

構造物境界における有道床軌道の地震時座屈挙動と そのフラジリティ曲線

曾我部 正道* 浅沼 潔** 桃谷 尚嗣*** 中村 貴久***

**Buckling Behavior of Ballasted Track Laid on Structure Boundary Area
and Fragility Curves during Seismicity**

Masamichi SOGABE Kiyoshi ASANUMA Yoshitsugu MOMOYA
Takahisa NAKAMURA

To evaluate safety of ballast track against earthquake and effects of seismic countermeasures for the railway line quantitatively, we should use the risk analysis method. A lot of studies for seismic risk management have been widely performed in various research fields. However, the study for fragility curve of track buckling has not been conducted and its basic characteristics have not been clarified yet. Through this study, we have made clear dynamic behavior of ballasted track installed on a structure during earthquake, using parameters of lateral peak resistance of ballast, degree of earthquake, etc. We have also clarified the fundamental properties of fragility curve of track buckling stability of the railway line (8km length) by the numerical analysis, specifically the effect of PGA and PGV of the earthquake motion.

キーワード：有道床軌道，道床横抵抗力，地震，構造物境界，残留変位，フラジリティ曲線

1. はじめに

地震時における有道床軌道の変形挙動を定量的に評価するためには、線区全体を対象としたリスク評価システムの構築が重要となる。リスク評価に用いられる地震ハザード曲線（地震動強さに対する超過発生確率）については様々な分野で研究が進められているが、鉄道分野のイベントツリー（被害形態の分類）、被害形態ごとのフラジリティ曲線（地震動指標に対する被害発生確率）、被害形態ごとの被害時コスト等については、必ずしも十分な精度で議論されておらず、今後の重要な検討課題の一つと考えられる。とりわけ、地震時における長大な線区における構造物境界上の有道床軌道の変形挙動やそのフラジリティ曲線については、実態もよく把握されていない。このような背景から、本研究では、以下の内容について検討を行った。

- (1) 効率的な線区評価のために、構造物天端の応答加速度と、構造物境界で生じる不同変位（角折れ、目違い）から地震後の軌道の残留変位を推定するノモグラムを作成する。
- (2) 上記ノモグラムを用いて、延長 8km のモデル線区の評価を行い、地表面最大加速度 PGA、地表面最大速度 PGV を指標とする有道床軌道の残留変位に関するフラジリティ曲線の基本特性の把握を行う。

2. 残留変位に関するノモグラムの作成

2.1 検討方法

構造物上に敷設された有道床軌道の地震時の変形挙動は、地震動による振動変位と構造物境界で生じる不同変位（角折れ、目違い）の影響を同時に受ける。特に、構造物が非線形化する L1 レベルを超える地震動が生じた場合は不同変位の影響が大きくなり、有道床軌道の地震後の残留変位が増加することが予想される。しかしながら、振動変位と不同変位は、構造物上において同時に連成して発生するため、その組み合わせは構造物境界前後の構造物の振動特性、非線形性に依存することとなり、一般化することは必ずしも容易ではない。そこで、本研究ではまず、構造物天端の応答加速度や不同変位から、地震後のバラスト軌道の残留変位を推定するノモグラムを作成することとした。

図 1 に軌道の座屈安定性を検討するための三次元 FEM 解析法¹⁾の概要を示す。本手法では、道床抵抗力や締結装置の非線形ばね特性を弾塑性モデルとして取り扱うとともに、幾何学的非線形性を考慮した有限変位法により大変形後の軌道の変形を解く。本手法ではまず、座屈点以降の変形も表現可能な変位制御点選択型の弧長法²⁾により、温度と軌道変位に基づき動的解析の初期条件を検討する。この結果に基づき、幾何学的非線形性を考慮した直接積分法（Newmark β 法）による時刻歴動的解析法を行い地震時の挙動を評価する。本手法の妥

