

熊本地震を事例とした中層梁の有無が鉄道ラーメン高架橋の地震応答特性へ与える影響

鉄道総合技術研究所 正会員 和田一範, 小野寺周, 山田聖治, 室野剛隆
 ジェイアール総研エンジニアリング 正会員 日野篤志
 九州旅客鉄道 正会員 ○中島英明, 深田智弘

1. はじめに 2016年の熊本地震において、連続する鉄道ラーメン高架橋2基で損傷程度に差異が生じた(図1)。当該高架橋2基は、柱高さが高い中、僅かな縦断勾配を有することで、調整桁を境に中層梁の有無という構造的な違いがある。中層梁の無いラーメン高架橋(以下、1層式と記す)の柱上端にはひび割れ程度の損傷が確認されたが、中層梁の有るラーメン高架橋(以下、2層式と記す)には明瞭な損傷は確認されなかった。

本稿では、本損傷事例を踏まえて、両高架橋の振動特性(固有周期や降伏震度)や地震時挙動を解析的に比較することで、中層梁の有無が鉄道ラーメン高架橋の地震応答特性へ与える影響を分析した。

2. 解析モデル概要 対象高架橋2基に対して、耐震設計標準¹⁾に準拠し、地盤と構造物を一体でモデル化した3次元骨組解析モデルを構築した(図2)。地盤の1次固有周期は0.88秒でG5地盤(地盤種別¹⁾)に相当する。なお、縦断勾配は考慮せず、柱高さは各高架橋の平均値(1層式:14.5m, 2層式:15.4m)を用いている。また、各々を単体でモデル化し、調整桁を介した連成挙動は考慮していない。

3. プッシュ・オーバー解析による振動特性比較 自由地盤の変形を固定し、線路直角方向に慣性力をかけたプッシュ・オーバー解析を行った。図3に高架橋天端の水平変位と震度の関係を示す。図中には降伏震度および降伏点での割線剛性で評価した等価固有周期も示している。本図より、両高架橋で降伏震度は大きくは変わらないが、等価固有周期については、2層式の方が長いことがわかる。次に柱の相対変位および杭頭の水平変位と震度の関係を図4に示す。ここで、柱の相対変位とは、杭頭の回転の影響を除去した杭頭～高架橋天端の相対変位を表わす(図5)。

図4より2層式の方が柱の相対変位が小さい。これは、中層梁によって地上部剛性が大きくなっているためである。一方で、杭頭水平変位は2層式の方が大きい。これは、2層式の地上部剛性が大きい効果が、地中部(杭基礎)の変形増大に寄与しているためと考えられる。これは、図6に示す両高架橋の線路直角方向1次モードにおいて、1層式では地上部のせん断変形が卓越するのに対して、2層式では地上部のロッキング変形が卓越し、杭基礎の変形を増大させている傾向とも整合する。ただし、上記結果は当該地盤が軟弱であることが一要因であると考えられ、硬質地盤であれば2層式の

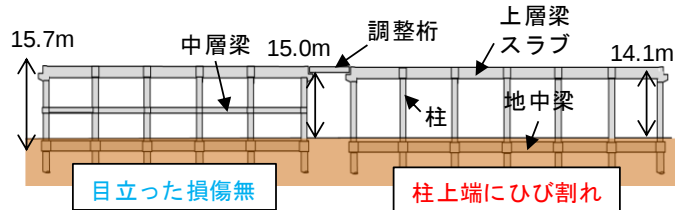


図1 対象とする鉄道ラーメン高架橋2基

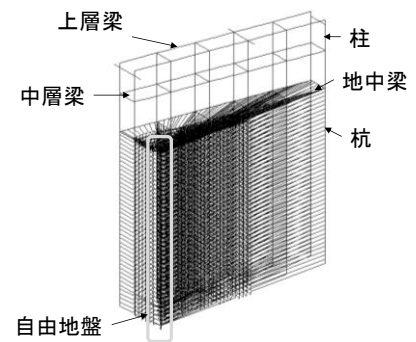


図2 解析モデル概要(2層式の例)

