

# 論文 非線形性を考慮した RC 高架橋の不同変位の地震時応答の推定手法

成田 顕次\*1・徳永 宗正\*2・曾我部正道\*3

**要旨：**鉄道構造物の境界では地震時に角折れや目違いといった不同変位が発生し、列車走行安全性に大きな影響を及ぼすが、構造物が非線形化した場合の簡易な推定手法が確立されていない。本論文では、一般的な RC 高架橋を対象に、構造物の非線形化を考慮した不同変位の地震時応答の推定手法を構築することを目的に、数値解析に基づく検討を行った。提案手法は線形時では時刻歴応答解析の結果に対して、推定精度が $\pm 15\%$ 程度と高く、非線形応答時でも推定誤差が $\pm 15\sim\pm 40\%$ 程度で推定できる。実線区の振動特性の分析の結果、隣接構造物が異形式の場合、等価固有周期比の存在範囲は 1.0~2.0 程度、降伏震度の差は $\pm 0.4$ 程度となる。

**キーワード：**鉄道ラーメン高架橋、動的応答解析、不同変位、地震時応答、等価固有周期比

## 1. はじめに

2004 年新潟県中越地震、2011 年東北地方太平洋沖地震、2015 年熊本地震において鉄道の脱線が発生した<sup>1~3)</sup>。鉄道分野においては地震時に脱線を防ぐために鉄道システム全体で多角的な対策を実施し土木構造物側では構造物全体系の剛性を高めるブレース補強などが実施されている<sup>4)</sup>。鉄道構造物の設計においては、鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>5)</sup>(変位制限)(以下、「変位標準」と示す。)においては、軌道面に発生する変位を一定以下に制限することで構造物が保有すべき地震時走行安全性を担保している。具体的には、構造物が橋軸直角方向に振動することで車両を加振する振動変位、および連続する構造物が位相差をもって挙動することにより構造物境界に発生する不同変位の両方を照査する体系となっている。

図-1 に不同変位の概略図を示す。不同変位には、隣接構造物の種類に応じて、目違い、平行移動、折れ込みの三種類に対して照査するが、対象としている地震動が鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>6)</sup>(耐震設計)(以下、「耐震設計」と示す。)においての L1 地震動までの構造物の線形挙動の範囲に限定した上で地盤特性等を考慮する必要がある。さらに妥当性も十分に検証されていない。また建設年代の古い実線区の鉄道構造物においては降伏震度が小さく地震時に非線形化しやすい構造物が点在する。

実線区において脱線が実際に発生している状況を鑑みると、特に既設の構造物は降伏震度が低いものが多く、大規模地震時等において非線形化する可能性が高い。この場合、構造物境界に発生する不同変位による影響を適切に評価する必要があるが、現状では構造物の非線形領域まで適用可能な高精度な推定手法が提案されていない。

本論文では、鉄道高架橋で多い RC 高架橋を対象に構造物が非線形化した場合の不同変位を評価する指標及び、不同変位の推定手法を構築することを目的に数値解析に

基づく検討を行った。2 章において検討手法について記述する。3 章においては、1 自由度非線形モデルに基づく簡易解析により非線形性を考慮した不同変位の指標の手法を提案し、4 章において実線区の振動特性を分析し、長大線区モデルに基づく提案手法の適用性を検証する。

## 2. 検討手法

### 2.1 既存の不同変位の評価手法

図-1 に示すように鉄道高架橋の地震時における不同変位の照査は、前述したように構造物境界に生じる、角折れおよび目違いに対して行う必要がある。角折れは桁式高架橋や調整桁式ラーメン高架橋等、目違いは張出式ラーメン高架橋や背割れ式ラーメン高架橋等の構造物境界で発生する。これら不同変位は連続する構造物応答の位相差によって生じることから、連続する構造物群の地震時応答解析を直接実施することで評価可能である。実

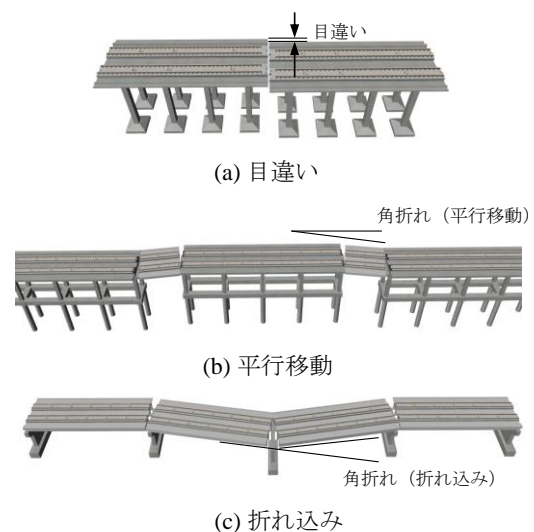


図-1 不同変位概略図

\*1 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造力学 研究員 工修 (正会員)