* 鉄道力学研究部

** 株式会社テス ラダー事業部

*** 軌道技術研究部 軌道路盤研究室

特集：鉄道力学

当性については、文献1)にて既往の座屈安定性解析法、模型軌道座屈試験、振動台実験の結果と検証されている。

図2に構造物上の有道床軌道の解析モデルを示す。本モデルでは、ロングレールの不動区間を模擬するためにレール端部の線路方向変位を拘束した。構造物は、代表的な鉄道構造物として調整桁式及び張出式RCラーメン高架橋をモデル化した。構造物の等価固有周期 T_{eq} は、短周期型として0.5秒、長周期型として1.0秒に設定した。降伏震度 K_{hy} は、対象構造物の降伏震度が0.5～0.8程度であることを踏まえ、0.5を基準として、有道床軌道の変形挙動に対して応答加速度の面で厳しい条件となる0.8に変化させた。

振動変位の影響に関する動的解析では、バイリニア型の履歴復元力特性（骨格曲線：完全弾塑性モデル、履歴モデル：剛性低下型 Clough モデル）を仮定して、1自由度系モデルを用いて構造物天端の応答（変位、速度および加速度）を求め、道床下の構造物を表す剛はり要素に入力して解析を行った。振動変位と不同変位の連成の影響に関する動的解析では、最大加速度を変化させたL1地震動およびL2スペクトルII地震動（200～800gal）を用いて構造物天端の応答を求め、構造物間の位相差を0.05～0.2秒に設定することにより、構造物境界に角折れ10, 20, 40, 80mradまたは目違い20, 40, 60, 80mmを生じさせた。

表1に解析条件を、図3に道床横抵抗力のモデル化を示す。道床横抵抗力は、図3(a)の特性を有するバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化した^{3) 4)}。地震時の道床横抵抗力特性は、振動変位の影響による道床横抵抗力の低下を低減率 α で表す。具体的には、図3(b)に示すように加振開始時から構造物天端の応答加速度最大時まで、時間経過に対して線形に最終道床横抵抗力を減少させることによりモデル化した。構造物境界で不同変位が生じる場合は、同部近傍のバラストの変形が大きくなり、バラスト内のせん断ひずみが増加するため、同部近傍の道床横抵抗力はさらに低下すると考えられる。ここでは、既往の試験結果⁵⁾および3次元非線形FEM解析結果を基に、地震時における構造物境界近傍の道床横抵抗力を図3(c)に示すようにモデル化した。

入力地震動は、G3地盤（普通地盤）の地表面設計地震動とし、L1地震動（最大加速度188gal）、海溝型L2スペクトルI地震動（466gal）および内陸活断層型L2スペクトルII地震動（975gal）を用いた⁶⁾。

図4に各種パラメータと軌道の残留変位との関係を見積もるための予備解析モデルとこれを用いた解析結果の例を示す。上記の入力地震動は、別途この2自由度の非線形解析モデルを用いて、等価固有周期、降伏震度、道床横抵抗力、地震動の種類、地震規模をパラメータとした7000ケースの予備解析を行い定めた。図の例は、軌

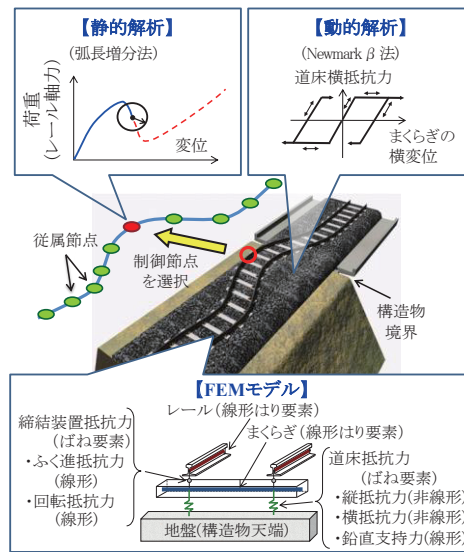


図1 軌道の安定性解析法の概要

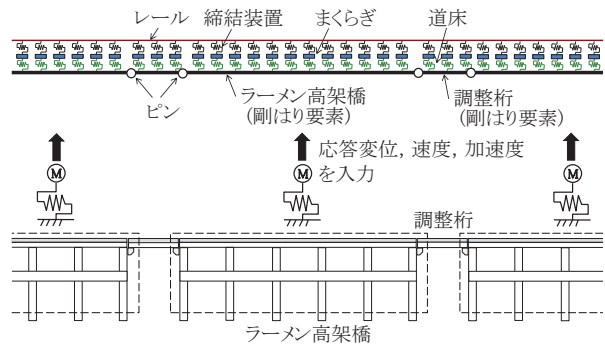


図2 構造物上の有道床軌道の解析モデル

表1 解析条件

最終道床横抵抗力 (1軌道1m当たり)	加振前	$g_0 = 10.0$ (設計), 12.0 (実態) kN/m
	加振ピーク後	$g_0 \times \alpha \times \beta$ α (0.1～1.0) β (0.6): 構造物境界
締結装置の回転抵抗力		70 kN・m/rad
レールの温度変化量		40°C

