

鉄道長大橋りょうの免震ゴム支承への置き換えに関する諸元選定解析

四国旅客鉄道（株） 正会員 ○中田裕喜，宇野匡和
 （公財）鉄道総合技術研究所 正会員 豊岡亮洋，古屋卓稔，徳永宗正，室野剛隆，岡本 大

1. はじめに

JR 四国では，南海トラフ地震等の対策として，本四備讃線をはじめとする耐震補強を実施している¹⁾．本四備讃線のうち，長大橋りょうである北浦港橋りょう（以下，北浦港 B）については，耐震補強が必要と診断された．しかしながら，中間部の橋脚は海上部に位置しており，破壊が生じる各部位に補強材を付加するといった一般的な方法では，施工性および経済性の観点から大きな課題があると判断した．そこで，構造物の損傷を低減することを目的に，現況の鋼製支承を免震ゴム支承に置き換える方法を検討した．本稿では，免震ゴム支承等の概略の諸元を選定するための解析について報告する．

2. 北浦港橋りょうの現況

図-1 に，現況の北浦港 B を示す．北浦港 B は本四備讃線の四国方に位置し，5 径間連続 PC 箱桁を有する長大橋りょうである．以下，起点側の橋脚より 1P，2P，…6P という．支承部について，鋼製支承とダンパーストッパーで構成されており，4P のみが固定である．基礎については，1P と 6P は杭基礎，2～5P は剛体連壁基礎である．なお，地盤種別は G4（普通～軟弱）地盤に判定²⁾される．

耐震診断²⁾の結果，支承部の破壊や，橋脚く体のせん断破壊，段落し部での破壊が生じ，場合によっては基礎の損傷等の影響が発生することがわかった．

3. 免震ゴム支承の適用に関する制約条件の整理

免震ゴム支承の適用に際し，制約条件を整理した．表-1 に，制約条件の一覧を示す．免震ゴム支承を用いた場合，長周期化による慣性力の低減や，支承部の低剛性化による桁－橋脚間の相互作用力の抑制が期待できる．また，より複雑な動的挙動となることを避けるため，構造物の非線形挙動は極力発生させないことが望ましいと考えられる．そこで，少なくとも海上部の橋脚は補強が不要となるように所定の限界値以内（ここでは応答塑性率 $\mu < 1$ ）の応答にするとともに，陸上部の橋脚の μ は 2～3 程度以内に留めることを目標とした．



図-1 現況の北浦港橋りょう

表-1 制約条件の一覧

橋脚	支承のせん断ひずみ γ (%)	応答塑性率 μ	隣接桁との遊間(mm)	備考
1P 陸上	250	$\mu < 2 \sim 3$	310	桁下面－桁座間が小さい
2P 海上		弾性 ($\mu < 1$)	—	
3P 海上			—	
4P 海上			—	
5P 陸上		$\mu < 2 \sim 3$	—	
6P 陸上			105	桁下面－桁座間が小さい

一方，免震ゴム支承のエネルギー吸収により桁と橋脚間の相対変位は低減されるものの，免震ゴム支承の変形に伴う隣接桁との衝突が懸念される．一方で，桁衝突を伴う橋梁の挙動については未解明の部分が多い．そこで，免震ゴム支承のせん断ひずみ γ が 250%²⁾程度を目安としてそれ以内とするとともに，隣接桁（パラペット）との衝突は発生させないこととした．なお，ここでは地震時の支承部変位に温度による影響を考慮するが，支承部の置き換えを実施するときの気温により設計時に考慮すべき温度変化量は異なる．そこで，標準気温時に $\gamma = 0\%$ となるようにあらかじめ変形させることを前提に，温度変化量として 25℃を考慮した．また，北浦港 B の桁と隣接桁の遊間の制限については，夏場での複数回の実測調査に基づき，桁が温度により伸びた場合として 1P 側で 310mm，6P 側で 105mm と設定した．これを限界値とすることにより，温度変化による変位を考慮していることとなる．上記のほか，施工の観点からの制限として，免震ゴム支承を配置するスペースや桁下面－桁座間の高さ等を考慮した．

keyword：鉄道長大橋りょう，耐震補強，免震ゴム支承，ダンパー，動的解析

連絡先：〒760-8580 香川県高松市浜ノ町 8 番 33 号 四国旅客鉄道（株） TEL 087-825-1642

4. 解析概要

図-2 および表-2 に、解析モデルおよび主たる解析ケースを示す。ここでは、免震ゴム支承等の諸元の設定が目的であり、様々なケースでの解析を実施するため 7 自由度のばね-質点モデルにより検討した。橋脚く体と基礎を表すばねの骨格曲線については、別途実施したプッシュ・オーバー解析結果に基づき設定し、基礎の支持力係数 $\alpha_f=1$ および 2, 材料修正係数 $\rho_m=1.0$ および 1.2 のすべての組み合わせで検討した。履歴法則や減衰等については、文献²⁾と同様に設定した。支承部については、ここでは鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定し、標準バイリニア型でモデル化した。なお、ゴム支承の諸元は常時の照査で決定し、1, 5, 6P には 2 個、2P~4P には 4 個の配置を想定した。また、端部橋脚(1P, 6P) の桁下面-桁座間の高さは小さいため、端部橋脚については高さの小さいすべり摩擦支承についても検討した。すべり摩擦支承は、摩擦型履歴特性でモデル化し、摩擦係数 μ は 0.1 とした。

