

柱・中層梁部材の補強が高架橋全体の耐震性能に与える影響について

東日本旅客鉄道株式会社 正会員 ○丸山 貴広
東日本旅客鉄道株式会社 正会員 田附 伸一

1. はじめに

東北新幹線の鉄道高架橋において、耐震性の低い構造物の柱部材の補強を鋭意進めている。一方で、近年の地震により、柱部材の耐震補強が完了した鉄道高架橋でも未補強の中層梁部材では損傷が確認されている。

本稿では、柱部材や中層梁部材の補強が、高架橋全体の耐震性能に与える影響を検討したので報告する。

2. 解析方法

東北新幹線の標準的な2層式RCラーメン高架橋の端部列を対象として、線路直角方向の2次元骨組みモデルを構築して静的非線形解析を実施した。モデル化方法は基本的に鉄道の設計標準^{1),2)}に準拠し、基礎部はモデル化せずに下層柱部材の下端を完全拘束とした。

静的非線形解析から得られた等価固有周期と降伏震度を用いて、非線形スペクトル法により標準L2地震動スペクトルII(G3地盤)²⁾に対する最大応答変位を算定する。解析プログラムにはJRSNAP Ver5.1を使用した。

3. 解析ケースと解析条件

解析ケースは、CASE1：無補強、CASE2：柱部材を全て補強、CASE3：中層梁部材のみを補強、CASE4：柱部材と中層梁部材を補強、の4ケースとした。

柱部材は、上層部・下層部いずれも1200mm×1200mmの矩形断面であり、主鉄筋はD29が引張側に12本と側方に11本、帯鉄筋はD13が350mm間隔で2組配置している。上層部の柱高は5000mm、下層部の柱高は6200mmである。中層梁部材は高さ1100mm、幅850mmの矩形断面であり、主鉄筋はD29が7本×4段、せん断補強筋はD13が400mm間隔で2組配置している。中層梁部材の部材長は4400mmである。今回の検討では、補強の有無による全体系での耐震性能の差を明確にするため、柱部材および中層梁部材がせん断破壊先行型となるように、CASE1の帯鉄筋量を上記のとおり設定した。CASE2, 3, 4の柱部材または中層梁部材には、CASE1のモデルに鋼板厚9mm(SS400)の鋼板巻き立てを行った。

4. 解析結果

(1) 損傷の進展過程

静的非線形解析による各ケースの損傷の進展過程と

キーワード 耐震補強、プッシュオーバー解析、変形性能、損傷過程、静的非線形解析

連絡先 〒141-0031 東京都品川区西五反田3丁目5番8号

東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター TEL03-6878-0017

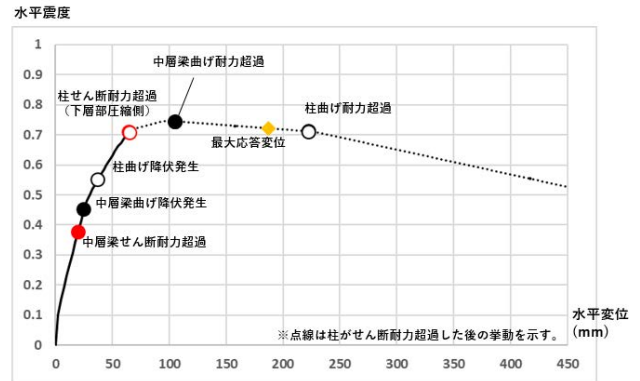


図-1 損傷の進展過程（CASE1:無補強）

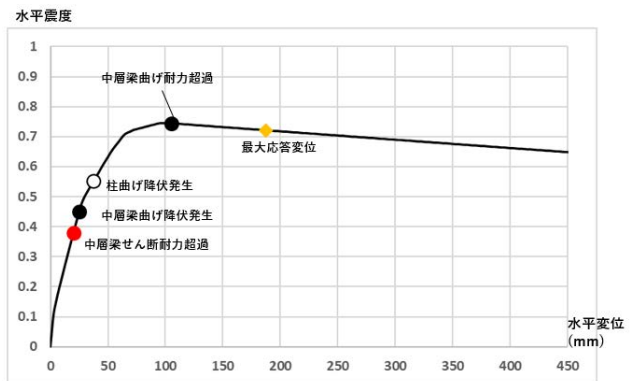


図-2 損傷の進展過程（CASE2:柱部材を補強）

して、構造天端での水平震度と水平変位関係を図-1 から図-4 に示す。図中において、柱部材がせん断耐力を超過した点以降の荷重変位関係は、参考として点線で示した。せん断耐力の算定はせん断スパン比を考慮した式³⁾を用いている。また、標準L2地震動（G3地盤）に対する最大応答変位もあわせて示した。

いずれのケースも、柱部材の曲げ降伏は水平震度0.55で発生し、水平変位は37.5mmであった。最大応答変位は、CASE2では188.4mm、CASE4では186.8mmであった。

無補強のCASE1では、最初に中層梁部材が水平震度0.38でせん断耐力を超過した後に、中層梁部材・柱部材の順に曲げ降伏に達して、下層部圧縮側の柱部材が水平震度0.71でせん断耐力を超過する結果となった。

柱部材を補強したCASE2では、CASE1と同等の震度0.38で中層梁部材がせん断耐力を超過した。CASE1と比べ最大応答変位以降も荷重低下が緩やかに推移する

結果となった。

中層梁部材を補強した CASE3 では、CASE1 と比べ中層梁部材がせん断耐力を超過せずに曲げ降伏に達したが、柱部材は CASE1 と同等の震度 0.71 でせん断耐力を超過する結果となり、CASE1 とほぼ変わらない荷重変位関係となった。

