

建造年代の古い RC 鉄道構造物の耐震性能について

J R 東日本コンサルタンツ(株) 正会員 ○山口 健
 J R 東日本コンサルタンツ(株) フェロー会員 九富 理
 J R 東日本コンサルタンツ(株) フェロー会員 石橋 忠良

1. はじめに

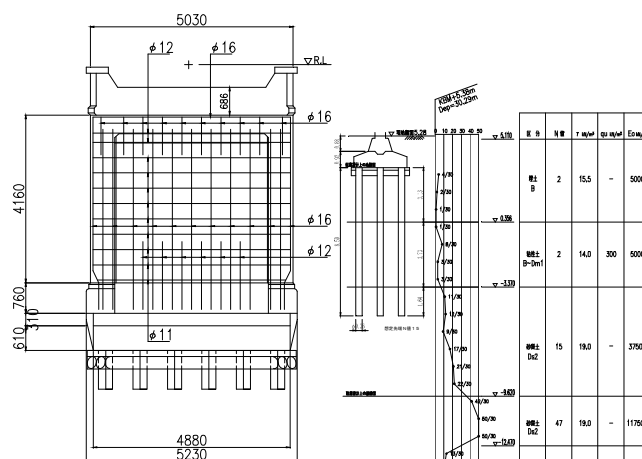
建設年代の古い鉄筋コンクリート造の鉄道高架橋については、設計計算書などは残っておらず、財産図も標準図としてのみ残っている場合が多い。そのため、既設高架橋の耐震性能を推定するためには、その都度、残っている標準図などから部材寸法や配筋状態などを想定して復元する必要がある。そこで今回、耐震補強済の大正時代に建造された高架橋について、補強前の耐震性能を確認することを目的とし、当時の標準図および配筋図から復元設計を試みたので、以下に報告する次第である。

2. 既設橋脚の構造諸元

当該高架橋については、大正時代に建設された鉄筋コンクリート構造であり、その外観からはラーメン高架橋のように見えるが、RC 単純版桁を支持する RC 橋脚である。大正 12 年の関東大震災以前に建設されており、関東大震災時にも大きな損傷を受けていない。建造当時の標準図から推定される RC 橋脚（以下、A 橋脚と呼ぶ）の構造諸元は下記のとおりである。また、復元図を図－1、3、4に示す。

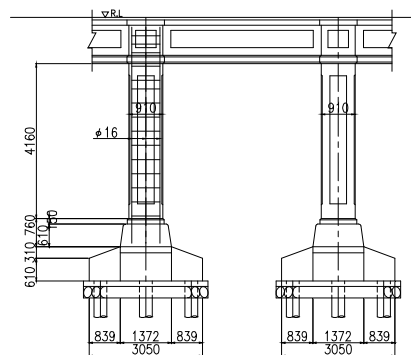
- ・ 高さ：約 5.0m
- ・ 橋脚断面：約 0.6m×約 5.0m
- ・ 橋脚配筋： $\phi 16$ 、 $\phi 12@$ 約 250mm（鉄筋の種類：SR235）
- ・ コンクリート強度：24N/mm²
- ・ 基礎形式：RC 杭（ $\phi 300$ mm、鉄筋コンクリート造）（図－2）
- ・ 基礎地盤：G3 地盤と想定

橋脚躯体の降伏震度の算定を目的とするため、基礎杭はモデル化せずに、杭頭に鉛直バネおよび水平バネを集約したモデルとした。



図－1 正面図

図－2 基礎と地盤条件

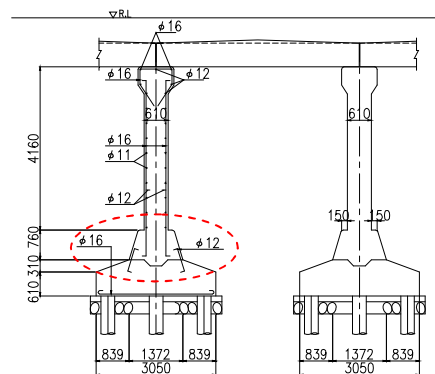


図－3 側面図と配筋図（端部）

3. 既設橋脚の降伏震度の推定

既設 A 橋脚の降伏震度の算定は、以下の手順で実施した。検討モデルおよび断面諸元を図－5、6に示す。また、橋脚の主鉄筋はフーチング基礎に定着されておらず、別途一体化の定着鉄筋が配置されている。そのため橋脚下部の着目点については、節点 2 と節点 3 の 2 箇所に着目した。