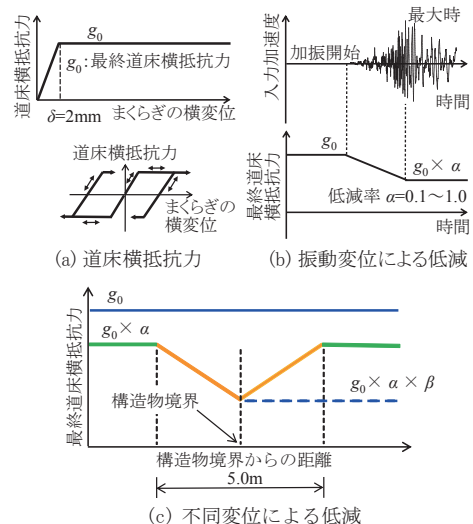


図3 道床横抵抗力のモデル化

道の残留変位に対しては、地震動として、L2 スペクトル II が支配的となることを示している。

2.2 検討結果

隣接する構造物の振動特性が同一の場合を例として、有道床軌道の変形挙動に対する振動変位の影響について述べる。図5に、L2 スペクトル I 地震動、 $T_{eq}=1.0$ 秒、 $K_{hy}=0.8$ の場合を例として、レール相対横変位の時刻歴応答波形に対する最終道床横抵抗力の影響を示す。同図には、構造物天端の応答加速度の時刻歴変化も併記した。ここに示すレール相対横変位は、レール横変位と構造物天端の水平変位の差を示したものである。同図から道床横抵抗力の低下の程度によって入力加速度が最大となる時間の前後でレール相対横変位が急増することが分かる。

図6に、構造物諸元と最終道床横抵抗力が加振後のレール相対横変位（残留変位）に与える影響を地震動ごとに示す。図中（ ）内の数値は、構造物天端の最大応答加速度を示している。同図より、構造物天端の最大応答加速度が大きくなると、道床横抵抗力が大きい場合でも残留変位が発生しやすくなる傾向にあることが分かる。また、同図には動的解析の初期条件としてレール軸力、軌道変位を非考慮とした場合（実際には、温度変化によるロングレールの軸力が小さい場合や軌道変位が小さい場合に相当）の結果も示したが、この場合には、軌道の抵抗力は極めて高くなる。

図7に最大応答加速度、角折れ、目違いと残留変位の関係を示す。同図より、角折れの場合は、40mrad 程度以上、最大応答加速度が 600gal 程度以上に達する場合は残留変位が大きくなる傾向を示すことが分かる。また、目違いについては、60mm 程度以上、最大応答加速度が 400gal 程度以上に達すると残留変位は大きくなる傾向を示すことが分かる。

これらの結果に基づき、角折れ θ (mrad)、目違い δ_{ai} (mm)、構造物天端の最大応答加速度 (PSA : Peak Structure Acceleration) (gal) を指標とした、軌道の残留変位 (δ_{rsd} (mm)) 推定ノモグラムを作成した。ノモグラムは下式 (1)、(2) によって表される。

$$\delta_{rsd} = (\theta - 17) / (1.8 - PSA/500) \quad (1)$$

$$\delta_{rsd} = (\delta_{ai} - 30) / (10 - PSA/90) \quad (2)$$

実際には、上式は様々なパラメータの影響を受けるが、本研究では、基礎的な考え方を整理するために、以降上式を用いて検討を進めることとした。

3. モデル線区における軌道の残留変位の推定

3.1 検討方法

有道床軌道区間において大きな残留変位が生じる箇所

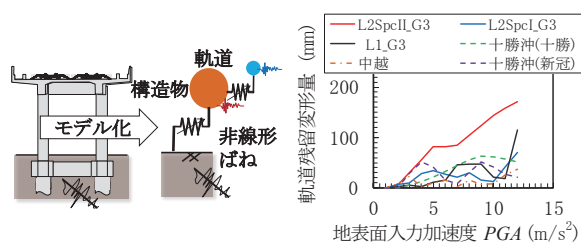


図4 予備解析の例 ($T_{eq}=0.5$, $K_{hy}=0.5$, $\alpha=0.2$)