\*2 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造力学 副主任研究員 工博 (正会員)

\*3 公益財団法人鉄道総合技術研究所 総務部 次長 工博 (正会員)

設計においては、複数構造物のモデル化が煩雑であることから、変位標準に示されている簡易推定手法（以下、既存法と示す。）により評価することが多い。角折れ $\theta$ の推定方法は式(1)に示すように、軸直角方向に発生する隣接構造物との目違い量をスパン長 $L_i$ で除することによって推定する。

$$\theta_i = \frac{\delta_j - \delta_i}{L_i} \quad (1)$$

$$\begin{cases} \delta_i = a_i \delta_{si} \\ \delta_j = \delta_{sj} \end{cases} \quad (2)$$

$$a_i = \cos(\varphi_j - \varphi_i) \quad (3)$$

$$\varphi_i = \tan^{-1} \frac{2h_i(T_i/T_E)}{1 - (T_i/T_E)^2} \quad (4)$$

ここで、 $\delta_{si}$ は各構造物の絶対変位の最大値で添え字の $i$ は始点側の構造物を $j$ は終点側の構造物を示し、 $T_E$ は入力波の卓越周期、位相角 $\varphi$ は地震動に対する位相角（式(3)）。 $h_i$ は構造物の減衰定数である。構造物の位相角の差は式(4)で算出する。なお、隣接構造物との位相差が小さい場合には少なくとも構造物どちらかの最大値の25%を考慮することとしている。実設計においては、G4地盤以上の軟弱地盤では上記変位に加えて、地盤変位の影響も考慮する必要があるが、本論文では、基礎的な検討として慣性力による構造物の変形が卓越するものとして地盤変位は検討対象外とする。

目違い量は式(1)の分子である相対変位から直接算出する。一方で角折れは隣接構造物の位相差による相対変位をスパンで無次元化したものである。従って本論文は、目違い、角折れの共通の量である相対変位を対象として議論を進める。

## 2.2 解析手法

### (1) 解析モデル

図-2に構造物の力学モデルを示す。構造物は一般的に標準設計によるものが多く、その挙動は1自由度系モデルで表現できることが多い<sup>6)</sup>。実現象を考えた場合、構造物間の連成や支承回りなどを考慮したモデル化が必要であるが、実設計においても、1自由度系に基づく非線形スペクトル法により、地震時応答を推定するのが一般的であるため、実構造物の骨格曲線の調査結果<sup>7)</sup>をもとに、構造物はトリリニア型の骨格曲線、標準型の履歴特性を持つ1自由度系でモデル化し、実際の構造物の非線形性を反映したモデルを用いる。骨格曲線は、降伏震度 $k_{hy}$ 、最大震度 $k_{max}$ 、等価固有周期 $T_{eq}$ 、構造物の単位長さ重量 $w_s$ をパラメータとして設定し、2次勾配を1次勾配の1/10、3次勾配は1次勾配の1/1000とした。減衰は、構造物の各モードに対して5%のモード減衰比 $\delta$ として与えた。隣接構造物に対して同一の地震動を入力し、

