

東北地方太平洋沖地震動によるゴム分散支承を有する橋梁の耐震性の一考察

早稲田大学 正会員 ○安 同祥
早稲田大学 フェロー 清宮 理

1. まえがき 2011年3月11日14時46分頃マグニチュード9.0の巨大地震が東北地方を中心に東日本を襲った。死者・行方不明者2万7千人以上を出したこの地震は東日本に未曾有な被害を与えた。耐震設計された道路、鉄道などの交通網にも大きな損害を与えた。この地震の持続時間が300秒で、記録した最大加速度が2700galに達した。地震記録は現設計基準で想定されていない波形であり、本文ではこの地震で記録した地震動を用いて、平成8年版の「道路示方書・同解説」によって設計された分散支承を有する橋梁の耐震性能を考察した。

2. 対象橋梁 検討に用いた橋梁は「道路橋の耐震設計に関する資料」((社) 日本道路協会 H9. 3) に示された計算例とした。本橋は B 種橋で、地域区分は A 地域に属する。上部構造は 5 径間 (5×40m) 連続鋼 I 桁で、支承は B タイプのゴム沓である。支承の支持条件については、橋台の橋軸直角方向を除きすべて弾性である。橋脚は矩形断面 (2.20×5.00m) の柱を有する T 型で、基礎は φ1200 の場所打ち杭 (L=12.0m) からなる。耐震設計上の地盤種別は II 種である。図-1 は対象橋梁を示す。コンクリートの強度は 21MPa で、鉄筋は SD295 である。柱の主鉄筋は D32 で橋軸方向が 2 段、直角方向が 1 段である。帯鉄筋は D16 かつ 150 で、拘束筋有効長は橋軸方向が 1.00m で、直角方向が 0.88m ある。図-2 は柱の配筋要領図を示す。柱の配筋はレベル 2 保有水平耐力法によって決定された ($P_a/k_{be}W$ について、橋軸方向 Type1 : 0.73、Type2 : **0.93**、橋軸直角方向 Type1 : 0.40、Type2 : 0.52)。

3. 検討用地震動 K-NET、KiK-net の観測地点の内、耐震設計上Ⅱ種地盤となる地点、IWT012 北上、MYG006 古川、MYG010 石巻、MYG013 仙台、MYG015 岩沼、FKS001 相馬、FKS023 会津若松、FKSH11 矢吹と FKSH19 都路などで観測した東北地方太平洋沖地震の地震動が大きかった。応答スペクトルによれば MYG013 仙台観測点で記録した NS 成分と MYG006 古川仙台観測点で記録した EW 成分は橋梁構造物に最も影響を与えると考え、本検討用波形はこの 2 成分（以下それぞれ MYG013NS、MYG006EW と称す）とした。図-3 は検討用地震動を示す。波形は間隔が 50 秒ある 2 つの主要動からなっている。一つ目の主要動の最大加速度が 1392gal（MYG013NS）と 359gal（MYG006EW）で、二つ目の方が 1517gal（MYG013NS）と 571gal（MYG006EW）である。また、比較するために現道路橋設計用レベル 2 タイプ 1 地震動による応答値も求めた。検討に用いたレベル 2 タイプ 1 地震動の波形は 1968 年日向灘地震で板島橋周辺地盤上の直角方向成分（以下 ITAJIMA BRG-TR と称す）とした。

4. 検討方法 対象橋梁は杭基礎から求めた集約ばねで支持するフレームにモデル化した。上部構造が線形梁要素に、ゴム支承が線形ばねに、柱が非線形梁要素にモデルした。柱の曲げ非線形特性について、一般部は $M \sim \phi$ 、付け根部は $M \sim \theta$ によって考慮した。検討は非線形動的解析法によって求めた応答値にて行った。解析はNew- β ($\beta = 0.25$) 法によって時刻歴直接積分で行った。減衰がひずみエネルギー比例～レイリ型とした。

5. 耐震性能 耐震性能が橋軸方向の結果を代表として検討した。1) 上部構造の応答値：MYG013NS と MYG006EW による最大応答変位がそれぞれ 0.31m と 0.39m で、ITAJIMA BRG-TR の最大応答変位が 0.28m であった。上部構造の

