

橋梁全体系解析によるゴム支承の地震時応答変位の評価

(株)フォーラムエイト 正会員 青戸 拓起
 (株)フォーラムエイト 金 徳印
 (株)フォーラムエイト 安部 慶一郎

1. はじめに

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋に対し、「等価線形化法による非線形応答の簡易推定法」が示された¹⁾。この中で「等価線形化法による耐震性能の照査に用いるゴム支承の水平変位」の算出式が示され、現行道示 V²⁾ に比べ支承設計変位を大きく見込むことになった (H14 道示採用予定)。

しかし、橋軸直角方向を含めて橋梁全体系でゴム支承の最大応答について検証された例が少ない。そこで、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造の道路橋全体系の時刻歴動的な非線形解析を実施し、その支承最大変位との比較評価を行なって、「ゴム支承水平変位算出式」の合理性について検証を行なった。

2. 検証方法

1) 解析対象

図 - 1、2 に示す、鉄筋コンクリート (RC) 橋脚を有するゴム支承を用いた 5 径間 (5@40m) 連続鋼 I 桁橋を対象とした³⁾。

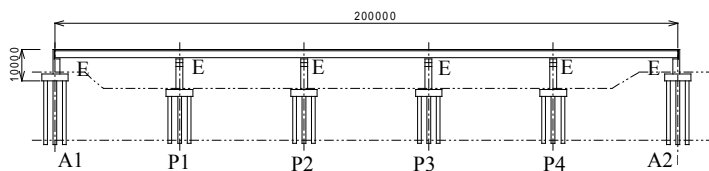


図 - 1 全体図

(A1, A2 は橋軸直角方向の支承条件は固定)

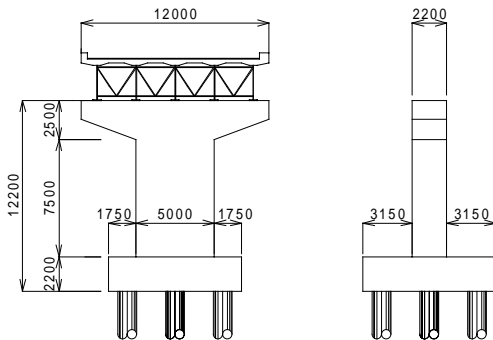


図 - 2 RC 橋脚寸法 (P1 ~ P4)

2) 解析手法とモデル

解析モデル図を図 - 3 に示す。橋梁全体系の時刻歴動

的非線形解析には、コンクリートおよび鉄筋の経路依存型の履歴モデルを厳密に考慮した、ファイバー要素に基づく非線形解析手法⁴⁾を用いた。上部工およびゴム支承は線形部材、フーチング底面は固定条件とした。なお、粘性減衰は考慮していない。

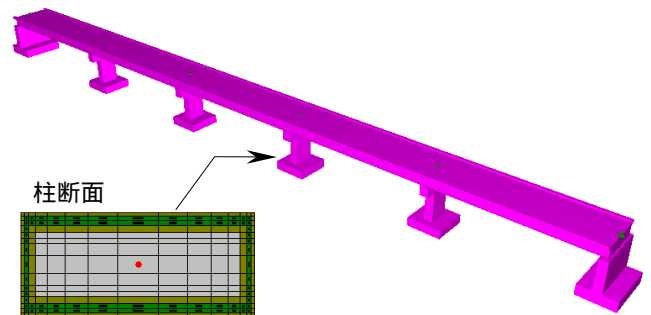


図 - 3 解析モデル図

使用した入力地震動は、道示 V²⁾ に示されたタイプ II 地震動の加速度応答スペクトルの特性を有する、振幅調整波 (II-I-1 ~ II-III-3 計 9 波)³⁾ である。なお、橋軸方向・橋軸直角方向の解析は別々に行なった。

3) ゴム支承の水平変位の算出式

RC 橋脚が降伏する場合の、ゴム支承の水平変位の算出式¹⁾ (以下、支承の設計変位) を式 (1) に示す。支承変位は、橋脚の耐力に比例して増大する特徴をもつ。

$$B = C_{dB} \cdot (P_y / K_B) \quad (1)$$

ここで B : ゴム支承に生じる水平変位

C_{dB} : 補正係数 (橋脚が降伏する場合 = 1.2)

P_y : 橋脚の降伏耐力

K_B : ゴム支承の剛性

P_y の算出にあたっては、道示 V に従った。ゴム支承の剛性は 1 橋脚 (P1 ~ P4 同値) あたりの剛性 ($K_B = 23618 \text{ kN/m}$) を使用した。

3. 解析結果

1) 動的な非線形解析結果の例

P2 橋脚天端位置の応答変位波形、およびゴム支承の応答変位波形の例を図 - 4 に示す。ゴム支承の変形増大とともに、橋脚天端に大きな変位が生じていること

キーワード ゴム支承、非線形動的解析、RC 橋脚、連続桁

連絡先 〒889-2155 宮崎県宮崎市学園木花台西 2-1-1 (株)フォーラムエイト TEL 0985-58-1888

が分かる。支承の最大変位 232mm は、式(1)から得られる支承の設計変位 247mm 以下であった。なお、橋脚天端の最大変位は 148mm であり、降伏に至っている。