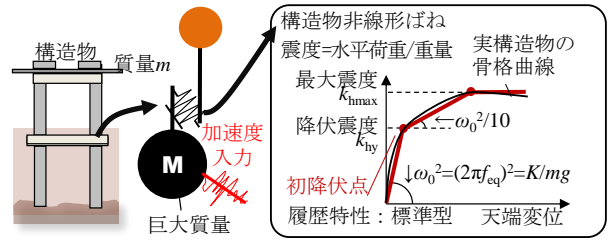


図-2 構造物の力学モデル

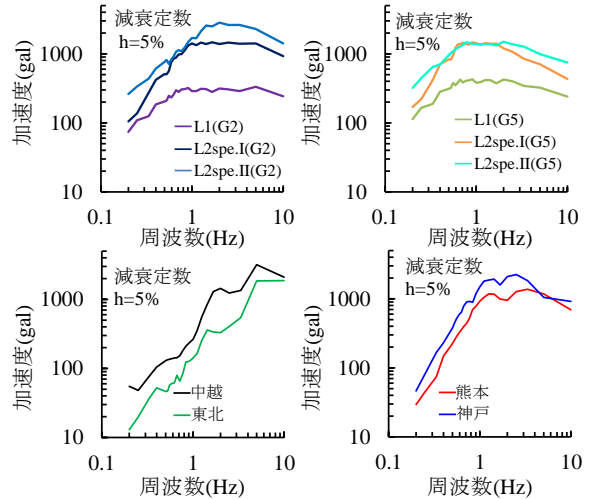


図-3 入力地震動の弾性加速度応答スペクトル

各構造物の時刻歴応答波形の差分から隣接構造物との相対変位を算出する。

### (2) 入力波

入力地震動は、鉄道設計標準の設計地震動 20 波と観測波 4 波、計 24 波を用いた。G0 地盤～G7 地盤用の L1 地震動（以下、「L1(G0)～L1(G7)」と示す。）、G0 地盤～G5 地盤用の L2 スペクトル I 地震動（以下、「L2spe.I(G0)～L2spe.I(G5)」と示す。）、G0 地盤～G5 地盤用の L2 スペクトル II 地震動（以下、「L2spe.II(G0)～L2spe.II(G5)」と示す。）を対象とした。また実際に過去に脱線が発生した地震動である、1995 年の兵庫県南部地震の神戸中央での観測値 NS 方向（以下、「神戸」と示す。）、2004 年に発生した新潟県中越地震の十日町での観測値 NS 方向（以下、「中越」と示す。）、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震の青葉区での観測値 NS 方向（以下、「東北」と示す。）、2016 年に発生した熊本地震の西区春日町での観測値 NS 方向（以下、「熊本」と示す。）を対象とした<sup>8)</sup>。図-3に入力地震動の応答スペクトルを示す。

### (3) 解析ケース

地震動入力に対する時刻歴応答解析では地震波 24 波を用いて、構造物の初期剛性に対応する等価固有周数 $T_{eq}$ を 0.3 秒～2.0 秒の範囲で 15 分割、降伏震度を 1000 とした線形応答、0.2～0.7 とした非線形応答としたケースで実施した。なお、実構造物の等価固有周期は既往の論文<sup>9)</sup>によると 0.5 秒～2.0 秒程度に分布している。

効率的に数値解析を行うために構造物のモーダル座標系上で運動方程式を、Newmarkの平均加速度法により時間増分 $\Delta t$ 単位に解いていく。ただし、運動方程式が非線形であることから、不釣り合いが十分小さくなるまで $\Delta t$ 内において反復計算を行う。本研究では $\Delta t=1.0 \times 10^{-4}$ secとした。

### 3. 一般化解析による不同変位の応答評価

#### 3.1 構造物が線形応答時の相対変位

本論文では、式(5)に示す隣接構造物との等価固有周期比 $R_T$ 、および式(6)に示す隣接構造物との相対変位の度合いを表す指標、無次元相対変位 $D_{RD}$ に着目して議論を進める。

$$R_T = \frac{T_{eq,i}}{T_{eq,j}} \quad (5)$$

$$D_{RD} = \frac{RD_{max}}{\delta_{si} + \delta_{sj}} \quad (6)$$

ここで、 $RD_{max}$ は構造物 $i$ と $j$ の相対変位の時刻歴の最大値を、 $\delta_{si}\delta_{sj}$ は各構造物の最大応答変位を示す。 $D_{RD}$ は隣接構造物との位相が完全逆位相となる時に相対変位が最大となるとして、完全逆位相時の相対変位に対する $RD_{max}$ の割合を示す。

図-4の(a)~(b)に等価固有周期比 $R_T$ と無次元相対変位 $D_{RD}$ の関係を示す。横軸は等価固有周期比 $R_T$ 、縦軸は無次元相対変位 $D_{RD}$ を示す。(a),(b)の結果から構造物が線形応答の場合 $R_T$ が増加と共に $D_{RD}$ は増加し、完全逆位相になる時の値に近づく。 $R_T$ が1.5以上で、ほぼ逆位相となり $D_{RD}$ は0.8以上となる。この傾向は地震動に依存せず、設計地震動と実地震動の場合で同様であることがわかる。また $R_T$ が1.25程度以下では急激に $D_{RD}$ は増加し、1.25以上では $D_{RD}$ が1.0に漸近する傾向を示すことがわかる。