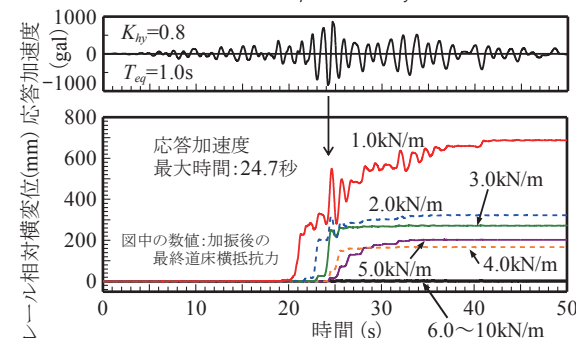


図5 レール相対横変位の時刻歴変化 (L2 スペクトル I 地震動, $g_0=10$ kN/m)

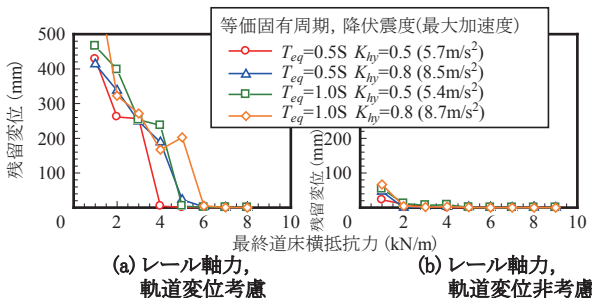


図6 最終道床抵抗力と残留変位の関係 (L2 スペクトル I 地震動, $g_0=10$ kN/m)