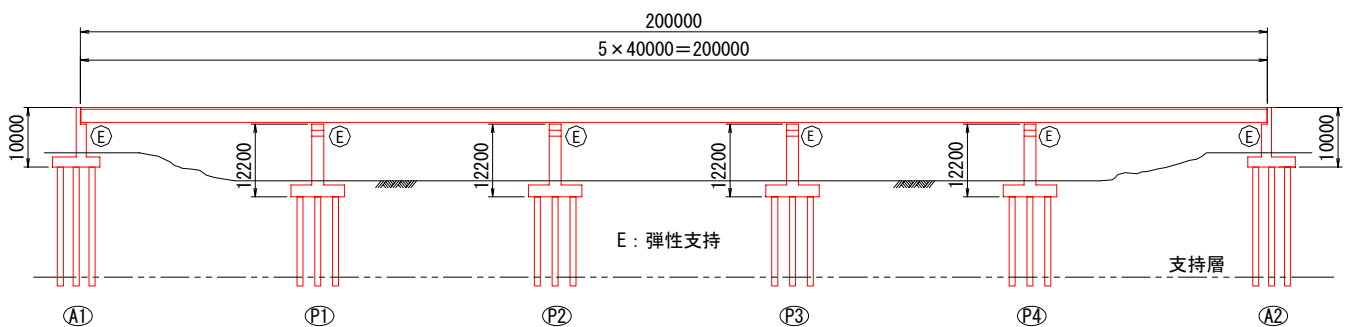


图-1 对象桥梁

キーワード 東北沖太平洋沖地震, ゴム分散支承, 道路橋梁, 耐震性能

連絡先 〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1 早稲田大学理工学術院 TEL 03-5286-3852

最大応答水平変位について、MYG013NS と MYG006EW の方が ITAJIMA BRG-TR の方よりそれぞれ 1.12 倍と 1.39 倍大きくなった。上部構造の応答水平加速度について、MYG013NS (8.56m/s^2) と MYG006EW (10.28m/s^2) による最大加速度が ITAJIMA BRG-TR (7.53m/s^2) の方よりそれぞれ 1.14 倍と 1.37 倍大きくなった。2) 支承の応答値: ITAJIMA BRG-TR による支承の水平変位が 0.269m(橋台)と 0.197m(橋脚)であった。MYG013NS と MYG006EW による橋台、橋脚ゴム支承の水平変位がそれぞれ 0.304m、0.223m と 0.380m、0.264m であって、ITAJIMA BRG-TR の水平変位よりそれぞれ 1.13 倍と 1.41 倍大きかった。橋脚支承のゴム厚が 9.6cm で、MYG013NS による橋脚支承の水平変位が制限値 ($250\% \times 9.6\text{cm} = 24.0\text{cm}$) 以下であったが MYG006EW による支承の水平変位が制限値を 1 割上回った。3) 柱の応答値: 図-4 は柱下端塑性ヒンジ部の応答値を示す。どの地震動に対しても柱が降伏した。ITAJIMA BRG-TR の最大応答回転角が 2.10mrad に対して MYG013NS の方が 2.75mrad、MYG006EW の方が 5.02mrad (Type1 地震動の制限値が 5.91mrad) であった。ITAJIMA BRG-TR の応答値に比べて MYG013NS と MYG006EW の方が 1.31 倍と 2.39 倍大きくなった。柱のせん断力について、MYG013NS の応答値が 5800kN で制限値 (Type1 : 6460kN、Type2 : 7210kN) 以下であったが、MYG006EW の応答値(7137kN)が Type1 地震動の制限値を 1 割程度上回った。4) 残留変位: ITAJIMA BRG-TR による上部構造重心位置の残留変位が 0.028m で、MYG013NS と MYG006EW による方がそれぞれ 0.040m と 0.112m であった。MYG006EW による残留変位が制限値 (0.100m) を超えた。MYG013NS による応答値が ITAJIMA BRG-TR の方より 1~4 程度大きくなったが、設計制限値には超えなかった。MYG006EW による支承の変位、上部構造の残留変位および柱のせん断耐力が本橋の耐震設計上の制限値を上回った。