柱・中層梁部材を補強した CASE4 では、CASE2 と比べ中層梁部材も補強したことで、最大応答変位以降の荷重低下が最も緩やかに推移した。

以上のことから、柱部材を補強すれば、高架橋の耐震性能は大幅に改善されることが確認できた。

(2) 載荷点の水平方向の震度と水平変位の関係

各ケースの載荷点の水平方向の震度と水平変位の関係を図-5 に示す。なお、CASE1 および CASE3 においては、柱部材がせん断耐力を超過した点までの荷重変位関係を示している。

CASE1 および CASE3 で柱がせん断耐力を超過した水平震度 0.71 までは、いずれのケースも荷重変位関係に差はない結果となった。

また、CASE2 および CASE4 を比較すると、最大水平震度に到達するまでは荷重変位関係に差はない結果となった。CASE2 は、最大水平震度付近である水平変位 105mm で中層梁部材の曲げ耐力を超過して緩やかに荷重低下していくのに対し、CASE4 は中層梁部材の曲げ耐力を超過する水平変位 297.5mm 付近まで荷重低下が見られない結果であった。

CASE2 および CASE4 において構造物全体のじん性を算出した。表-1 に構造物全体のじん性を示す。ここで、構造物全体のじん性は構造物全体の折れ曲がり点²⁾での水平変位と、水平震度が構造物全体の折れ曲がり点と同等まで低下した点の水平変位との比とした。

柱部材を耐震補強すれば高架橋の耐震性能は十分に確保されること、柱部材に加えて、さらに中層梁部材を補強すれば耐震性能が 20%程度改善される可能性があることがわかった。

5. まとめ

2 層式 RC ラーメン高架橋を対象に、構造物全体の変形性能や損傷の進展過程などの把握を目的として静的非線形解析を実施した。その結果を以下のとおり示す。

- 1) 柱部材を補強することにより、高架橋の耐震性能は十分に確保される。
- 2) 柱部材を補強したうえで、さらに中層梁部材を補強することで耐震性能が改善される可能性がある。

6. 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コ

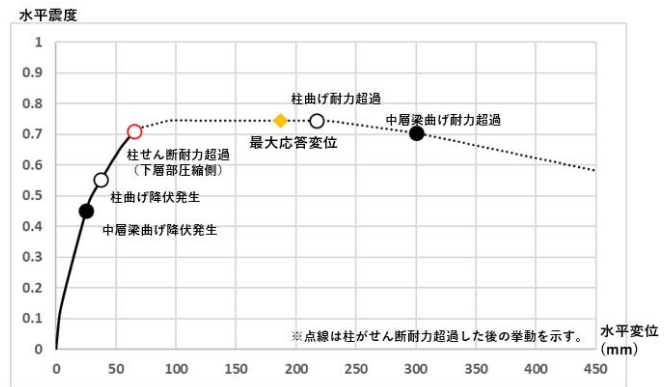


図-3 損傷の進展過程（CASE3:中層梁部材を補強）

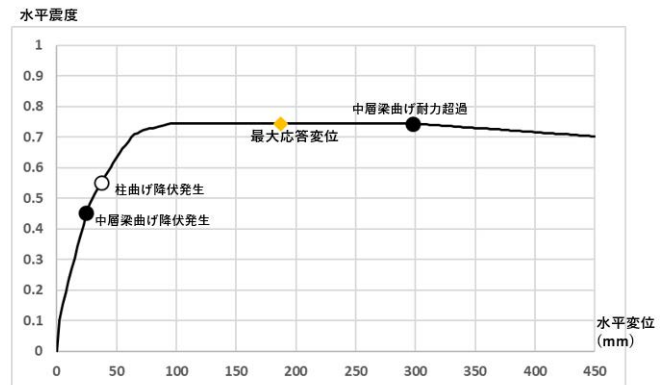


図-4 損傷の進展過程（CASE4:柱部材と中層梁部材を補強）

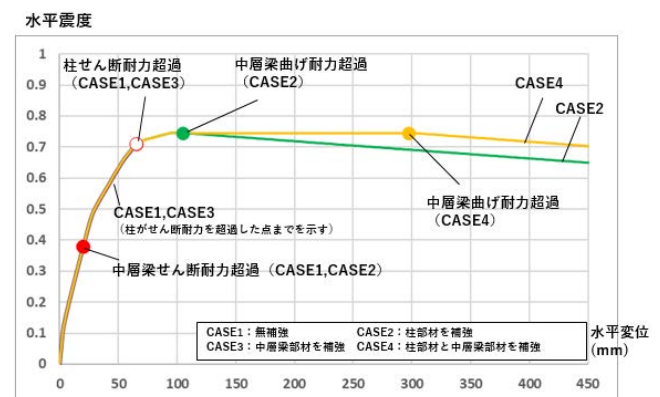


図-5 震度と水平変位の関係

表-1 構造物全体のじん性率

	構造物全体の折れ曲がり点		K _{heq} を下回る時点	構造物全体のじん性率
	水平震度K _{heq}	水平変位δ _{eq}	水平変位	
CASE2（柱補強）	0.564	31.3	691.33	22.09
CASE4（中層梁と柱補強）	0.570	31.6	860.67	27.24

ンクリート構造物，丸善，2004 年 4 月

- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012 年 9 月
- 3) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号/V-5，1986 年 8 月