#### 3.2 構造物が非線形応答時の解析結果

図-4の(c)~(f)に非線形時( $k_{hy}=0.7, 0.3$ )の $R_T$ と $D_{RD}$ の関係を示す。図から、構造物が非線形化した場合でも、 $R_T$ の増加と共に $D_{RD}$ は増加するが、 $k_{hy}$ が0.7の場合で $R_T$ が1.5で、 $D_{RD}$ は0.4~0.8程度、 $k_{hy}$ が0.3の場合で $R_T$ が1.5で、 $D_{RD}$ は0.2~0.8程度となり、 $D_{RD}$ が低下する傾向にある。これは構造物が非線形化することで各構造物の応答変位は増加するが、隣接構造物との相対変位は、非線形化による塑性率の増加と同じ比率で増加しないためと考えられる。即ち、両方の構造物が大きく非線形化した場合、応答変位の一部が残留変位として残り、この成分が相対変位に対しては寄与しないためと考えられる。

図-5は、隣接構造物間の降伏震度の差異が等価固有周期比と無次元相対変位に及ぼす影響を示す。図はL2spe.I(G2)を入力とした場合の $k_{hy}$ が0.3-0.3, 0.3-0.5, 0.3-

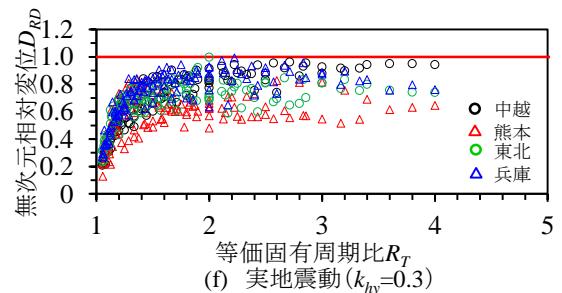
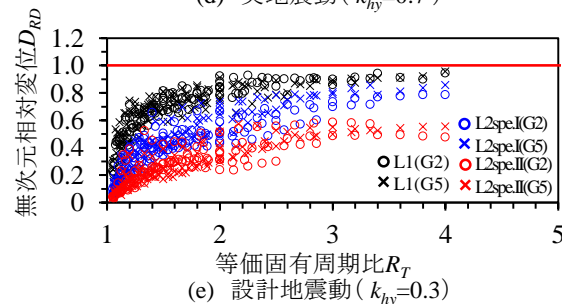
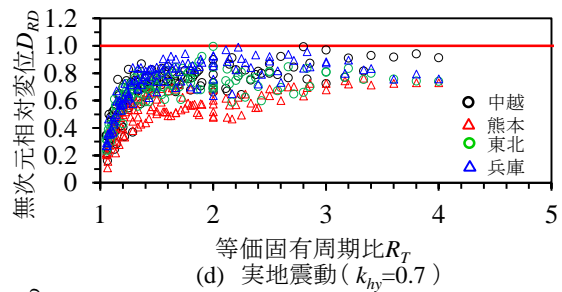
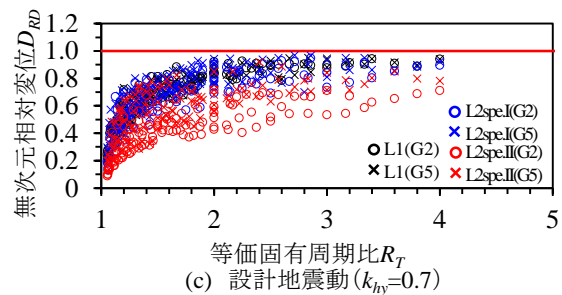
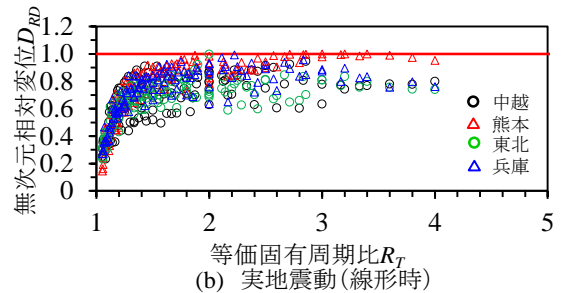
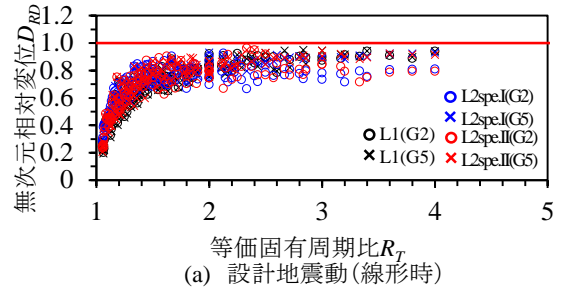


