

斜杭基礎高架橋における 地震慣性力の評価手法の提案

仲秋秀祐¹・本山絃希¹・室野剛隆²・西岡英俊²
・森野達也³・陶山雄介³・青木一二三⁴

¹正会員 工修 公益財団法人鉄道総合技術研究所（〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 工博 公益財団法人鉄道総合技術研究所（〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構（〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1）

⁴正会員 株式会社レールウェイエンジニアリング（〒105-0012 東京都港区芝大門1-3-8）

1. はじめに

鉄道高架橋の耐震設計において、地震時の応答値の算定は、非対称の構造物や超軟弱地盤などの特殊な条件の場合を除き、静的解析法によるのが一般的である。具体的には、所要降伏震度スペクトルを用いた非線形応答スペクトル法により評価した慣性力の影響と、地盤応答解析等により算定された地盤変位の影響を適切に組合せ、静的地震作用として構造解析モデルに与えることで解析（応答変位法）を行う¹⁾。

斜杭基礎高架橋においても、非線形応答スペクトル法および応答変位法の適用性は、確認されている。ただし、このうち、非線形応答スペクトル法を適用するためには、斜杭基礎高架橋に特有の挙動である逆ロッキング動の影響を考慮する必要があることが分かっている²⁾³⁾。ここで言う逆ロッキング動とは、水平方向の振動に対して、逆向きに発生する回転振動のことであり、斜杭基礎高架橋においては、この影響により、構造物の応答が低減される。

非線形応答スペクトル法を用いて斜杭基礎高架橋における慣性力の影響を評価するには、逆ロッキング動による応答の低減効果を加味した所要降伏震度スペクトルを設定する必要があると考えられる。しかし、一概に斜杭基礎と言っても、杭に与えた射角の違いや、周辺地盤の応答特性の違いにより、発生する逆ロッキング動が異なることが想定され、様々なケースを考慮した所要降伏震度スペクトルの作成は困難であることが考えられる。そこで、本研究では、現在一般的に用いられている直杭基礎を想定し、

作成した所要降伏震度スペクトルを基本に、構造物ごとにこれを補正して使用する方法を検討した。具体的には、各斜杭基礎高架橋において、考慮すべき逆ロッキング動の影響を簡易に評価する手法と、逆ロッキング動の影響を所要降伏震度スペクトルに反映する方法について提案する。

2. 検討対象構造物

本検討では基本構造物として鉄道構造物の耐震設計におけるG4地盤（普通～軟弱地盤）¹⁾において実際に設計されたRCラーメン高架橋（直杭形式）を用いており、基本構造物の杭に対して線路直角方向（橋軸直角方向）に5度の射角を与えることで斜杭基礎高架橋を作成している。作成した斜杭基礎高架橋の概形を図1に示す。本検討においては、直杭基礎高架橋との比較により議論を行うため、直杭基礎高架橋も検討対象構造物としている。

また、地盤条件の違いについても検討するため、上記G4地盤に加えて、各層のN値を変更することにより、G3地盤（普通地盤）相当の地盤を作成した。図2に土質柱状図および両地盤のN値の深度方向分布を示す。

本検討では、構造物と地盤の相互作用の影響を考慮できる解析モデルを作成する必要がある。ここでは、鉄道構造物の設計標準で示された質点系の一体型モデルを作成した（図3）。自由地盤系と構造物系を地盤ばねを介して一体とすることにより、地盤と構造物の相互作用が自動的に考慮できる解析モデルとなっている。

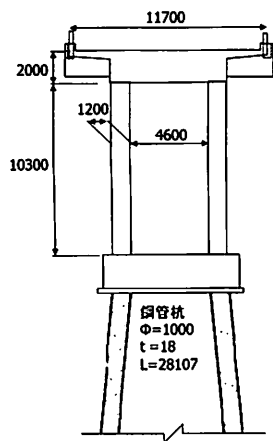


図1 斜杭基礎高架橋

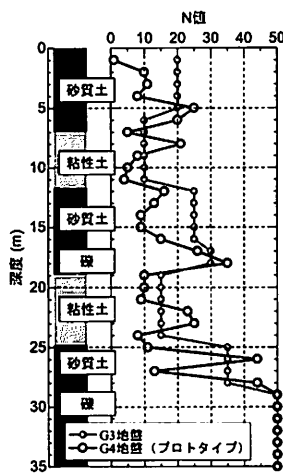
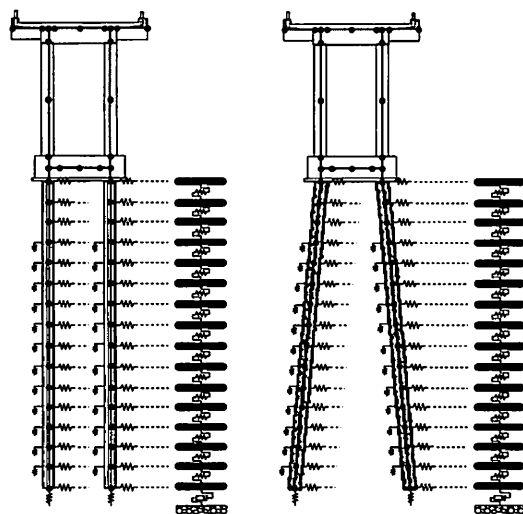


