

# 論文 地震時振動変位を指標とした鉄道構造物の揺れやすさ評価法に関する一考察

小林 薫<sup>\*1</sup>・平林 雅也<sup>\*2</sup>・伊藤 隼人<sup>\*3</sup>

**要旨:** 地震時振動変位は、高架橋上の地震時列車走行性の照査にもちいられている指標である。本検討では、地震時振動変位の設計限界値となるとき地震波形の最大振幅値を鉄道構造物の応答寄与度 (Dra) と定義し、高架橋上の走行列車への影響度を簡易に表現することで鉄道構造物の揺れやすさを評価する手法の検討を行った。鉄道耐震標準で規定されている設計用 L2 地震の 16 地震波形を用いて検討を行い、鉄道構造物 (RC ラーメン高架橋) の等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) と応答寄与度 (Dra) の関係を整理した。その結果、L2 地震のスペクトル I 地震波の方が揺れやすい結果となった。

**キーワード:** 振動変位、地震時列車走行性、RC ラーメン高架橋

## 1. はじめに

構造物の揺れやすさは、固有振動数や減衰特性に代表される振動特性を評価することで概ね把握することができる。これは、固有振動数から、構造物の最も揺れやすい振動数 (周期) が特定できるからである。このように構造物の振動特性から揺れやすさを評価するような例は、構造物本体の揺れ方に着目する場合に有効である。例えば、交通インフラに関しては、構造物上を車両が走行したり、走行車両への電力供給設備など、重要な設備も設置されている。このような場合の構造物の揺れやすさは、構造物上の走行車両や付帯設備の振動特性を通して、本体構造物の揺れやすさを評価することが必要であると考えられる。

鉄道構造物では、高架橋上を列車が走行する。地震時の列車走行性に関しては、2006 年に制定された鉄道構造物等設計標準・変位制限<sup>1)</sup> (以下、「変位制限標準」という) に L1 地震動を対象に照査法が規定されている。地震時列車走行性の照査概要を図-1 に示す。本照査手法では、L1 地震動作用時の軌道位置における構造物の絶対加速度応答波から振動変位 (SI 値 (スペクトル強度): 相対速度応答スペクトルの 0.1~2.5 秒の積分値) を求め、求められた振動変位が設計限界値内であることを確認する。振動変位の設計限界値<sup>1) 2)</sup> は、鉄道車両を対象とした車両の運動シミュレーションに基づき、車両脱線、構造物の目違い、角折れなどを考慮して定められている。

高架橋の地震時列車走行性を対象に鉄道構造物の揺れやすさを考えると、鉄道構造物の地震時の応答が、小さい地震動の作用で大きく揺れる場合である。これは、地震時列車走行性の照査指標である地震時振動変位の設計限界値に、小さい地震動の作用で達する場合であると

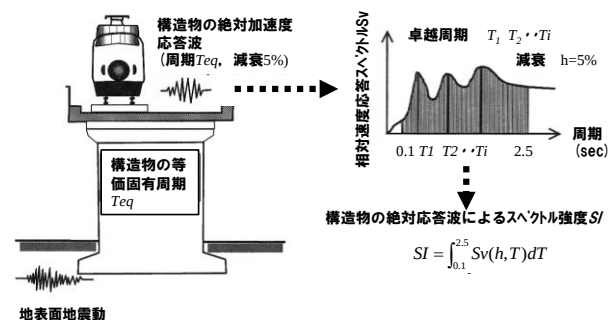


図-1 地震時列車走行性の照査方法の概要<sup>1)</sup>

考えられる。

本研究では、RC ラーメン高架橋を対象に変位制限標準に定められた地震時振動変位を指標とした鉄道構造物の揺れやすさ評価方法の検討を行ったものである。

## 2. 地震時振動変位 (SI 値) を指標とする鉄道構造物の揺れやすさ評価方法の検討方針

地震時において、揺れやすい構造物とは、小さい地震動で大きく揺れる場合であると考えられる。同様な視点で、地震時の列車走行性に着目した場合、揺れやすい鉄道構造物とは、列車走行性の照査指標である振動変位の設計限界値に、小さい地震動の作用で達する場合であると定義できる。

