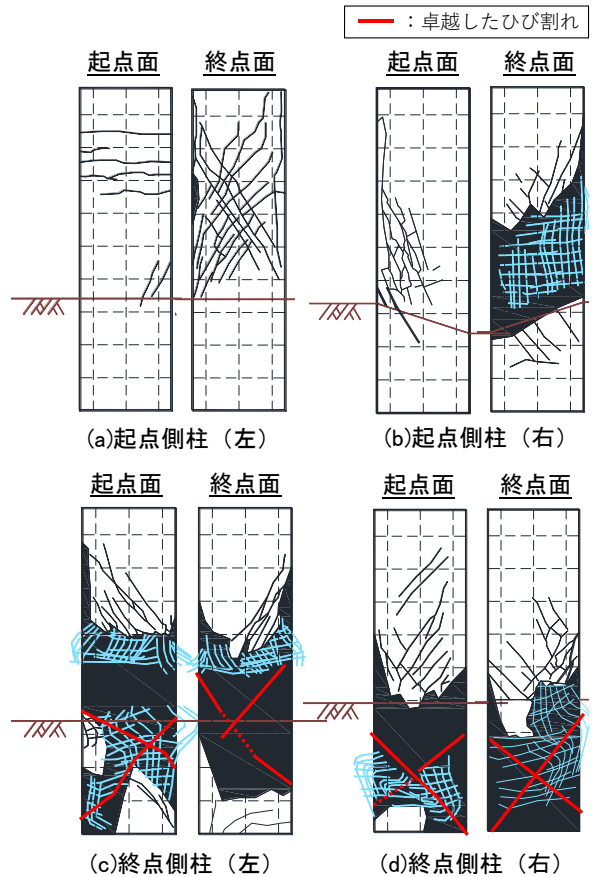


図-4 1P 橋台各柱のひび割れ損傷図



図-5 2P 橋台の損傷状況



図-6 PC 桁の損傷状況

4. 復旧計画および工事

4.1 復旧計画

1P 橋台は、終点側柱 2 本が軸短縮を伴う変形をしたことから、終点側柱 2 本を切断してジャッキによる扛上を実施することとした。終点側柱周りを掘削し、フーチング等に損傷がないことを確認し、フーチング頂版を反力として架台およびジャッキを設置した。PC 桁の重量が大きいことから、先行して PC 桁の扛上を行い、橋台にかかる桁重量を解放した後に橋台の扛上を実施した。

終点側柱は、変形した軸方向鉄筋は切断・撤去し、軸方向鉄筋と帯鉄筋を再配置してフレア溶接で接合した。その他の柱や梁は、かぶりコンクリートを撤去したうえ

で鉄筋の変形を整生し、ひび割れ注入や断面修復を実施した。なお、復旧後には下層柱に鋼板巻きによる耐震補強を実施した。

4.2 復旧工事

PC 桁の扛上後、橋台の扛上を実施した。しかし、扛上量が目標値に達する前にジャッキの荷重が急激に増加し、それと同時に中層縦梁に新たなひび割れが生じたため、橋台の扛上は途中で中止した。この結果、鉛直方向、水平方向ともに 200mm 程度の残留変位が残った。この原因として、起点側柱を切断せずにジャッキによる扛上を実施したため、変形した起点側柱が抵抗し、柱よりも剛性の低い中層縦梁にひび割れが生じたものと考えられる。

残留変位のある状態での復旧となったことから、残留変位分については、軌道スラブの増し打ちおよび軌道線形を調整することで対応した。

5. 構造物の被害分析

5.1 分析概要

被害が生じた構造物の損傷過程を明らかにすることを目的に解析を実施する。解析モデルは、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震標準）²⁾（以下、耐震標準）に基づいたモデルとし、そこに実構造物の構造諸元および地盤条件を反映した。解析は、耐震標準に則り、二次元静的非線形解析（プッシュオーバー解析）および非線形スペクトル法による準動的解析とし、線路方向・直角方向それぞれに対して実施し、評価することとした。また、1P 橋台は残留変位のある状態での復旧となったことから、残留変位の影響を考慮したモデルにより、耐震性能の評価を行った。