図2 土質柱状図
(G3・G4 地盤)



(a) 直杭形式 (b) 斜杭形式
図3 動的解析モデルの概要

3. 斜杭基礎高架橋における応答低減メカニズムの整理

高架橋は一般的にトップヘヴィな構造であるため、1次の振動モードが卓越する特徴があり、地震時の応答を1自由度系の応答で表現することができる。斜杭基礎高架橋においても、構造物の詳細な応答が1自由度系の応答で表現可能であることが示されているが、地盤と斜杭基礎の相互作用によって発生する逆ロッキング動の影響は、適切に考慮する必要があることが分かっている。著者らは、非線形応答スペクトル法の適用性の検討などを通じて、構造物に入力される回転振動の影響を考慮した運動方程式を立式することにより、逆ロッキング動の影響を考慮可能とした。式(1)に通常の1自由度系の運動方程式を、式(2)に回転振動の影響を考慮した運動方程式を示す。なお、式(2)の導出においては、回転振動の影響を考慮した場合の振動を図4のようにモデル化している。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{u}_{eff}^d \quad (1)$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m(\ddot{u}_{eff}^d - L\ddot{\theta}_{eff}^d) \quad (2)$$

ここで、 m 、 c 、 k はそれぞれ質量、粘性、剛性を表し、 x は1自由度系の応答、 L は構造物高さである。また、 $\ddot{u}_{eff}^d$ および $\ddot{\theta}_{eff}^d$ はそれぞれ構造物に対する有効入力動の水平成分と回転成分であり、座標系は図4に示した通りである。有効入力動は構造物に実際に入射される地震動と定義され、図3に示す解析モデルにおいて、上部構造物の荷重を取り除き、地盤変位の影響のみを考慮した動的解析を行った時

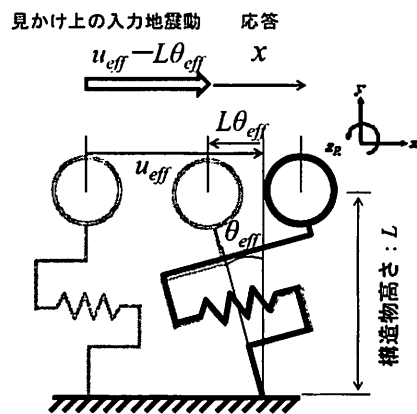


図4 回転成分の影響を考慮した
1自由度系振動モデル

の基礎頂部（この場合は地中梁の位置）での地震応答として算定される。

ここで、式(2)を次のように変形する。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m(\alpha^d \cdot \ddot{u}_{eff}^d) \quad (3)$$

ただし、

$$\alpha^d = 1 - L \frac{\ddot{\theta}_{eff}^d}{\ddot{u}_{eff}^d} \quad (4)$$

ここでは、 α^d を動的なロッキング補正係数と呼称する。式(3)から分かるように、回転振動を考慮した運動方程式は、有効入力動の水平成分を α^d だけ低減した入力に対する運動方程式となっている。これが斜杭基礎高架橋において、応答が低減されるメカニズムである。なお、式(4)から分かるように、 α^d は時間の関数として与えられる値であり、このことは、地震動の低減の割合は本来、時々刻々変化

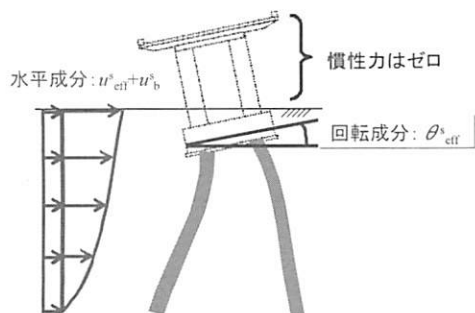
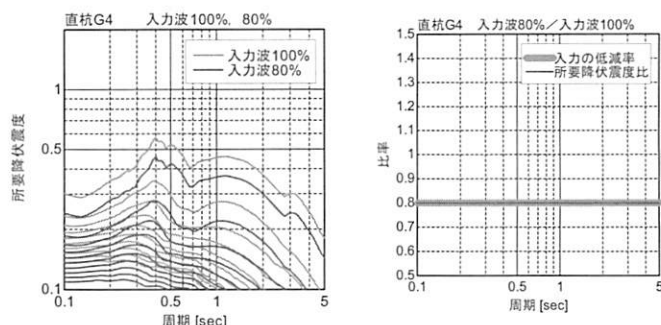