具体的な検討方法を以下に説明する。鉄道構造物を振動モデルに置換し、地震応答解析を行い、応答加速度から式(1)で定義されている振動変位 (SI 値) の計算を行う。計算された振動変位 (SI 値) が振動変位の設計限界値に

<sup>\*1</sup> 東日本旅客鉄道 (株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 主幹研究員 博 (工) (正会員)

<sup>\*2</sup> 東日本旅客鉄道 (株) 東京工事事務所 工事管理室 主席 (正会員)

<sup>\*3</sup> 東日本旅客鉄道 (株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 研究員 (正会員)

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} Sv(h, T) dT \quad (1)$$

ここに、SI：振動変位（スペクトル強度）<sup>1) 2)</sup>

$Sv(T, h)$ ：相対速度応答スペクトル

達するまで、作用地震波形の振幅調整と計算を繰り返し行う。振動変位の設計限界値に達したときの作用地震波形の最大振幅値（ $\alpha g$ ）を当該構造物の地震時応答による列車走行性への構造物側からの応答寄与度（Dra）として定義する。

応答寄与度（Dra）は、構造物上における列車走行性について、構造物に最大加速度  $\alpha g$  の地震動が作用したとき、地震時振動変位の設計限界値に達することを意味し、構造物それぞれの応答寄与度（Dra）を比較することで、揺れやすい構造物の評価が可能となる。以上の検討内容から、具体的な計算フローの検討を行った。図-2 に、計算フローを示す。

鉄道構造物の応答寄与度（Dra）を求めるには、構造物を1質点系の振動モデルに置換し、任意の地震波形を作用させ、地震応答解析を実施する。質点の絶対加速度応答波から式(1)で定義される振動変位（SI 値）を計算し、振動変位の設計限界値（図-3）に一致するまで、作用地震波形の振幅を拡大、あるいは縮小させて計算を行う。地震時振動変位の設計限界値に一致したときの作用地震波形の最大振幅値  $\alpha g$  を応答寄与度（Dra）とする。このような計算を振動モデルの等価固有周期（Teq）や地震波形を様々に変えて計算を行うことで、応答寄与度（Dra）のスペクトル、あるいは算定式の作成が可能となる。鉄道構造物の応答寄与度（Dra）は、検討対象鉄道構造物の等価固有周期（Teq）から算定可能となる。

### 3. 検討概要

#### 3.1 検討対象鉄道構造物

検討対象構造物は、鉄道で多く用いられている RC ラーメン高架橋とした。これは、耐震設計における設計振動単位<sup>3)</sup>として、1質点系の振動モデルに置換可能な構造物として選定した。

#### 3.2 解析モデルの概要

表-1 に、1質点系振動モデルの基本諸元を示す。質量 M は、100000kg(100t)に固定し、固有周期の変化は、用いた骨格曲線の弾性時のバネ定数を変化させた。解析での弾性固有周期は、概ね 0.1～1.31 秒間で変化させた。このときの等価固有周期（Teq）は 0.15～2.01 秒であった。