図-4 等価固有周期比と無次元相対変位の関係



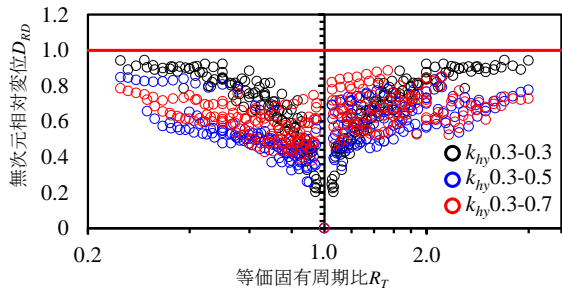


図-5 降伏震度の差異が等価固有周期比と無次元相対変位に及ぼす影響 (L2spe.I(G2))

0.7の組み合わせの場合の3通りの結果を示す。図から、 $R_T$ が1.0に近い領域においても、降伏震度が異なることによって $D_{RD}$ が0.3程度の結果を示している。これは隣接構造物との降伏震度が異なることにより、非線形化するタイミングが違うため、一方の構造物が線形であっても、もう一方の構造物が非線形化すると、線形時に比べ変位の最大値が増加し、相対変位も増加するため、 $D_{RD}$ が増加するためと考えられる。

### 3.3 不同変位の推定手法

これまでの検討において、無次元相対変位 $D_{RD}$ は地震動に依存せず、設計地震動と実地震動の場合で同様であり、隣接する構造物の等価固有周期比と相関が高いことから、 $D_{RD}$ を推定する式(7)を提案する。

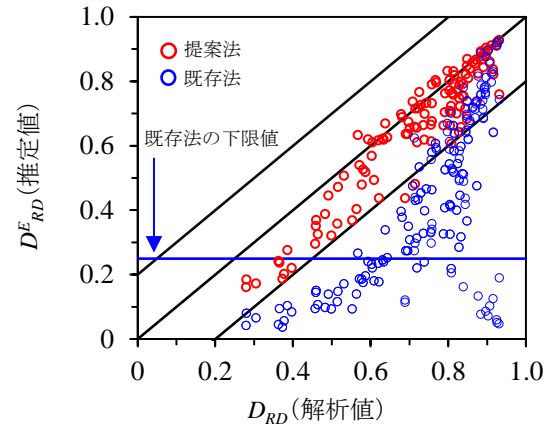
$$D_{RD}^E = \begin{cases} \alpha \frac{\delta_{si} \sin 2\pi(R_T)}{\delta_{si} + \delta_{sj}}, & (T_j < 1.25) \\ \frac{\alpha \delta_{si}}{\delta_{si} + \delta_{sj}}, & (T_j \geq 1.25) \end{cases} \quad (7)$$

$$\alpha = 1 - \frac{\mu - 1}{15} \quad (8)$$

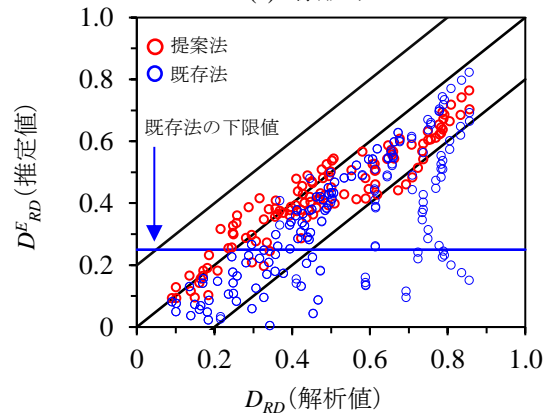
ここで、 $\alpha$ は塑性率 $\mu$ に依存する $D_{RD}$ の低減係数である。第二項の分母である15は、解析値と提案法による推定値の差が最小となるように設定した。これまでの検討で隣接構造物との $R_T$ が25%を境に傾向が異なる。そこで $R_T$ の値により適用する式を分けた。本式によると耐震設計で用いられる1自由度の非線形スペクトル法により隣接構造物間の相対変位を推定できる。

図-6にL2spe.I(G2)を入力とし、構造物が線形、非線形( $k_{hy}=0.3$ )の場合の解析値 $D_{RD}$ と式(7)による提案法、及び式(2)による $D_{RD}^E$ の比較を示す。図中の青線は既存法の下限值である。既存法は隣接構造物の位相差が小さい場合、構造物の最大変位の0.5倍の相対変位が生じると仮定することから $D_{RD}$ に換算すると0.25となる。図から、既存法は $D_{RD}$ の値を過小評価する。一方で提案法は $D_{RD}$ の値を±20%以内で精度よく推定することができる。