図5 静的なロッキング補正係数算定モデル



(a) 所要降伏震度スペクトル (b) スペクトル比
図6 入力波の補正による所要降伏震度スペクトルの変化

していることを意味する。

4. 所要降伏震度スペクトルの補正手法

(1) 動的なロッキング補正係数の評価手法の提案

動的なロッキング補正係数 α^d の簡易な評価方法について検討する。式(4)より、有効入力動の水平成分と回転成分の比 $\ddot{\theta}_{eff}^d / \ddot{u}_{eff}^d$ を簡易に評価する手法があれば、動的なロッキング補正係数を評価可能であることが分かる。

これを評価するために図5に示す、慣性力の影響を除いた応答変位法による解析モデルを考え、次式で有効入力動の水平成分と回転成分の比を近似することを提案する。

$$\frac{\ddot{\theta}_{eff}^d}{\ddot{u}_{eff}^d} \approx \frac{\theta_{eff}^s}{u_{eff}^s + u_b^s} \quad (5)$$

ここで、 u_{eff}^s および θ_{eff}^s は応答変位法を行った際の基礎の位置での静的な水平変位・回転変位である。 u_b^s は基礎位置における変位波形の最大値であり、有効入力動が絶対加速度で得られていることと整合を取るため考慮している。前章で述べたが、式(5)の左辺は時間の関数になっており、右辺はそれを定数で近似したものとなっている。以上を踏まえて、動的なロッキング補正係数 α^d を静的なロッキング補正係数 α^s で近似する手法を提案する。具体的な近似式は次式で表される。

$$\alpha^d \approx \alpha^s = 1 - L \frac{\theta_{eff}^s}{u_{eff}^s + u_b^s} \quad (6)$$

以下では、この静的なロッキング補正係数 α^s を、 α^d の代わりに用いることで式(3)を補正し、所要降伏震度スペクトルを算定することについて、その適

用性を検討する。

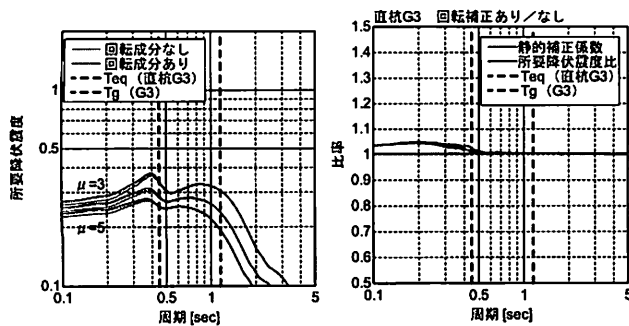
(2) 所要降伏震度スペクトルの特徴の整理

静的なロッキング補正係数 α^s の適用性を検討する前に、入力地震動を一律低減した場合の所要降伏震度スペクトルの変化について整理する。例として、図3でモデル化したG4地盤の直杭基礎における有効入力動に対して作成した所要降伏震度スペクトルとこれを8割に低減して作成した所要降伏震度スペクトルの比較を行う。図6(a)は低減前の所要降伏震度スペクトルと低減後の所要降伏震度スペクトルを直接比較したものである。これにより、入力動を低減させると、一律、所要降伏震度スペクトルも低減することが分かる。また、図6(b)は低減前の所要降伏震度スペクトルに対する低減後の所要降伏震度スペクトルの比を取ったものである。これにより、所要降伏震度スペクトルの低減率は入力動に考慮した低減率と等しいことが分かる。つまり、静的なロッキング補正係数 α^s を用いて入力動を補正すると、得られる所要降伏震度スペクトルは α^s 倍になることが分かった。

(3) 静的なロッキング補正係数の適用性の検証

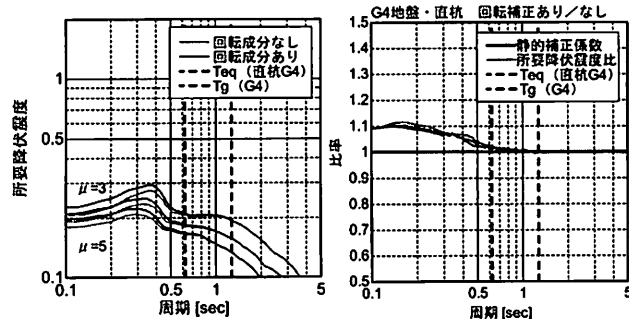
有効入力動を詳細な動的解析により計算し、有効入力動の回転成分を考慮しない場合の所要降伏震度スペクトルと有効入力動の回転成分を考慮した場合の所要降伏震度スペクトルの比を算定し、その結果が静的なロッキング補正係数 α^s に一致するかどうかを検討することで、静的なロッキング補正係数 α^s の適用性を検討する。