##### a)非線形バネ特性

非線形バネ特性は、構造全体系を適切に表現する必要

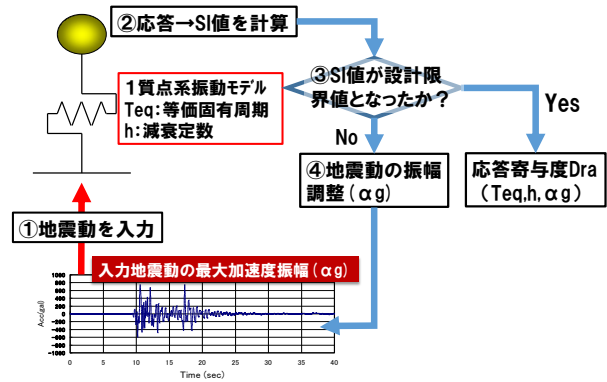


図-2 応答寄与度（Dra）の計算フロー

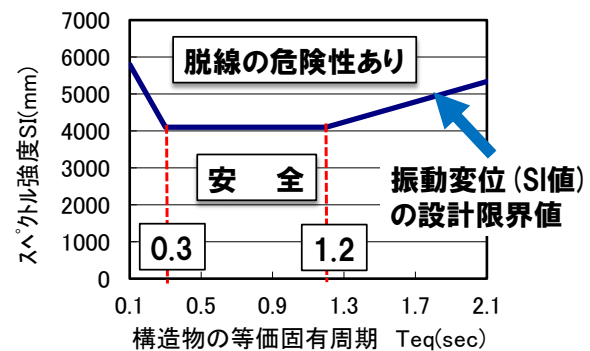


図-3 地震時振動変位の設計限界値<sup>1)</sup>

表-1 検討に用いた1質点系モデルの諸元

|          |                          |            |
|----------|--------------------------|------------|
| 質量M (kg) | 100000 (100t)            |            |
| 非線形バネ特性  | テトラリニア型の骨格曲線             |            |
|          | 履歴特性: Clough型            |            |
|          | 初期剛性: $K_0$              | C点震度: 0.10 |
|          | 二次剛性: $0.34 \times K_0$  | Y点震度: 0.40 |
|          | 三次剛性: $0.069 \times K_0$ | M点震度: 0.56 |
| 減衰定数(%)  | 四次剛性: $-0.01 \times K_0$ | N点震度: 0.40 |
|          | 3.0                      |            |

がある。

構造全体系の非線形バネ特性については、地盤と RC ラーメン高架橋を比較的大規模な構造全体系の FEM 解析モデルを構築し、その静的交番載荷解析から検討が行われた著者らの既往の研究<sup>3)</sup>を基本に定めた。図-4 に、テトラリニア型の骨格曲線を用いた既往の研究<sup>3)</sup>における非線形バネ特性の検討結果を示す。履歴特性に関しては、鉄道 RC 構造物の設計で標準的に用いられる Clough 型を用いた。

##### b)減衰特性<sup>3)</sup>

減衰特性については、RC ラーメン高架橋の非線形バネ特性の検討と同様の構造全体系の FEM 解析モデルによる地震応答解析結果と減衰定数を変化させてフィッテング

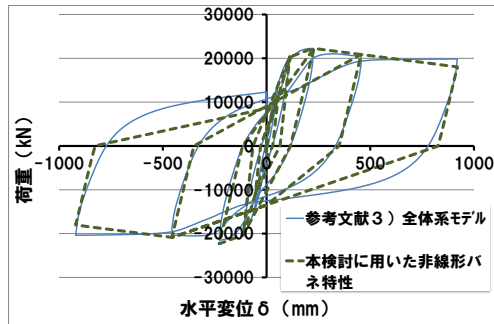


図-4 構造全体系の非線形バネ特性の検討結果<sup>3)</sup>

表-2 検討に用いた地震波の地盤種別<sup>4)</sup>

| 地盤種別 | 固有周期(sec) | 地盤条件     |
|------|-----------|----------|
| G0   | —         | 岩盤       |
| G1   | —         | 基盤       |
| G2   | ～0.25     | 洪積層      |
| G3   | 0.25～0.5  | 普通地盤     |
| G4   | 0.5～0.75  | 普通～軟弱地盤  |
| G5   | 0.75～1.0  | 軟弱地盤     |
| G6   | 1.0～1.5   | 軟弱地盤     |
| G7   | 1.5～      | 極めて軟弱な地盤 |