図-7に全ての設計地震動を入力とし、構造物が線形

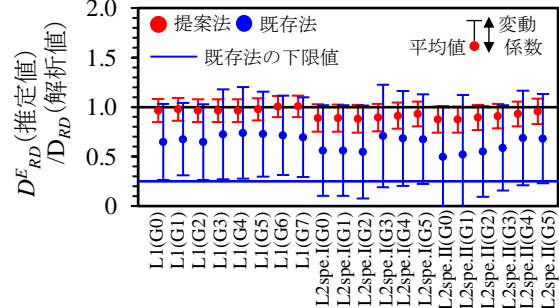


(a) 線形時

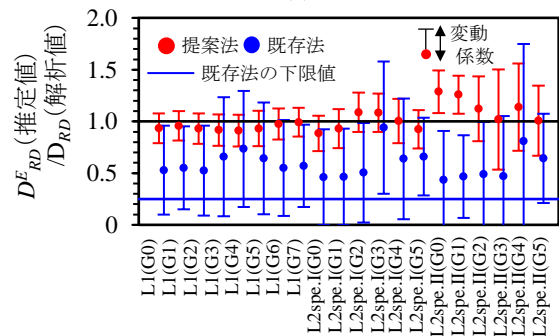


(b) 非線形時( $k_{hy}=0.3$ )

図-6 解析値と推定値の比較 (L2spe.I(G5))



(a) 線形時



(b) 非線形時( $k_{hy}=0.3$ )

図-7 設計地震動での推定法の精度

及び、非線形( $k_{hy}=0.3$ )とした場合の推定法の精度を示す。図から既存法は $D_{RD}$ の値を過小評価する傾向であり、推定誤差が大きい。一方、提案手法は線形応答時では推定精度が±15%程度と高く、非線形応答時でも推定誤差が