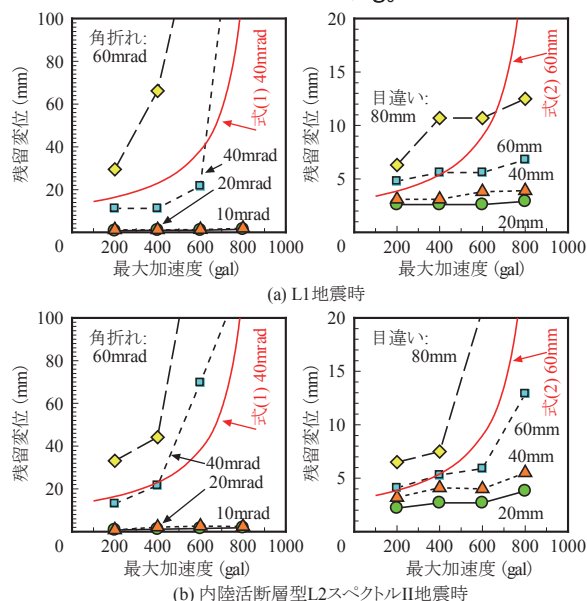


図7 最大加速度、角折れ、目違いと残留変位の関係 ($g_0=12$ kN/m, $\alpha=0.8$, $\beta=0.6$) 構成

を推定するために、延長 8km の複線のモデル線区を作成して地震時応答解析を行い、構造物の最大応答加速度と不同変位の関係を整理するとともに、地震後の残留変

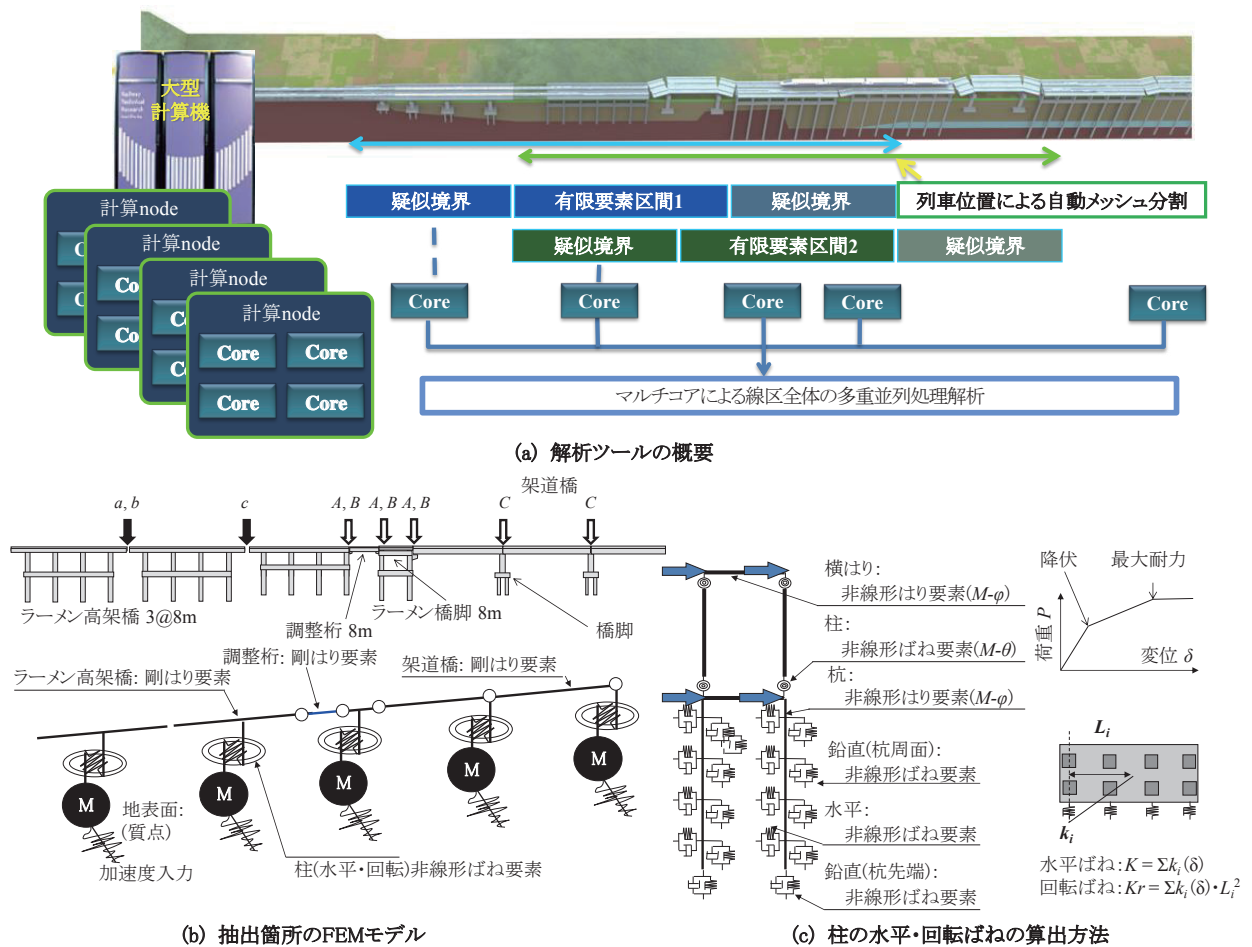


図8 連続する構造物群の解析システム

位を求めた。本研究で仮定したモデル線区の構造物配置は、実際の構造物の配置を統計的に分析して仮想的に定めたものである。また、高架橋の構造形式や連続条件は、実際の有道床軌道区間の構造物を参考に設定した。

図8に、連続する構造物群全体を解析するためのシステムを示す。線区全体を評価するためには、理想的には構造物群全体を一括にモデル化するのがよいが、計算自由度が膨大となる。このため、解析を効率的に行うために、図8(a)に示すように、構造物のデータベースと解析条件に基づき、疑似境界を用いて線区全体を300～600mごとに自動分割して解析モデルを作成し、それぞれの解析モデルに対して複数コアによる多重並列処理を行い、個々の解析結果を合成して全体線区の評価を行った。解析対象のモデル線区では、3径間のラーメン高架橋(1ブロック24m)を構造物群の基本単位として設定した。モデル線区を分割して抜き出した個々の抽出区間は自動メッシュによりFEMでモデル化する。抽出区間の前後には、区間前後の構造物の平均的な振動特性に基づいて、半無限長の疑似的な境界領域を設けた。