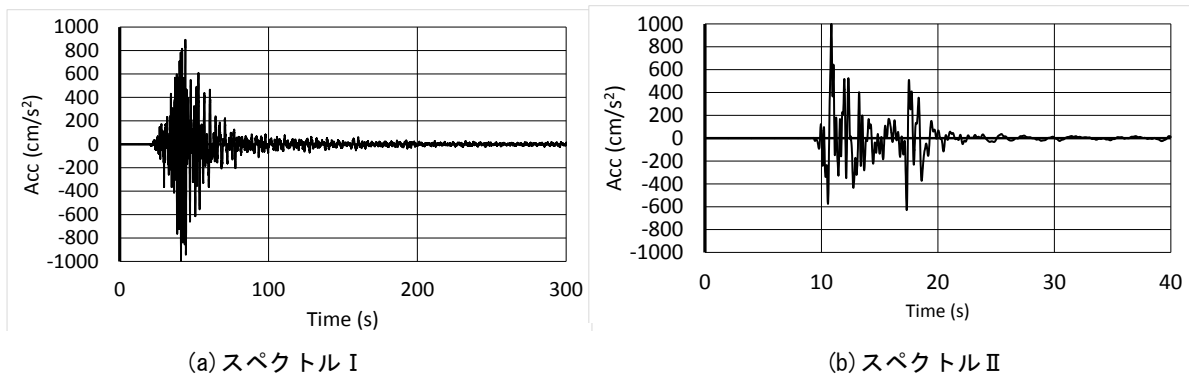


図-5 検討に用いた地震波の例 (G3 地盤波)

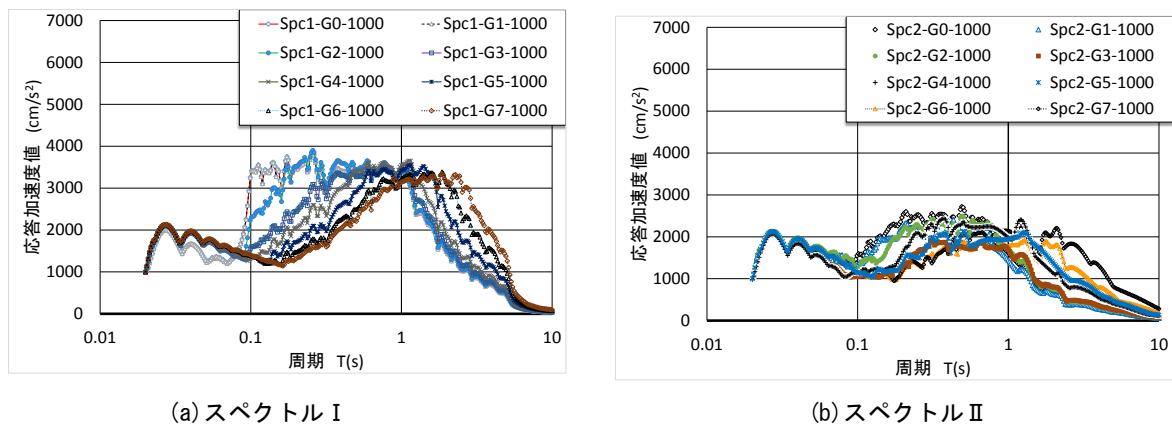


図-6 検討用地震波の絶対加速度応答スペクトル

した1質点系モデルでの検討結果から減衰定数を3%とした。ここで定めた減衰定数は、逸散減衰なども含めた構造全体系の減衰定数として定めた。

#### c) 等価固有周期 (T<sub>eq</sub>) の算定

本検討で指標としている地震時振動変位の設計限界値は、構造物の等価固有周期 (T<sub>eq</sub>) の関数として示されている。このため、検討に用いた解析モデルの振動特性を等価固有周期 (T<sub>eq</sub>) で表現する必要がある。検討に用いた1質点系モデルの等価固有周期 (T<sub>eq</sub>) は、骨格曲線における降伏点 (Y 点) と原点を結ぶ割線剛性から算定した。

### 3.3 検討に用いた地震波

本検討に用いた地震波は、参考文献 4) に示されている L2 地震動の地盤種別毎の地震波形の最大振幅値を 1000cm/s<sup>2</sup> (1000gal) に調整した波形を用いた。参考文献 4) の地表面の地震波形は、L2 地震動においてスペクトル I とスペクトル II に区分され、地盤種別として G0～G7 までの8種類があり、全16地震波形が示されている。表-2に、参考文献 4) に定義されている地盤種別と各地盤の固有周期を示す。なお、スペクトル I は、マグニチュード8クラスの海洋型地震による地震動、スペクトル II は内陸型地震を対象としている。本検討に用いた地震波形の例として、スペクトル I、スペクトル II の G3 地盤 (普通地盤) での地震波形を図-5a) (b) に示す。図