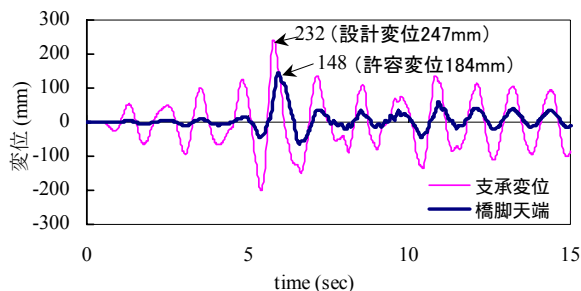


図 - 4 橋脚天端とゴム支承の応答変位波形
(橋軸方向：11-1-1 波形の結果)

2) 支承の最大応答変位について

様々な入力地震動について前例と同様の検討を行い、動的非線形解析から得られる P2 橋脚の支承の最大変位と、式(1)から得られる支承の設計変位を比較した結果を図-5に示す。なお、橋脚は全ての結果において降伏に至っている。また、同図には現行道示Vでの支承の設計変位も示した。

図-5より、現行道示Vの支承の設計変位は明らかに過小評価(=危険)と考えられるが、式(1)は十分な支承の設計変位を与えることが分かる。さらに、時刻歴動的非線形解析において、橋軸方向よりも耐力の大きい橋軸直角方向に大きな支承最大変位が生じること、支承最大変位は地震動特性にそれほど依存しないことが確認でき、式(1)はこれらを十分に包括されていることが分かる。

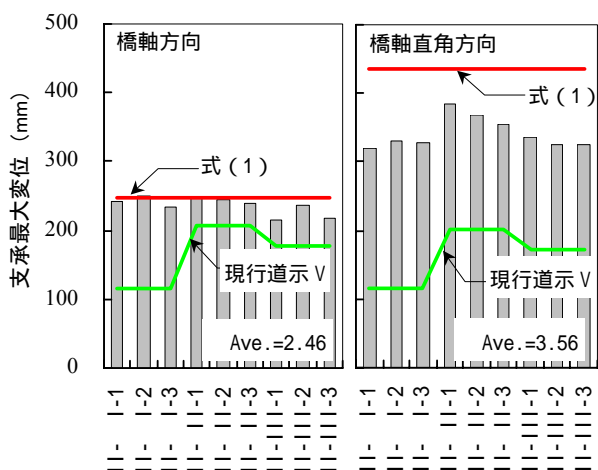


図 - 5 支承の最大応答変位と設計変位の比較-1
(はゴム支承のせん断ひずみの平均値)

3) 支承の寸法を変更した結果

支承寸法を 68cm×68cm から 80cm×80cm に、せん断剛性 G を 1000kN/m² から 1200kN/m² へ変更し

($K_B=39227$ kN/m) 前段と同様の検討を行った結果を図-6に示す。なお、橋脚は全ての結果において降伏に至っている。

図-6では、支承の平均せん断ひずみは75%まで減少しているが、全般的に式(1)を若干上回る傾向が認められる。支承の剛性が1.66倍(1/0.6)になったためと考えられるが、この原因は今後の検討としたい。しかし、支承の最大変位は概ね式(1)と同程度であり、式(1)は現行道示Vよりもはるかに合理的な式であることが再確認できる。

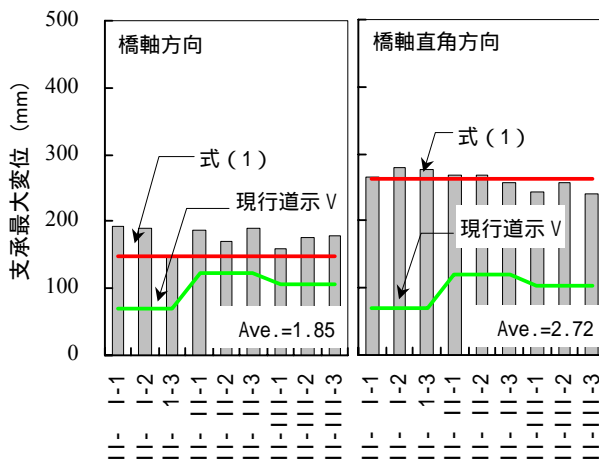


図 - 6 支承の最大応答変位と設計変位の比較-2
(はゴム支承のせん断ひずみの平均値)

4. まとめ

橋台で橋軸直角方向固定である5径間連続橋全体系モデルを例にして、ゴム支承の地震時応答変位を検証した結果、式(1)が与えるゴム支承の設計変位は、実用上十分な精度を有していると考えられる。また、現行道示Vの「ゴム支承の設計変位」評価式と比較して、式(1)ははるかに合理的な算出式であると考えられる。

しかし、式(1)においても、支承変位を過小あるいは過大評価する場合があると考えられ、実務においては橋梁全体系モデルを用いた動的解析による検討を、十分に行うことが望ましいと考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋の非線形地震応答の簡易推定法，1999.3
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編 平成8年12月，1996.12
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 平成9年3月，1997.3
- 4) 土屋智史，古家義信，金益賢，岡村甫：3次元非線形動的解析を用いたRC鉄道高架橋の耐震性能評価，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.1-15，2000.10