5.2 解析モデル

図-7に解析モデル図を示す。解析モデルは、RC 部材を $M-\phi$ 関係（曲げモーメント - 曲率関係）で表現し、材料強度は表-1 に示す実構造物からサンプリングしたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を用いる。

構造物に作用する地表面地震動は、構造物から約 80m 離れた観測点における地震計の観測記録を用い、①観測記録を線路方向および直角方向に回転補正し、②地震計地点と構造物地点の余震観測で得られた地盤のフーリエ振幅の比から補正係数を算出し、③①のフーリエスペクトルに②の補正係数を掛け合わせてそれを逆変換することで算出した。

地盤は、橋台の近傍でサンプリングした地質柱状図より、地盤層ごとのばね値を算出した。なお、地中部の柱部材に作用する地盤の影響は考慮していない。

直角方向の解析では、実構造物の中層横梁にせん断ひび割れが生じていたことから、中層横梁の損傷を考慮した骨格モデルでの検討も実施した。

5.3 解析結果

図-8 に荷重と変位の関係を示す。水平震度は、水平力を 1P 橋台に作用する上部工の重量（列車荷重は含まない）を考慮した重量で除した値である。図中には、非線形スペクトル法の最大応答時の変位量を図示しており、記載の番号はモデル要素番号である。また、図-8(b)における点線は、柱部材がせん断耐力を超過した後の値であり、プッシュオーバー解析の結果が構造物の実際の挙動とは異なると考えられるため、参考として示した。

解析により得られた線路方向の最大応答に至るまでのステップは、以下のとおりである。

- ①中層梁：曲げ降伏耐力超過

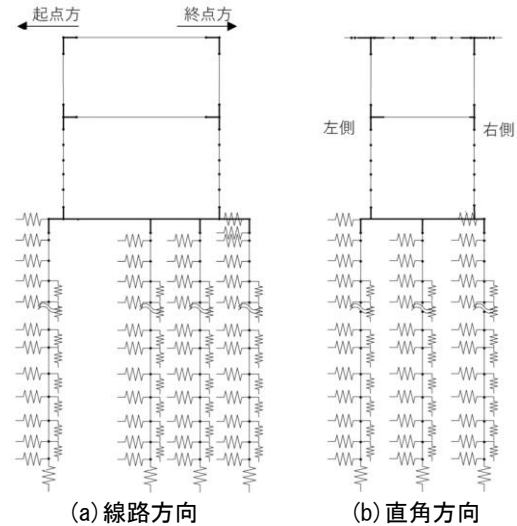


図-7 検討モデル図

表-1 材料諸元

コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋降伏強度 (N/mm ²)	
	35	軸方向鉄筋
帯鉄筋		393

- ②下層柱：曲げ降伏耐力超過

また、直角方向の最大応答に至るまでのステップは、以下のとおりである。

- ①中層梁：せん断耐力超過
- ②下層柱：曲げ降伏耐力超過
- ③下層柱：せん断耐力超過

本解析により、最大応答に至るまでに線路方向はせん断耐力を超過する部材がない一方で、直角方向は中層梁および下層柱がせん断耐力を超過することが明らかとなった。中層梁がせん断耐力を超過することで、中層梁が負担できるせん断力は低減されると考えられる。実構造物の中層梁にはせん断ひび割れが生じているものの、せん断補強鉄筋に変形は見られず、コンクリートの剥落も部分的であったことから、中層梁のせん断耐力のうち、コンクリートが負担するせん断耐力のみを半減した骨格モデルを仮定して検討を行った。図-8(b)にせん断耐力を低減したモデルでの解析結果を併記する。

中層梁のせん断耐力を低減したモデルでの最大応答に至るまでのステップは、せん断耐力を低減していないモデルと同様であったが、最大応答時の変位量が増加する結果となった。本検討により、中層梁が損傷して耐力が下がることで、柱の変形量が大きくなることを確認した。