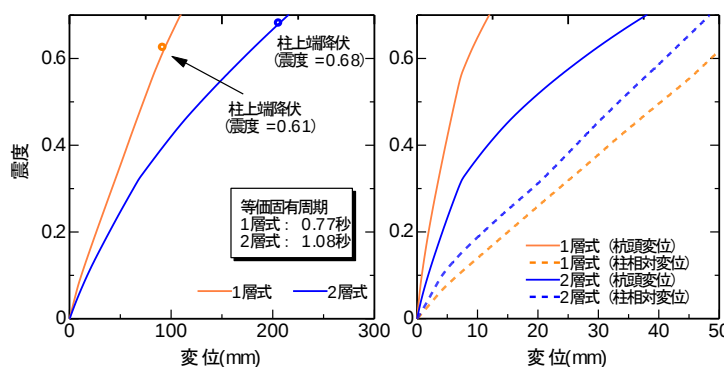


図3 震度-変位関係

図4 震度-変位関係

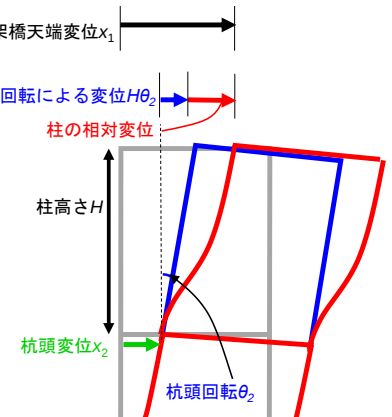


図5 各種変位の概念

キーワード 鉄道ラーメン高架橋, 中層梁, 周期特性

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター TEL042-573-7336

方が、固有周期が短くなる場合も考えられる。

4. 観測波形を用いた動的解析による応答比較 熊本地震の観測波形を基盤位置の線路直角方向に入力した動的解析を行った。減衰特性は、両構造物で同一の Rayleigh 減衰 (周期 0.1~1 秒で約 0.022) とした。入力波形は、公開地震観測点 Kik-NET²⁾で観測された波形 (図 7) とした。高架橋天端の加速度波形 (図 8) を見ると、1 層式の方が、最大加速度が 2 割程度大きい。また、損傷状況は両高架橋ともひび割れ程度 (図 9) である。解析結果は、実被害の差異 (図 1) ほどの明瞭ではないが、入力波形が対象高架橋ジャストポイントで評価されたものではないことを踏まえて定性的な傾向として解釈すると、1 層式の方が多少大きい応答といえる。

5. 減衰定数に着目した地震応答の一考察 著者らの一部は、多数の鉄道高架橋で微動観測を行い、地盤変形の寄与に相当する振幅比 α (線路直角 1 次モードにおける $x_2/(x_1-H\theta_2)$ (図 5)) と高架橋の減衰定数に正の相関があることを明らかにしている (図 10)

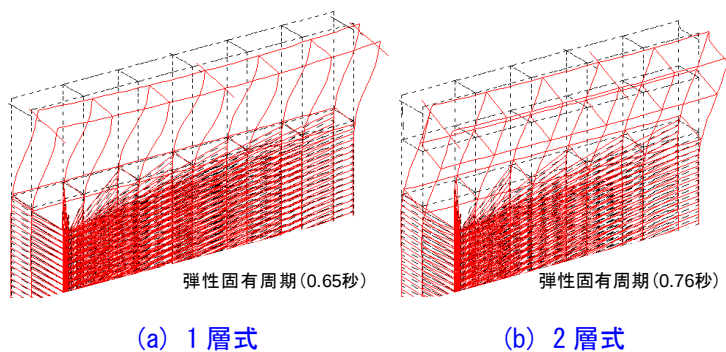
3). そこで、プッシュ・オーバー解析の初期ステップ

(3. の結果) から α を算定し、図 10 の平均から各高架橋の減衰定数を推定した。前述のように、本事例では 2 層式の方が、地中部の変形が大きい (α が大きい) ため、より大きな減衰を見込める可能性が示唆される (表 1)。また、減衰定数の違いによる入力波形の加速度応答スペクトル比 (図 11) を見ると、減衰定数の違いを考慮することで、1 層式と 2 層式の応答加速度の差は 4. の結果よりさらに 1.3 倍程度大きくなり、実被害の差異に調和する傾向へ近づく。