－6 (a) (b)に、最大振幅値を  $1000\text{cm/s}^2$  ( $1000\text{gal}$ ) とした地震波形の絶対加速度応答スペクトルを示す。本検討に用いた G0～G7 地盤での地震波形は、最大応答値の周期（振動数）範囲を比較的広範囲にカバーしており、検討結果を俯瞰的に考察するのに適していると考えられることから適用した。

#### 4. 検討結果

##### 4.1 等価固有周期（ $T_{eq}$ ）と構造物の応答寄与度（ $D_{ra}$ ）との関係

図－7 (a) (b)は、図－2 の計算フローに基づき計算した結果より等価固有周期( $T_{eq}$ )と構造物の応答寄与度( $D_{ra}$ )との関係を示したものである。スペクトル I 地震波の計算結果を図－7 (a)に示す。等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) が 0.1～2.0 秒の範囲において、応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) は右肩下がりとなる傾向を示した。最小値を示したのは G7 地盤波で、等価固有周期( $T_{eq}$ ) 2.0 秒付近で応答寄与度( $D_{ra}$ ) は  $100\text{cm/s}^2$  ( $100\text{gal}$ ) 程度であった。G0～G7 地盤波での計算結果は、比較的ばらつきは小さく、等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) が 0.1～2.0 秒の範囲で最大値と最小値の差は 50～100  $\text{cm/s}^2$  (50～100gal) であった。最小値を示した G7 地盤波での応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) を 2 次関数で近似式を示すと式(2)となった。

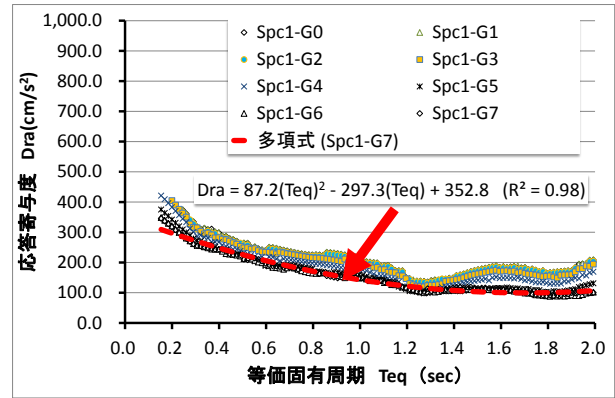
$$D_{ra} = 87.2(T_{eq})^2 - 297.3(T_{eq}) + 352.8 \quad (R^2 = 0.98) \quad (2)$$

$$D_{ra} = 127.4(T_{eq})^2 - 436.6(T_{eq}) + 535.1 \quad (R^2 = 0.97) \quad (3)$$

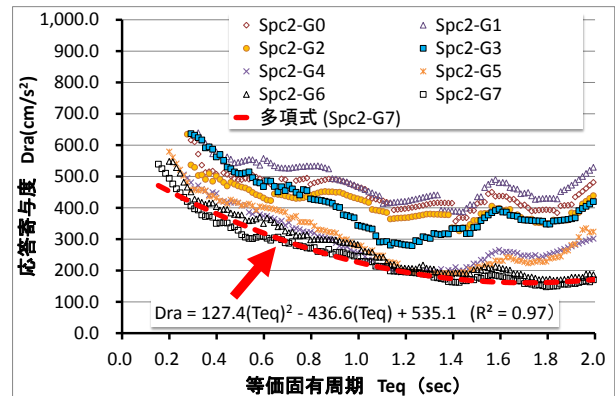
ここに、 $D_{ra}$  :  $h=3\%$ 時の応答寄与度( $\text{cm/s}^2$ )  
 $T_{eq}$  : 等価固有周期(s)