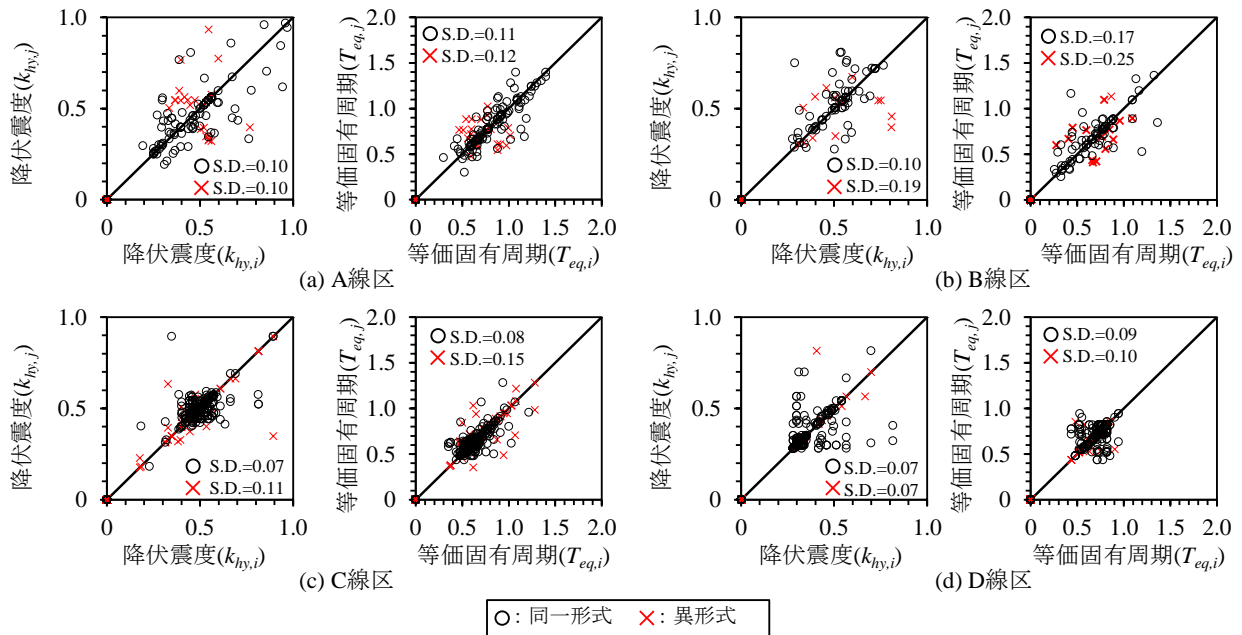


図-8 実線区における構造物の降伏震度と等価固有周期の関係

±15～±40%程度で推定できる。

#### 4. 長大線区データベースに基づく不同変位の応答評価

実線区を考えると架道橋などにおいては振動特性が急激に変化することから、不同変位が発生しやすい箇所となる。4章では設計図書から4種類の実線区、約13.0kmのA線区、約6.1kmのB線区、約10.0kmのC線区、約8.0kmのD線区を対象とし、どの程度構造諸元にばらつきが生じるかを検討する。例えばA線区には橋梁、桁式高架橋、調整桁式ラーメン高架橋、トンネル、盛土が混在している。地盤種もG0～G4、構造高さ $h$ は4～16m程度の範囲で混在している。

##### 4.1 線区毎の構造物の振動特性の変動量

図-8に実線区における構造物の降伏震度と等価固有周期の関係を示す。ここで、 $i$ (始点側)と $j$ (終点側)の構造物の形式が同じものを同一形式、異なる形式のものを異形式とした。 $i$ と $j$ の降伏震度、等価固有周期の差のS.D.(Standard deviation)は標準偏差を示す。降伏震度に関しては1.0までの範囲を示しているが、1.0以上の値も一部存在する。以下、S.D.は1.0以上の値を含めて算出する。A線区の降伏震度は0.3～2.0の範囲、等価固有周期は0.5～1.5秒の範囲に分布し、B線区の降伏震度は0.3～0.8の範囲、等価固有周期は0.5～1.5秒の範囲に、C線区の降伏震度は0.3～1.2の範囲、等価固有周期は0.4～1.3秒の範囲に、D線区の降伏震度は0.3～1.3の範囲、等価固有周期は0.4～1.0秒の範囲にある。

各線区の降伏震度の差の標準偏差に着目すると同一形式の標準偏差は0.10程度、異形式で0.10～0.19程度である。また、等価固有周期では同一形式で標準偏差は0.09～0.17秒程度、異形式では0.12～0.25秒である。鉄道構

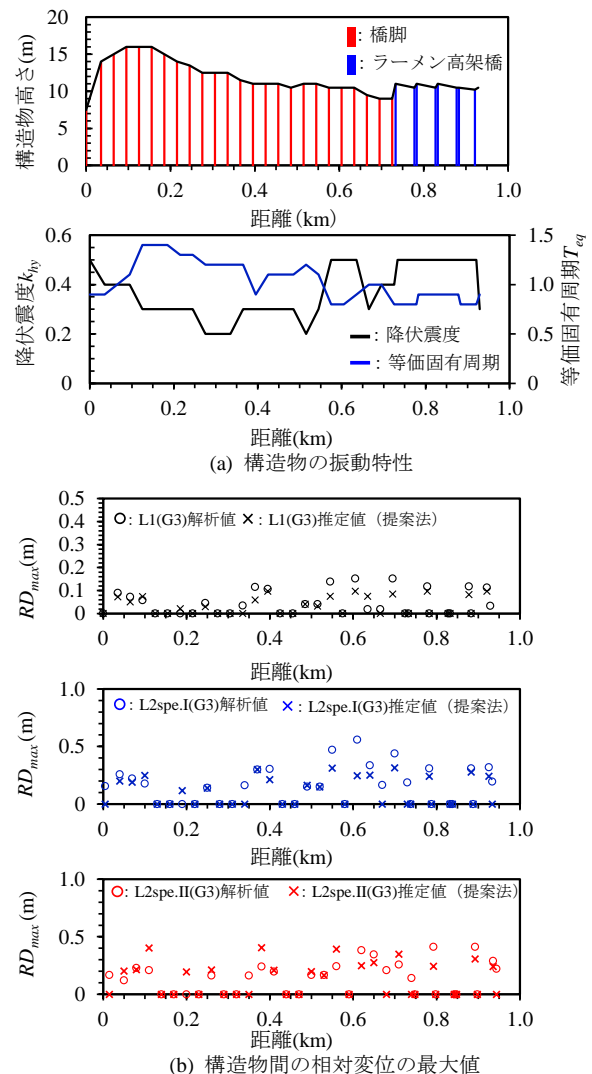


図-9 実線区における構造物の振動特性と相対変位量 (線区Aの一部)