鉄道の設計で用いられるL2スペクトルⅡを用いて、G3地盤・G4地盤の直杭形式および斜杭形式に対し



(a) 所要降伏震度スペクトル (b) スペクトル比

図7 G3地盤・直杭 所要降伏震度スペクトルの変化



(a) 所要降伏震度スペクトル (b) スペクトル比

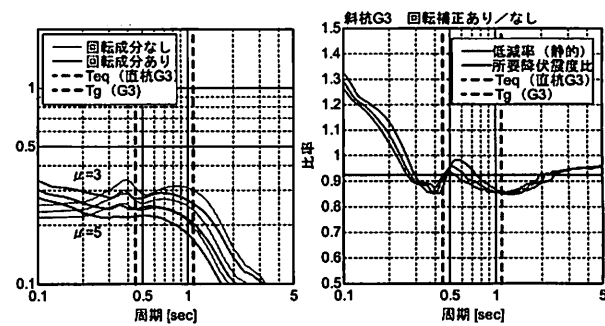
図9 G4地盤・直杭 所要降伏震度スペクトルの変化

て、それぞれ詳細な所要降伏震度スペクトルを算定し、有効入力動の回転成分を考慮しない場合と考慮した場合について比を計算した。スペクトルの比を図示したグラフにおいては、静的なロッキング補正係数 α_s も重ねてプロットした。結果として示すのは塑性率3～5の結果を抜粋したものであり、結果を図7～図10に示す。

まずは、短周期側の所要降伏震度スペクトルに注目すると、直杭・斜杭に関わらず、スペクトルが回転成分を考慮することで大きくなっていることが分かる。これは、地盤の1次周期より短周期の領域であることから、高次モードの影響で発生する回転振動であることが考えられる。所要降伏震度スペクトルの算定においては、高次モードの影響を無視しており、現状の所要降伏震度スペクトルでも無視しているため、今回、短周期側のスペクトルの増加については無視しても良いと考えられる。

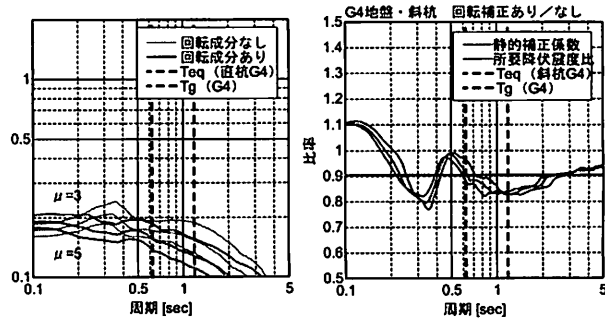
次に斜杭の所要降伏震度スペクトルの変化について注目すると、短周期側以外にも一部で静的補正係数の値を上回る部分が見られるが、概ね、静的補正係数程度またはそれ以上に所要降伏震度スペクトルが低減されることが分かる。

以上により、逆ロッキング動による所要降伏震度スペクトルの低減率は、静的なロッキング補正係数



(a) 所要降伏震度スペクトル (b) スペクトル比

図8 G3地盤・斜杭 所要降伏震度スペクトルの変化



(a) 所要降伏震度スペクトル (b) スペクトル比

図10 G4地盤・斜杭 所要降伏震度スペクトルの変化

α_s と整合する結果であることが分かった。

5. おわりに

本検討では、斜杭基礎高架橋における所要降伏震度スペクトルの補正方法について検討を行った。結果として、直杭基礎に対する斜杭基礎の所要降伏震度スペクトルの低減率は、慣性力の影響を除いた応答変位法により得られる静的なロッキング補正係数 α_s と調和的な結果であることが分かった。ただし、周期帯によっては、低減率を過大に評価している部分が見られるため、適用範囲の検討は別途必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012.9
- 2) 本山紘希，室野剛隆，仲秋秀祐，西岡英俊，米澤豊司，森野達也，青木一二三：斜杭基礎を有する構造物での有効入力，第67回土木学会年次学術講演会講演概要集，2012.
- 3) 本山紘希，仲秋秀祐，室野剛隆，西岡英俊，森野達也，陶山雄介，青木一二三：斜杭基礎高架橋の地震応答算定における静的解析法の適用性，第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2013.7.（投稿中）