5.4 構造物の損傷過程の推定

5.3 より、線路方向の柱部材はせん断耐力を超過せず、直角方向に対してせん断耐力を超過することを確認した。これは実構造物でも、柱には直角方向に卓越したひび割

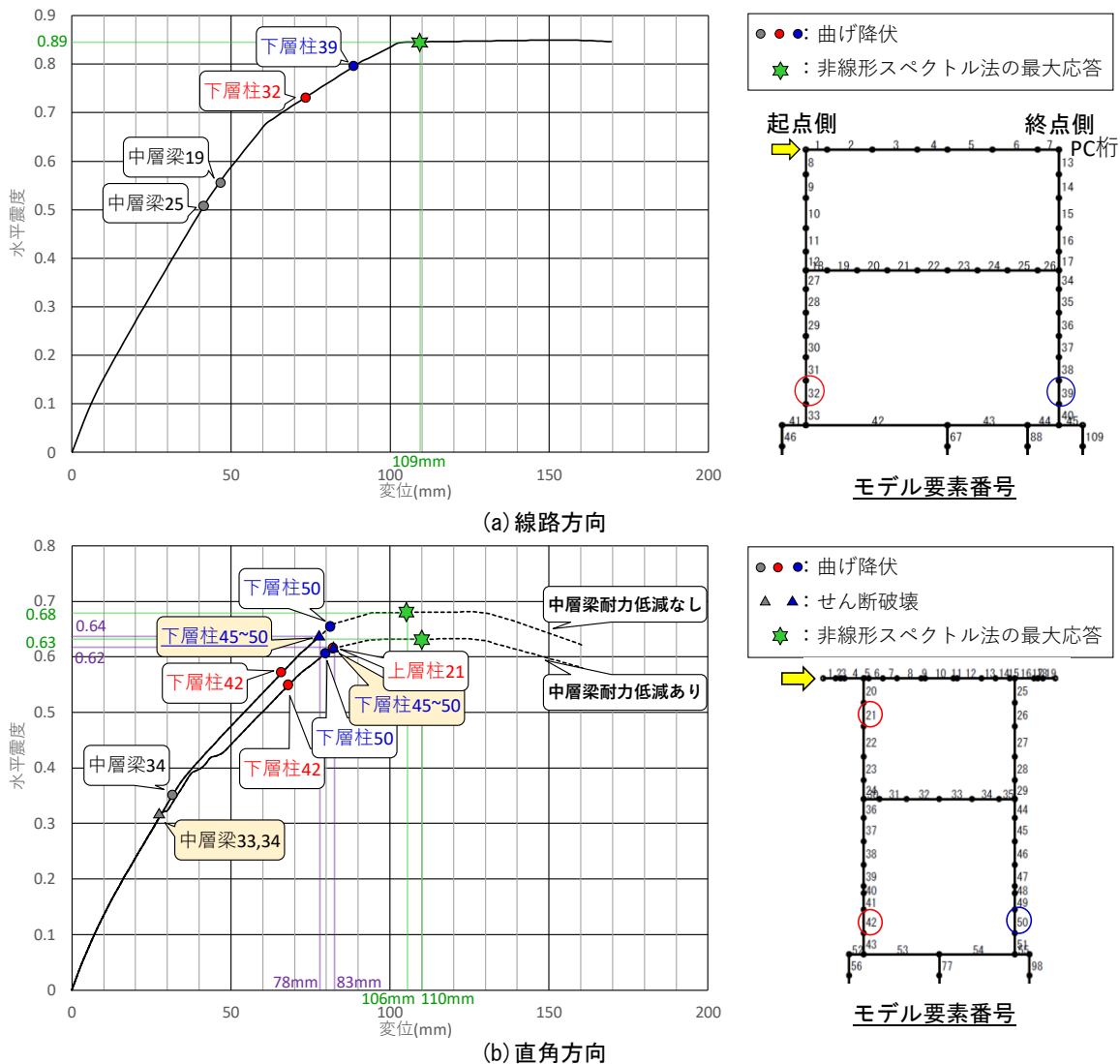


図-8 被害を受ける前の構造物の荷重変位関係

れや変形が生じていたことと整合する結果である。

本構造物は単径間のラーメン橋台であり、一般的なラーメン高架橋と比べて柱本数が少ない構造である。また、終点側柱は PC 桁を支持しているため、比較的大きな軸力が作用している。今回の地震は、EW 成分（構造物に対して直角方向の成分）の作用が大きいため、直角方向の作用に対して柱がせん断耐力を超過し、最大応答に至るまでの間に変形し、かつ大きな軸力が作用したことで軸短縮を伴う変形に至ったと考えられる。特に中層横梁にせん断ひび割れが生じた結果、中層横梁の耐力が下がり、柱の変形量が大きくなったと考えられる。

1P 橋台のモデルに対して、柱高さを 2P 橋台の諸元に変えたモデルでの検討も同様に行った。最大応答に至るまでに曲げ降伏耐力を超過するものの、せん断耐力を超過する部材はなかった。