6. 考察 耐震設計上 II 種地盤で記録した東北地方太平洋沖地震動について

MYG013NS の最大加速度が MYG006EW の方より 2.5 倍以上も大きかったが、本橋において MYG006EW の応答値が MYG013NS の方より上回って、構造物の耐震性能まで影響を与えた。応答加速度スペクトル (図-5 参照、減衰:5%) によれば、MYG013NS が 1.0s 以下の短周期領域で卓越するが、1.0s~1.7s の周期領域では MYG006EW の方が卓越した。また、ITAJIMA BRG-TR が 1.7s 以上の長周期領域では支配となっていた。本橋の固有周期が 1.15s で、ITAJIMA BRG-TR、MYG013NS と MYG006EW の応答スペクトルがそれぞれ 858gal、1031gal と 1268gal であった。柱のひび割れ、降伏によって構造物の固有周期が長くなる。柱の降伏によって本橋の固有周期が 1.20s になって、MYG013NS の応答スペクトルが小さくなるが MYG006EW の方が殆ど変化しなかった。これらの事から本橋の応答値が MYG006EW による与えた影響が大きくなると考える。

7. 結論 MYG013NS による固有周期が 1s 以上のゴム分散支承橋梁への影響が限定されるが MYG006EW による影響が大きく、構造物の要求耐震性能まで影響を及んだ。東北地方太平洋沖地震を考慮してゴム分散支承橋梁について詳細照査、補修・補強などの対策を講じる必要があると思われる。

本検討用波形は<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>によるものである。

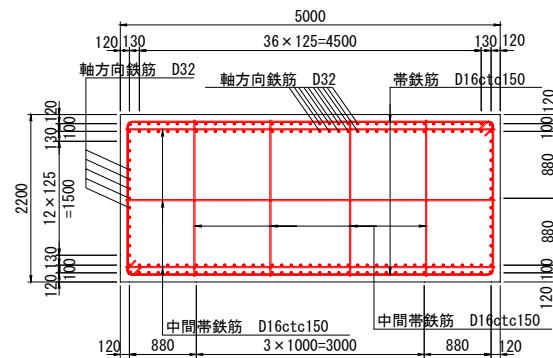


図-2 柱配筋要領図

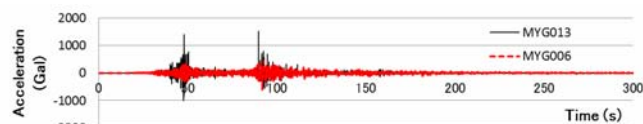


図-3 検討用地震動

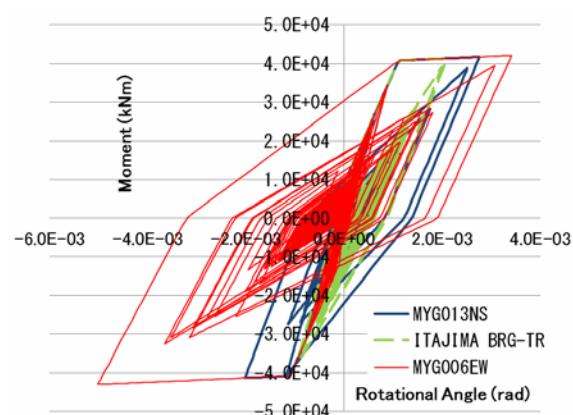


図-4 柱下端M~θ

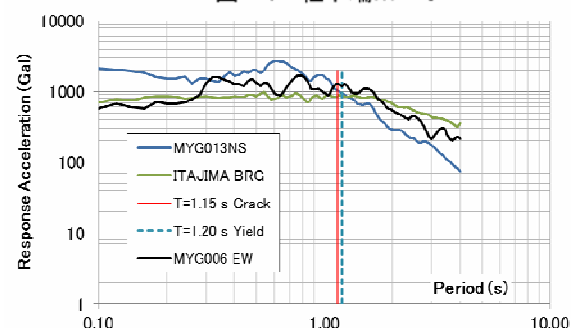


図-5 入力地震動の応答スペクトル