図8(b)に抽出区間の具体的なFEMモデルを示す。ラーメン高架橋の上層はりおよび桁は剛なはり要素でモデル化した。なお、同図における構造物の配置例に併記した

a, b, c および A, B, C は、後述する構造物境界の不同変位による残留変位が発生しやすい箇所を表している。

高架橋の柱の非線形性は、図8(c)に示すように、予めプッシュオーバー解析⁶⁾により骨格曲線を求めておき、これに基づき重心位置に標準バイリニア型の非線形水平および回転ばねを設けて考慮した。例えば、3径間のラーメン高架橋には4つの柱通りがあるが、水平と回転の2自由度に集約してモデル化した。構造物の減衰定数 ξ は5%とした。本解析モデルでは、軌道の剛性は考慮していない。

入力地震動は、G3地盤(普通地盤)の地表面設計地震動⁶⁾とし、海溝型L2スペクトルI地震動および内陸活断層型L2スペクトルII地震動を用いた。入力地震動の大きさは、構造物の応答加速度と角折れおよび目違いの関係を見極めるために、元波の振幅を17段階に変化させて用いた。

3.2 検討結果

図9に、構造物の応答加速度と残留変位の関係を示す。同図には、式(1)および式(2)に基づいて作成した残留変位を予測するノモグラムも併せて示した。同図より、地震動の大きさが元波の15%から50%に変化した