##### 4.2 等価固有周期（ $T_{eq}$ ）と相対速度応答の最大値との関係

列車走行性の照査指標である地震時振動変位（SI 値）は、構造物の絶対加速度応答波から求められる相対速度

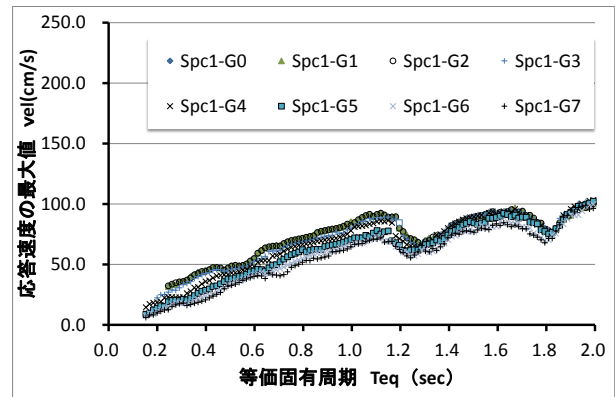


(a) スペクトル I

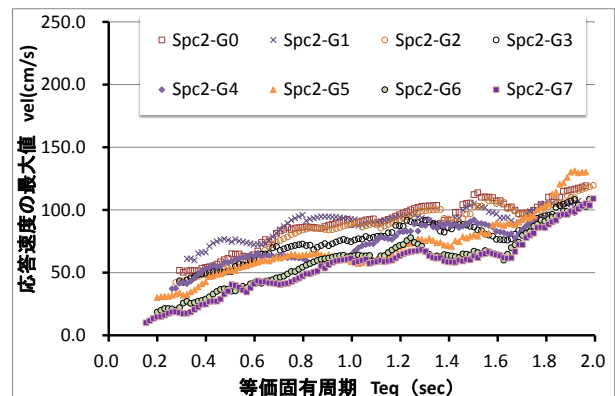


(b) スペクトル II

図－7 応答寄与度（ $D_{ra}$ ）の計算結果



(a) スペクトル I



(b) スペクトル II

図－8 応答寄与度( $D_{ra}$ )時の相対速度応答の最大値

スペクトルの 0.1～2.5 秒間の積分値として定義されている。地震時列車走行性の照査手法は、走行列車へ入力される構造物側からの運動エネルギーに着目して構築されている。運動エネルギーは、速度応答と関係することから、地震時振動変位の設計限界値となるときに相対速度応答の最大値に着目した。等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) と相対速度応答の最大値との関係を図-8(a) (b) に示す。なお、相対速度応答の最大値は、正負の絶対値とした。

図-8(a)は、スペクトル I の G0～G7 地震波形での相対速度応答の最大値の計算結果を等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) の関係として示したものである。等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) が概ね 1.1 秒程度で相対速度応答の最大値が 100cm/s (100kine) となった。等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) が 1.2 秒付近と 1.8 秒付近で、相対速度応答の最大値が若干低下する区間が認められた。

図-8(b)は、スペクトル I と同様にスペクトル II の G0～G7 地震波形での相対速度応答の最大値の計算結果を示したものである。

計算結果は、等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) 2.0 秒まで、概ね線形的に増加する傾向を示しているが、地震波によるばらつきがスペクトル I 地震波形の計算結果 (図-8(a)) より大きい。等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) 0.1～2.0 秒までの最小値と最大値の差が 30～50cm/s (30～50kine) 程度となっていた。最小値を示した地震波は、G7 地盤波であった。最大値に関しては、等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) が 1.0 秒付近までが G1 地盤波、1.0～1.8 秒付近までが G0 地盤波、2.0 秒近傍は G5 地盤波で、最大値は 130cm/s (130kine) であった。

#### 4.3 減衰定数と応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) との関係

本検討では、減衰定数 3%を基本としている。これは比較的大規模な RC ラーメン高架橋の全体系解析モデルの解析結果と等価となるように定めたものである。RC ラーメン高架橋は、地震作用により、柱部材が降伏し、部材の履歴減衰が卓越する。このため、部材の履歴減衰以外の減衰、例えば地盤の逸散減衰や摩擦減衰などが励起しづらいものと考えられる。しかしながら、RC ラーメン高架橋の構造諸元に応じて、減衰特性も相違するものと思われる。ここでは、減衰定数 ( $h$ ) を 1.0～5.0%まで変化させ、応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) への影響を検討した。検討は、スペクトル I の G7 地盤波を対象にした。図-9 に、減衰定数を変化させた場合の等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) と応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) の関係を示す。