端部橋脚について、設定した免震ゴム支承やすべり支承では桁と橋脚間の相対変位が過大となる結果となった。そこで端部の橋脚についてはダンパーを設置することも検討した。ダンパーは、シリンダー型の摩擦型履歴ダンパーとし、1000kN または 750kN の容量で 1 箇所につき 2 本の設置を想定した。

入力地震動については、当該地点付近の強震動予測や土の室内試験結果を反映した地盤応答解析に基づいて作成している複数の地震動を使用した³⁾。

4. 解析結果

図-3 に、表-1 の制約条件に対応する応答値の例を示す。免震ゴム支承のせん断ひずみについて、1P の CASE1 が最大で 287%であり、やや制限値を超過する結果であった。CASE1 と 2 または 3 と 4 の比較より、1P, 6P にダンパーを設置することで、支承の応答変位、免震ゴム支承のせん断ひずみが小さくなるのがわかる。橋脚・基礎の応答塑性率 μ については、1P~5P は $\mu < 1$, 6P は $\mu < 2$ となり、制約条件を満足した。なお、CASE2, 4 について、ダンパーによる力が橋脚・基礎に伝達されるため、CASE1, 3 に比較して μ が大きくなった。隣接桁との遊間に関しては、1P 側はいずれの CASE も制約条件を満足し、6P についてはダンパーを設置することで設定した遊間程度の応答となった。本検討から、CASE2 または 4 を候補として選定した。

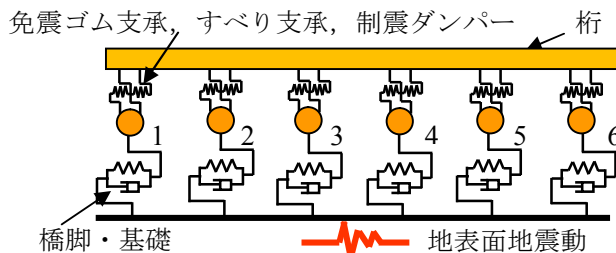
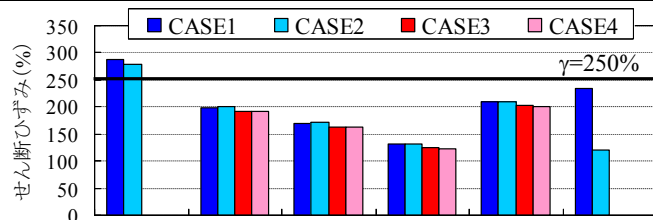


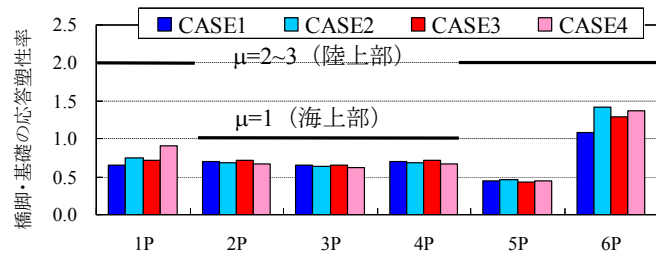
図-2 解析モデル

表-2 解析ケース

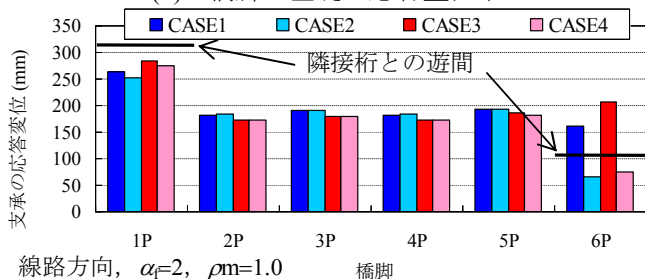
CASE	1P	2P	3P	4P	5P	6P
1	支承	ゴム	ゴム	ゴム	ゴム	ゴム
	ダンパー	無し	無し	無し	無し	無し
2	支承	ゴム	ゴム	ゴム	ゴム	ゴム
	ダンパー	1000kN	無し	無し	無し	750kN
3	支承	すべり	ゴム	ゴム	ゴム	すべり
	ダンパー	無し	無し	無し	無し	無し
4	支承	すべり	ゴム	ゴム	ゴム	すべり
	ダンパー	1000kN	無し	無し	無し	750kN



線路方向, $\alpha_f=2$, $\rho_m=1.0$ 橋脚
(a) 免震ゴム支承のせん断ひずみ(温度変化考慮)



線路方向, $\alpha_f=2$, $\rho_m=1.0$ 橋脚
(b) 橋脚・基礎の応答塑性率



(c) 支承部の応答変位

図-3 解析結果

5. まとめ

本解析により、制約条件を考慮した免震ゴム支承等の諸元の候補を選定した。これらの結果を基に、多自由度モデルによる詳細な解析、照査を実施することで、最終的な諸元を決定したい³⁾。

参考文献

1)香川:JR 四国における耐震補強対策, 日本鉄道施設協会誌, Vol.54, No.2, pp.42-45, 2016. 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)古屋ら: 免震ゴム支承を用いた鉄道長大橋りょうの耐震補強に関する詳細解析, 平成28年度全国大会第71回年次学術講演会, 2016.