造物は標準設計に基づくことが多いため同一形式では異形式に比べて標準偏差が小さいと考えられる。また、線区の中で隣接構造物が異形式の場合、等価固有周期の差の95%信頼区間が±0.5秒であり、等価固有周期の下限が0.5秒程度の場合を考えると、等価固有周期比の存在範囲は1.0～2.0程度までを考慮すれば良い。また降伏震度の差は、隣接構造物が異形式の場合、95%信頼区間を考慮すると±0.4程度となる。

#### 4.2 長大線区の不同変位の応答評価

図-9(a)に実線区における振動特性と最大相対変位を示す。対象とした線区の降伏震度は0.2～0.5、等価固有周期は0.8～1.4秒の範囲である。図から、橋脚形式からラーメン高架橋形式に変化する、異形式の箇所では降伏震度および等価固有周期が急激に変化している。また同一形式の橋脚であっても構造物の高さが変化することにより、剛性を示す等価固有周期に影響を与えるため、0.56～0.6km付近は等価固有周期が大きく変化する箇所であることがわかる。

図-9(b)に実線区における最大応答変位の推定値と解析値の比較を示す。推定値は3章での不同変位の提案法を用いて算出した。図から降伏震度、等価固有周期の変化が大きい0.7km付近のL1(G3)で相対変位が0.15m程度発生し、L2speI地震動で0.55m程度、L2speII地震動で0.40m程度発生しており提案した推定式により算出した結果は概ね一致し、同様な傾向を示すことが確認できる。

#### 5. まとめ

本論文では、一般的な鉄道のRC高架橋を対象に、大規模地震により構造物が非線形化した場合の不同変位を推定する手法の構築を目的に、数値解析に基づく検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 構造物が線形の場合、隣接構造物との等価固有周期比1.5で、相対変位が隣接構造物と位相が完全逆位相に対して80%程度となる。一方、構造物が非線形挙動する場合や長周期地震動の場合は線形時に比べて、等価固有周期比1.5で相対変位が60%～80%程度となり、小さくなる傾向にある。これは構造物が非線形化することで各構造物の応答変位は増加するが、隣接構造物との相対変位は、非線形化による塑性率の増加と同じ比率で増加しないためと考えられる。
- (2) 隣接構造物と降伏震度の差が0.4の場合、L2地震時の相対変位は等価固有周期が同じ場合でも隣接構造物と位相が完全逆位相の場合に対して30%程度となる。
- (3) 既存の不同変位の推定方法は、線形の場合でも不同変位を過小評価する傾向があり、推定誤差は±50%

である。一方、提案手法は線形応答時では推定精度が±15%程度と高く、非線形応答時でも推定誤差が±15～±40%程度で推定できる。

- (4) 実線区において振動特性の分析を行った結果、線区の中で隣接構造物が異形式の場合、等価固有周期比の存在範囲は1.0～2.0程度、降伏震度の差は±0.4程度となる。
- (5) 提案手法を実線区の振動特性に適用し、解析値と提案値が概ね一致する傾向を示すことを確認した。

本研究では安全側の評価となることを勘案し構造物間の連成、支承、ストッパー等の拘束の影響を無視し、設計振動単位毎の1自由度に基づく検討とした。これらの影響を加味した推定方法については今後の課題とする。

#### 謝辞

本論文を執筆するにあたり、防災科学技術研究所のK-NETの観測記録を使用させて頂きました。また、4章の実線区のデータの一部は北海道旅客鉄道株式会社の川村課長よりご提供いただきました。ここに記して謝意を示します。

#### 参考文献

- 1) 航空・鉄道事故調査委員会：鉄道事故調査報告書、RA2007-8、2007
- 2) 鉄道の地震時走行安全研究会：鉄道の地震時走行安全、鉄道工学シンポジウム論文集、No.16、pp.141-148、2012.
- 3) 運輸安全委員会：鉄道事故調査報告書、RA2017-8、2017.
- 4) 吉田幸司、松田猛、阿知波秀彦、関雅樹：高架橋のダンパーブレース補強による東海道新幹線の脱線・逸脱防止対策、J-Rail2009、pp.663-666、2009.
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限）、丸善、2006.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）、丸善、2012.
- 7) 徳永宗正、曾我部正道、渡辺勉、山東徹生、玉井真一：鉄道構造物上防音壁の地震応答特性および耐震設計法、構造工学論文集、Vol.62A、291-302、2016
- 8) 気象庁：気象統計情報/強震観測結果、<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html>、2018.09.12アクセス
- 9) 徳永宗正、曾我部正道、谷村幸裕、小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法、土木学会論文集A1（構造・地震工学）、Vol.71、No.1、72-86、2015.