図-9 からは、等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) が 1.0 秒程度までは、減衰定数の違いによる応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) の差は小さい。等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) が、1.0 秒を超えると減衰定数の違いによる応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) の最大値と最小値の差が比較的顕著となった。減衰定数 ( $h$ ) が 1.0%と 5.0%で

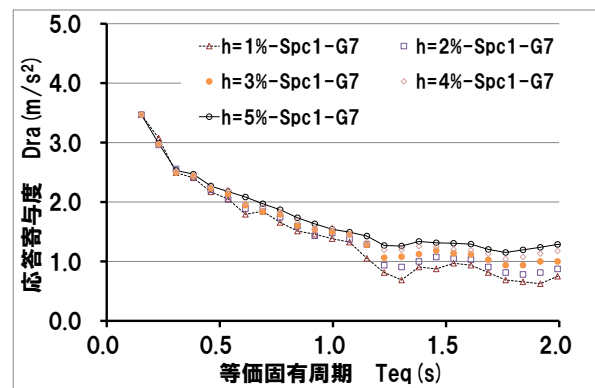


図-9 減衰定数の変化による応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) の算定結果 (スペクトル I G7 地盤波)

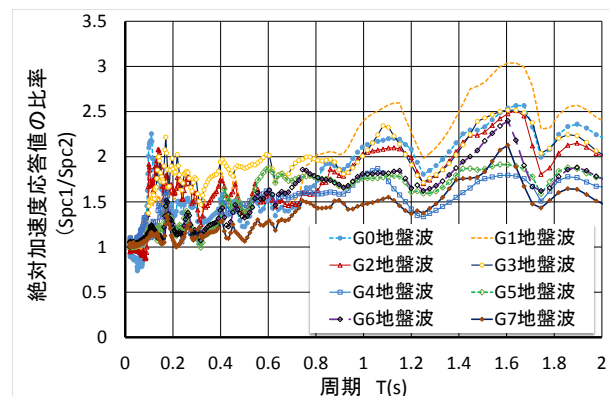


図-10 スペクトル I とスペクトル II 地震波形の絶対応答加速度の比率

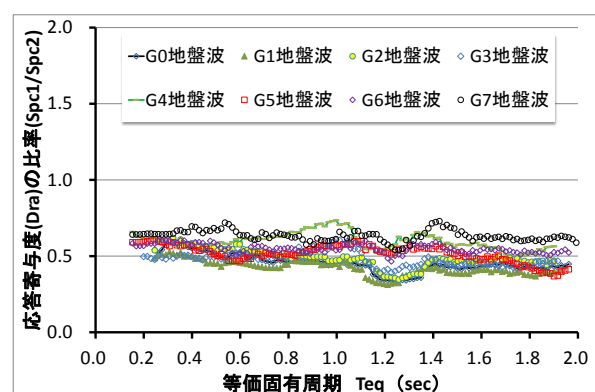


図-11 スペクトル I とスペクトル II 地震波での応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) の比率

は、概ね 50～55cm/s<sup>2</sup> (50～55gal) でった。

#### 5. 応答寄与度 ( $D_{ra}$ ) の算定結果における地震波の影響検討

本検討では、地震時振動変位を指標として RC ラーメン高架橋を対象に、揺れやすさ評価方法の検討を行ったも

のである。検討に用いた解析モデルは、単一の構成とした骨格曲線による1質点系振動モデルであることから、その応答性状は検討用地震波形の影響を大きく受けることになる。検討に用いた地震波は、参考文献4)に準拠しているL2地震動のスペクトルⅠとスペクトルⅡ、G0～G7地盤用の全16波形である。