6. おわりに 熊本地震時に損傷程度に差異が生じた中層梁の有無の違いがある鉄道ラーメン高架橋 2 基について、振動特性、地震時挙動を比較した。その結果、今回の地盤条件 (軟弱地盤) 下では、中層梁があることで地上部剛性が向上する効果が地盤変形増大に寄与し、高架橋全体系の固有周期が長くなることがわかった。また、動的解析では応答加速度の定性的な大小関係は見られたが、実被害の差異ほどの違いはなかった。ただ、本解析で同一と設定した減衰特性が実際は異なり、それが実被害の差異へ影響を与える可能性もあるため、今後、実測や追加解析等を実施し、さらなる分析を行う。

謝辞 防災科学技術研究所の Kik-net の観測波形を使用させていただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献 1) 国土交通省鉄道局監修, 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), 丸善出版, 2012, 2) 防災科学技術研究所 HP (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin>) (最終アクセス 2018 年 3 月), 3) 和田一範, 坂井公俊, 室野剛隆: 実測に基づく鉄道高架橋の減衰定数の特性把握と低減衰箇所の簡易抽出法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.1, pp.1-12, 2018,



弾性固有周期 (0.65秒)

弾性固有周期 (0.76秒)

(a) 1 層式

(b) 2 層式

図 6 線路直角方向 1 次モード

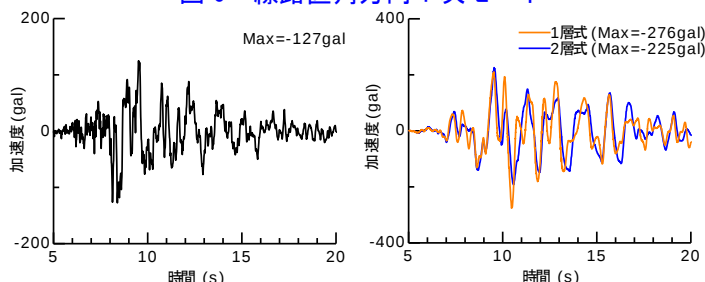


図 7 入力波形 (KMMH14)

□ : ひび割れ

図 8 高架橋天端の応答波形

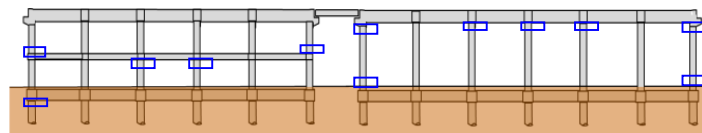


図 9 解析による高架橋の損傷状況

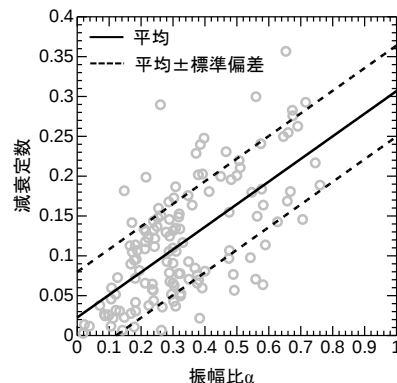


図 10 振幅比と減衰定数の関係³⁾

表 1 振幅比, 減衰定数の算定

	1 層式	2 層式
振幅比	0.09	0.27
減衰定数	0.05	0.10

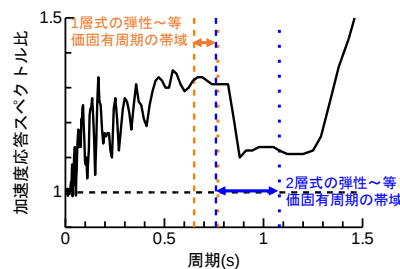


図 11 加速度応答スペクトル比 (減衰 0.05/減衰 0.10)