2P 橋台の実際の損傷は柱の曲げ損傷のみであり、今回の解析結果と整合するものであった。1P 橋台と 2P 橋台の解析条件は、上下柱の高さをそれぞれ変えたのみであり、柱高さの違いによってせん断

耐力を超過する断面力が 2P 橋台では作用しなかったものと考えられるが、この点については引き続き検討が必要である。

5.5 残留変位の影響を考慮した構造物の性能評価

1P 橋台は、残留変位の影響により線路方向は終点方へ、直角方向は右側へそれぞれ約 1° 傾斜した状態で復旧している。特に、線路方向は両端に支持する桁重量に差があることから残留変位による影響が懸念される。そこで、残留変位の影響を確認するため、5.2 に示す線路方向モデルに対して、柱の軸線を終点方へ 1° 傾斜させたモデルを用いて残留変位が耐震性能に与える影響について検討した。なお、既往の研究³⁴⁾により、鉄筋のフレア溶接による接合やひび割れ注入の影響は小さいと考えられることから本検討では考慮しておらず、鉄筋が変形したことによる残留応力の影響も考慮していない。また、鉛直方向の残留変位分は、軌道スラブを増し打ちすることで対応したため、残留変位の影響を考慮したモデルには軌道スラブの増し打ち分の重量を加え、下層柱には耐震補