本検討から、L2地震動スペクトルⅠの地震波形がスペクトルⅡの地震波形より、列車走行性を低下させる可能性があることがわかった。ここでは、検討に用いた地震波形の絶対加速度応答スペクトルに着目して、応答値の比較を行った。図-10に、スペクトルⅠ(Spc1)をスペクトルⅡ(Spc2)で除した絶対加速度応答スペクトルの比率を示す。極短周期領域でスペクトルⅡの絶対加速度応答値がスペクトルⅠよりも大きくなる箇所もあるが、0.2秒より長い周期帯ではスペクトルⅠの応答が大きくなる。周期0.2秒以上でのスペクトルⅠは、絶対加速度応答値でスペクトルⅡの概ね1.0～3.0倍大きい。検討地震波形の絶対加速度応答スペクトルの検討結果を踏まえ、応答寄与度(Dra)の計算結果についてもスペクトルⅠ(Spc1)とスペクトルⅡ(Spc2)の比率を求めた。図-11に、等価固有周期(Teq)とスペクトルⅠをスペクトルⅡで除した応答寄与度(Dra)の比率を示す。スペクトルⅠ地震波から計算された応答寄与度(Dra)の値は、スペクトルⅡ地震波の0.35～0.7程度であった。

## 6. 応答寄与度(Dra)を用いた鉄道構造物の揺れやすさ評価法の提案

本検討における応答寄与度(Dra)は、等価固有周期がTeqのRCラーメン高架橋における地震時振動変位の設計限界値になるときの入力地震波の最大加速度値( $\alpha_g$ )として定義した。地盤種別に応じた数多くの地震波形における計算を行うことで、より適用範囲の広い応答寄与度(Dra)の算定式を示すことが可能になると思われる。

地震時の列車走行性に関して、振動変位を指標として鉄道構造物の揺れやすさを評価する場合、検討対象鉄道構造物の等価固有周期(Teq)から応答寄与度(Dra)を求めることができる。それぞれの鉄道構造物で応答寄与度(Dra)を求め、相対比較することで、揺れやすい構造物を特定することができる。また、あらかじめ沿線の鉄道構造物の応答寄与度(Dra)の算定を行っておくことで、算定された応答寄与度(Dra)から任意のクラスで整理することで、列車走行性に対して同じ性能を有する構造物群を把握することも可能と思われる。

## 7. まとめ

地震時振動変位を指標に、RCラーメン高架橋を対象に鉄道構造物の揺れやすさ評価法の検討を行った。本検討結果のまとめを以下に示す。

- (1) 地震時振動変位を指標に鉄道構造物の揺れやすさを応答寄与度(Dra)と定義し、L2地震の地表面の16地震波形を用いて検討を行った。その結果、スペクトルⅡ地震波よりスペクトルⅠ地震波の方が揺れやすい地震波形であることがわかった。
- (2) 計算を行った範囲において、応答寄与度(Dra)の最小値は、等価固有周期(Teq)2.0秒付近で100～200 cm/s<sup>2</sup>(100～200gal)程度であった。応答寄与度(Dra)の最大値と最小値の差は、スペクトルⅠで50～100 cm/s<sup>2</sup>(50～100gal)程度、スペクトルⅡで150～300 cm/s<sup>2</sup>(150～300gal)程度となり、スペクトルⅠ地震波の方がばらつきの少ない結果であった。
- (3) 相対速度応答の最大値は、等価固有周期(Teq)2.0秒付近で100～130 cm/s(100～130kine)程度であった。相対速度応答の最大値は、スペクトルⅡ地震波では等価固有周期(Teq)と概ね線形関係であった。スペクトルⅠ地震波では、等価固有周期(Teq)が1.0秒付近までは線形関係で、1.2秒付近と1.8秒付近に相対速度応答の最大値が若干低下する区間があった。

## 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(変位制限)，丸善，2006.2.
- 2) 羅休：スペクトル強度による地震時列車走行性の簡便照査法，鉄道総研報告，RTRI REPORT, vol.16, No.3, 2002.3
- 3) 平林雅也，伊東佑香，小林薫：地盤・構造物の連成を考慮した直接基礎RCラーメン高架橋の大規模3次元解析と1質点解析の地震応答に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，37-2, pp811-816, 2015.7
- 4) 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，1999.10.