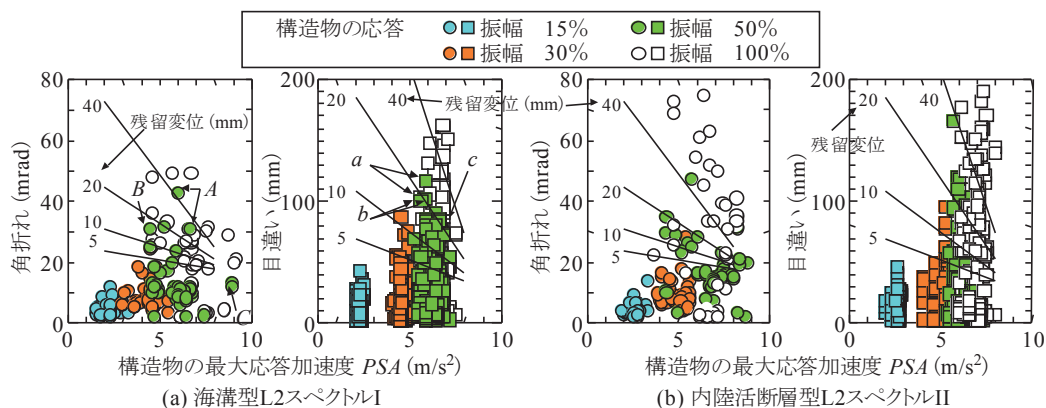


図9 構造物の最大応答加速度と残留変位の関係

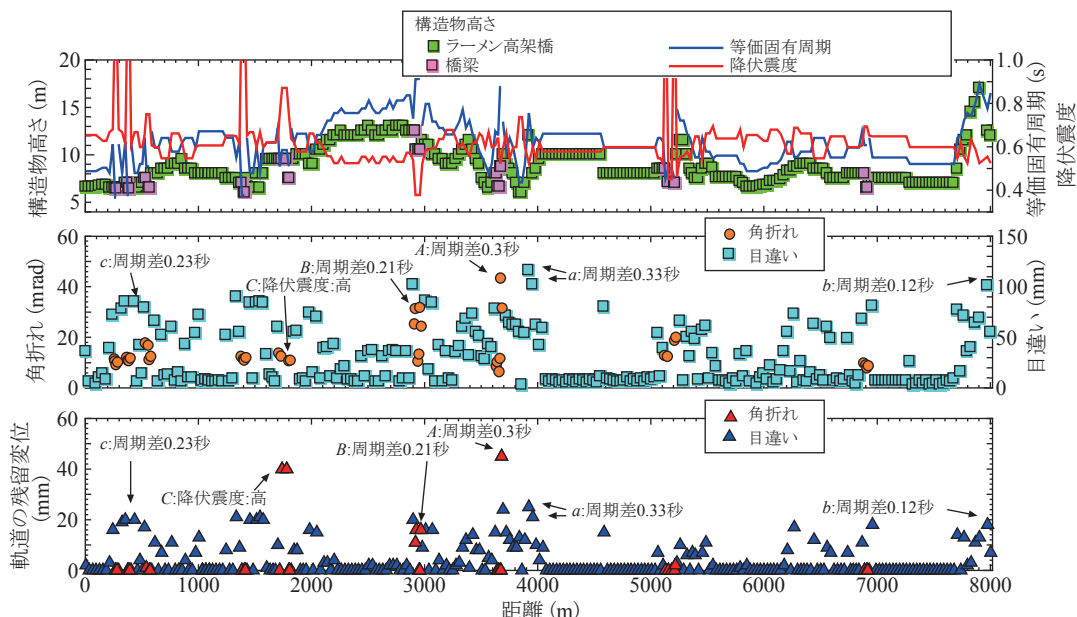


図10 構造物の諸元と応答値（海溝型L2スペクトルI地震動、振幅50%の場合）

場合は、構造物の最大応答加速度の増加に対して、角折れおよび目違いが線形的に増加すること、また、地震動の大きさが元波の50%から100%まで変化した場合、角折れと目違いが急激に増加すること等が分かる。これは、既設の有道床軌道区間の高架橋の諸元を参考にモデル線区の降伏震度を0.4～0.6に設定したためであり、構造物の降伏までは線形に、降伏後は応答加速度が伸びず、変位が増大してエネルギー吸収する基本的な耐震設計の概念をベースとした挙動を示している。これらの応答値を、残留変位を予測するノモグラムと比較することにより残留変位の生じやすい弱点箇所を分析することができる。例えば、海溝型L2スペクトルI地震動（振幅50%）の結果について着目すれば、角折れに関してはA、B、C地点が、目違いに関しては、a、b、c地点が残留変位の発生しやすい箇所と推定できる。

図10に、L2スペクトルI地震動、振幅50%の場合を例として、構造物の高さ、等価固有周期、不同変位と残留変位の関係を示す。同図には、図8(b)、図9(a)で示した6地点についても併せて示した。

角折れA、B地点は、架道橋に隣接するラーメン高架橋と調整桁式ラーメン高架橋間の調整桁の前後に位置し、構造物の等価固有周期が0.58秒から0.88秒、0.70秒から0.91秒にそれぞれ変化する地点である。このため構造物間の位相差により角折れが生じており、特にA、B地点のようにスパン6m、8mの短い調整桁部に角折れが集中して生じていることが分かる。

角折れC地点は、スパン20～40mの3径間の橋りょう区間で、スパン長が長いと角折れは10mrad程度と小さいが、降伏震度が0.9と高いためにパラスト軌道が受ける慣性力が大きく、これによって残留変位が大きくなると推定される。

目違いa、b地点は、張出式ラーメン高架橋において高架橋の高さが変化する箇所であり、当該高架橋の前後で構造物の等価固有周期が0.76秒から0.43秒、0.77秒から0.89秒にそれぞれ変化する。b地点は等価固有周期の変化は少ないが、構造物の高さが高く、発生する相対変位が大きいため、目違いが大きくなっている。