- ① 既設 A 橋脚の線路方向、線路直角方向モデルにて、基準震度の水平力を作用させる。



図－4 側面図と配筋図（中央）

キーワード 大正時代、降伏震度、RC 鉄道構造物

連絡先 〒141-0033 東京都品川区西大井 1-1-1 J R 東日本コンサルタンツ(株) TEL 03-5435-7627

- ② 橋脚下部での発生曲げモーメント M_d と抵抗曲げモーメント M_y （鉄筋降伏時の曲げモーメント）の比率（安全率）を算定する。
- ③ 上記の安全率が $F_s=1.0$ となる水平震度を逆算することで、降伏震度を算定する。

上記の手順で算出した橋脚下端の降伏震度を、表-1および表-2に示す。

線路方向の節点 2 では、降伏震度は 0.15 と小さいものの、下部の節点 3 では 0.28 と大きくなっている。線路直角方向は壁式であることから、降伏震度は 0.6 以上を確保していることが分かる。

また、橋脚部材のじん性率を算定し、エネルギー一定側により換算弾性水平加速度を算定した。算出は以下の異形鉄筋を対象とした算定式¹⁾による。丸鋼は付着が弱いため、丸鋼としての算定式で検討する必要があるが、参考として検討した。なお、せん断補強鉄筋量は不明のため、 $P_s=0$ とした。

- ・換算弾性水平加速度 P_e の算定

$$Pe = 980Khv\sqrt{(2\mu - 1)}$$

ここに, Khy : 降伏震度

μ : 部材のじん性率

- ・部材のじん性率 μ の算定

$$\mu = \delta u / \delta y = (\mu_o \delta y_o + \delta u_l) / (\delta y_o + \delta y_l)$$

ここに、 δu ：終局変位

 δy : 降伏点変位 μO : 躯体じん性率 δy_0 : 降伏時の躯体変形による変位

δul : 終局時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位

δ_{yl} : 降伏時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位

- ・既設橋脚のじん性率 μ_0 の算定

$$\mu_o = -1.6 + 5.6 V_{yd} La / Mud + (11.4 Ps - 1.4) Ps$$

ただし, $0.9 \leq V_{ydLa}/Mud \leq 2.7$

ここに、 P_s ：せん断補強鉄筋比

Lq : せん断スパン

Mud : 設計曲げ耐力

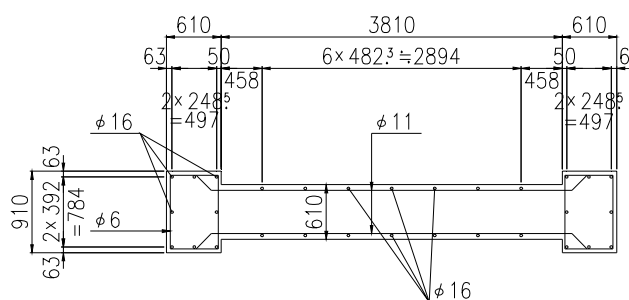
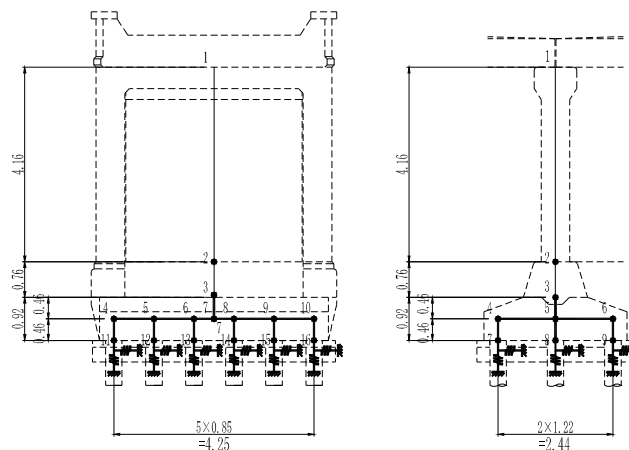
 V_{vd} : 設計せん断耐力

図-5 断面諸元



(a) 線路直角方向

(b) 線路方向

図-6 検討モデル図

表-1 既設 A 橋脚下端の降伏震度（線路方向）

着目点	降伏震度 $K/h\gamma$	降伏変位 $\delta\gamma(mm)$	じん性率 μ	換算弾性水平加速度 $Pe(gal)$
節点2	0.15	12.30	12.7	726
節点3	0.28	8.97	8.0	1063

表-2 既設 A 橋脚下端の降伏震度（線路直角方向）

着目点	降伏震度 $K/h\gamma$	降伏変位 $\delta\gamma(mm)$	じん性率 μ	換算弾性水平加速度 $Pe(gal)$
節点2	0.75	1.05	10.6	3303
節点3	0.64	2.17	11.8	2982

4. 結論

今回の検討により、耐震設計の基準のなかった関東大震災前に建設されたような古い構造物について、耐震補強前の降伏震度は最低でも0.15程度確保されていることが分かった。

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 コンクリート構造物，1999.11