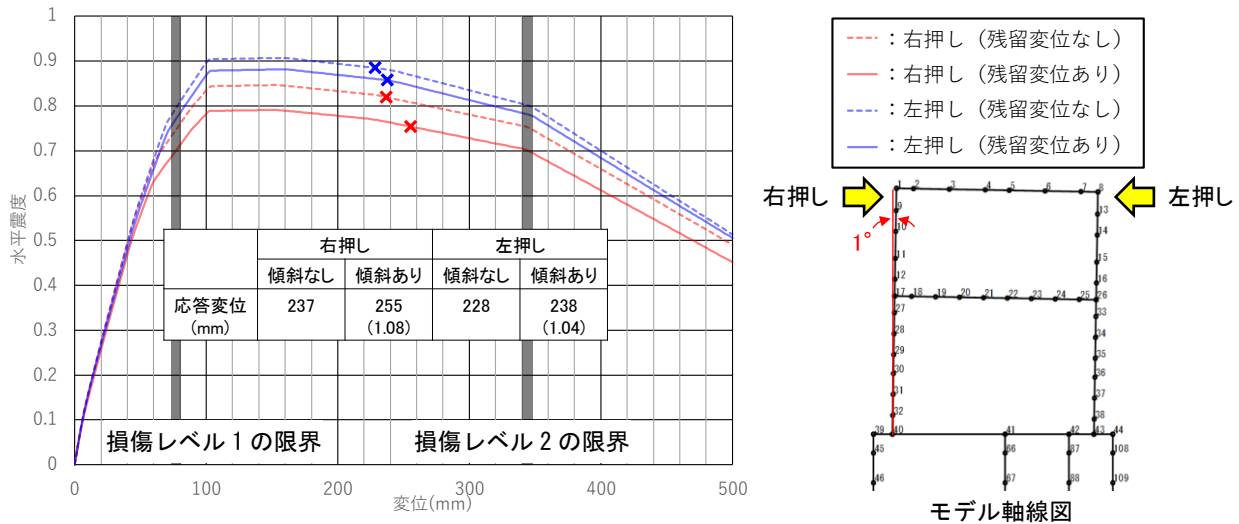


図-9 残留変位による影響を考慮した構造物の荷重変位関係（線路方向）

強を考慮した。解析は、残留変位のない構造物（被害が生じる前の構造物）の下層柱に耐震補強を実施した「残留変位なし」のモデルと、残留変位のある実構造物をモデル化した「残留変位あり」のモデルに対して、右押しと左押しの両方向で実施した。

図-9 に荷重と変位の関係を示す。図には、耐震標準の標準 L2 地震動に対する応答値（図中×）を併記する。両方向とも「残留変位あり」の場合の方が水平震度は小さくなり、L2 地震動に対する応答値は大きくなった。左押しの場合、軌道スラブの増し打ち分の重量の影響がなければ水平震度は大きくなり、L2 地震動に対する応答値は小さくなるが、軌道スラブの増し打ち分の重量を考慮したことで、結果として水平震度は小さく、応答値が大きくなった。

L2 地震動に対する応答値は、いずれも耐震標準の損傷レベル 2 以下であり、応答値に対する残留変位および軌道スラブの増し打ち分の重量の影響は、最大でも約 8% と限定的であった。この結果、残留変位のある状態で復旧し、耐震補強を実施した本構造物は、残留変位のない構造物の性能と大きく変わることなく、耐震性能を有していることを確認した。

6. まとめ

本論文では、2022 年に発生した福島県沖地震により被害を受けた RC ラーメン橋台（2 層）の被害分析を行い、損傷過程を解析により明らかにした。また、復旧後の残留変位のある構造物の耐震性能の評価を行った。結果は以下の通りである。

- (1) 重量の大きい PC 桁を支持する 1P 橋台終点側柱の下層柱において、直角方向に X 状の卓越した斜めひび割れが生じ、このひび割れ面で柱が右側へスライド

するように変形し軸短縮した。

- (2) 二次元静的非線形解析により、線路方向は中層梁と下層柱が曲げ降伏耐力を超過するもののせん断耐力は超過しないことが分かった。一方、直角方向は中層梁がせん断耐力を超過し、下層柱が曲げ降伏耐力およびせん断耐力を超過することがわかった。このことから、本構造物は直角方向の作用に対して下層柱がせん断耐力を超過し、最大応答に至るまでの間に変形し、かつ大きな軸力が作用したことで軸短縮を伴う変形に至ったと考えられる。特に中層横梁に先行してせん断ひび割れが生じたことで、柱の変形量が大きくなったと考えられる。
- (3) 本構造物は、線路方向に対して終点方に約 1° 傾斜した状態で復旧した。残留変位による影響として、柱の傾斜、軌道スラブの増し打ち分の重量および下層柱の耐震補強を考慮したモデルを用いた解析を実施し、残留変位のない構造物の性能と大きく変わることなく、耐震性能を有していることを確認した。

参考文献

- 1) 滝沢聡, 野本将太, 山本剛史, 植村昌一: 福島県沖地震の地震動の特徴と強震動エリアの地盤特性, SED, No.60, pp1-8, 2022.11
- 2) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 2012
- 3) 醍醐宏治, 木野淳一: フレア溶接継手により軸方向鉄筋を接合した柱の正負交番荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.493-498, 2021.6
- 4) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 石田博樹, 加藤勝美: RC ばりのせん断破壊と補修法に関する研究, 土木学会論文集, No.360/V-3, pp.119-128, 1985.8