目違いc地点は、架道橋に隣接するラーメン高架橋で、

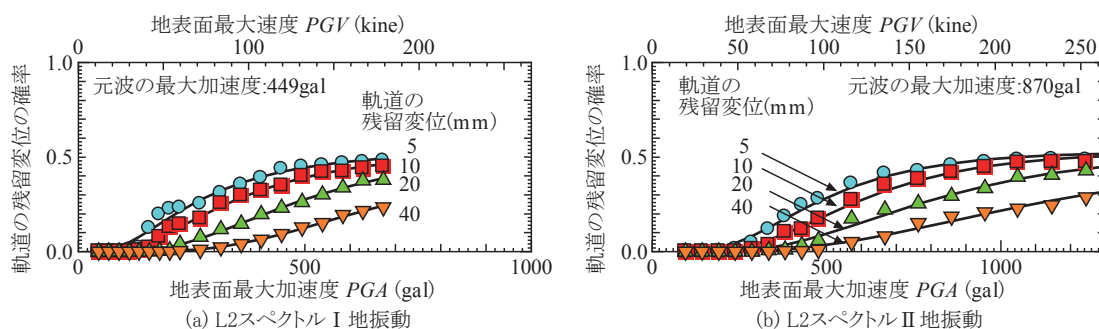


図 11 モデル線区における軌道の残留変位に関するフラジリティ曲線

端部の片側が調整桁式，もう一方の端部が張出式の構造となっている。前後の構造形式の違いから構造物の等価固有周期が 0.38 秒から 0.61 秒に変化し，目違いが発生している。ただし，図 7 で示したノモグラムは，推定法全体の精度から勘案すると，絶対評価ではなく，構造物の加速度と不同変位の複合要因を考慮した残留変位の相対的な発生しやすさを推定するに資するものとする。

図 11 にモデル線区における軌道の残留変位に関するフラジリティ曲線を示す。各プロットは，地表面最大加速度 (PGA) を線形に変化させて求められた軌道の残留変位の生じる構造物境界の箇所をカウントすることで残留変位発生確率を求めた。図中の上横軸には，地表面最大速度 (PGV) も併せて示した。

リスク評価における被害発生確率は，式 (3) に示すような対数正規累積分布関数を用いて表すことが多い。

$$P_{dr}(PGA) = \Phi \frac{\ln(PGA - \overline{PGA})}{\zeta} P_{th} \quad (3)$$

ここに， $P_{dr}(PGA)$ は被害発生確率， Φ は正規標準累積分布関数， \overline{PGA} は被害発生地表面入力加速度の平均値， ζ は対数正規分布標準偏差， P_{th} は軌道座屈発生確率の補正係数である。

これにより，有道床軌道線区全体の残留変位に関するフラジリティ曲線の基本特性を表すことができる。例えば，軌道の残留変位が 20mm の場合の L2 スペクトル II 地震動のフラジリティ曲線については， \overline{PGA} は，800gal， ζ は 0.5 となった。また， P_{th} は 0.53 となった。この 0.53 という数値は，構造物の降伏震度が低く不同変位の影響が大きくなった場合や，連続する構造物の振動特性が一樣で振動変位の影響が大きくなった場合においても，47% の構造物境界部で残留変位が生じないことを示している。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 最終道床横抵抗力，地震動の大きさ等をパラメータとした構造物上のバラスト軌道の動的解析を実施し，構造物天端の最大応答加速度と，角折れ，目違

いから地震後の軌道の残留変位を推定するノモグラムを作成した。

- (2) 作成したノモグラムと延長 8km のモデル線区を対象とした数値解析結果を基に，大きな残留変位が発生する危険箇所の構造特性を明らかにした。
- (3) 上記モデル線区を対象として，地表面最大加速度，地表面最大速度を指標とした，バラスト軌道の残留変位に関するフラジリティ曲線の基本特性を明らかにした。また，フラジリティ曲線に対数正規累積分布関数を用いて表した。

以上の検討は，あくまでも本検討の解析条件に固有のものであり，フラジリティ曲線は，軌道構造，構造物の種類および配置，地盤特性，地震動の種類に大きく依存するものである。しかしながら，本研究の結果得られた，相対的な関係等については，評価の目安の一つと成り得ると考える。今後は，レール軸力や軌道変位等の初期条件，橋軸方向の振動の影響，列車の上載，軌道や構造物の対策工の影響等について更に深度化を図る予定である。

文献

- 1) 浅沼潔，富田耕司，曾我部正道：弾塑性有限変位解析によるバラスト軌道の座屈温度特性値に関する検討，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.68, No.1, 78-91, 2012
- 2) 田辺忠頭 編著：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム，pp.260-264，技報堂出版，2004
- 3) 浅沼潔，関根悦夫，片岡宏夫，曾我部正道，渡辺勉，後藤恵一：バラスト軌道の地震時変形挙動に関する解析的検討，鉄道力学論文集，No.14, pp.21-28, 2010
- 4) 中村貴久，関根悦夫，白江雄介：大型振動台試験によるバラスト軌道の耐震性能評価，鉄道総研報告，Vol.24, No.12, pp.23-28, 2010
- 5) 佐藤吉彦，三浦重，高井秀之，永沢孝哉：高架橋の水平目違いおよび水平角折れに対する軌道の変形特性試験，鉄道技術研究所速報，No.A-85-61,1985
- 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