

旅客上家の影響を考慮した鉄道高架橋への地震力の設定手法

三木 広志* 石川 大輔* 清水 克将*

Study on Method for Setting Seismic Force on Railway Viaduct Considering Influence of Shed

Hiroshi MIKI Daisuke ISHIKAWA Katsuyuki SHIMIZU

In elevated stations, it is general that shed and viaduct are integrated structures. However, it is considered that in many cases, the shed and the viaduct are designed separately because of different execution periods of design and construction. Therefore, it is necessary to take into account the influence of the interaction between the shed and the viaduct in the calculation of the seismic forces used in the design of the shed and the viaduct, respectively. Specifically, it is necessary to consider the resonance (response amplification) with the viaduct for the seismic force to the shed. On the other hand, the seismic force on the viaduct is considered to be added by the shed as it interacts with the shed, but the actual situation has not been clarified. Therefore, in this paper, the seismic force on the viaduct integrated with the shed is analyzed and a practical setting method is proposed.

キーワード：高架橋，上家，質量比，固有周期比，層せん断力係数，応答評価法

1. はじめに

旅客上家（以下「上家」と）高架橋が一体となった構造物（図1。以下「一体構造物」）は、鉄道全体の施工手順の関係から上家と高架橋で設計や施工の実施時期が大きく異なることや、設計担当部門が異なることがあり、実務上、上家と高架橋で別々に設計される場合が多い。このような実状から、実際には連成して挙動する構造物を分離して設計することになるため、それぞれの影響を反映して個々の設計用地震力を設定することが必要となる。

上家への地震力については、下部の高架橋に対して上家の質量が非常に小さいために、地平にある場合と比較して地震力が顕著に増幅する場合がある。この点に関して、既往研究¹⁾において、一体構造物を対象とした実測や解析に基づく検討が行われている。その結果、標準的な性能を設定した一体構造物の2次元骨組モデル（図2(a)）の解析により、高架橋に対する上家の固有周期の比（以下「固有周期比」）が1.0に近い（共振の影響が大きい）場合に、上家への地震力が増幅する傾向があることを明らかにした（図2(b)。ここで、上家の最大応答層せん断力係数は、解析により求めた上家の慣性力の最大値を、上家重量で除した値である）。なお、図2(b)において、固有周期比が1.0を超えても、上家の最大応答層せん断力係数は増加傾向となっているが、これは、上家-高架橋連成系の固有周期が高架用のみの固有周期より長くなり、実際の共振点がずれているからである。なお、固有周期比が極端に大きくなることは考えにくいだが、仮想的に検討した結果、固有周期比が1.0

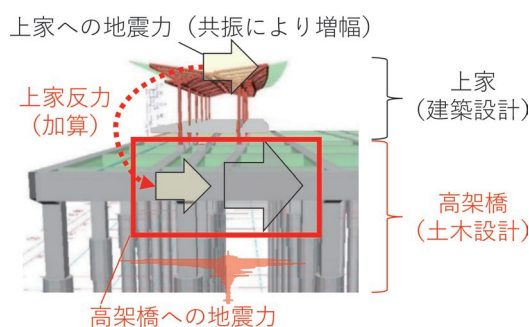


図1 上家と高架橋における地震力の概念図

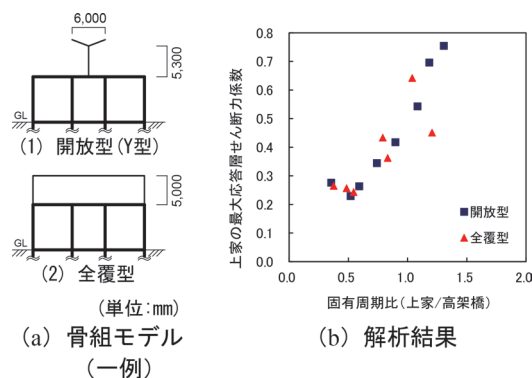


図2 上家への地震力の解析検討¹⁾

を超えると、上家の最大応答層せん断力係数が低下することを確認している。また、この傾向をふまえ、建築基準法に定められる地震力の高さ方向の分布係数 A_1 の考え方に基づく増幅（以下「増幅係数 A_1 」）を用いた上家の地震力の設定法が提案されている。なお、増幅係数 A_1 の算出方法は、略算法²⁾と精算法³⁾が紹介されており、上家の規模や重要度によっては、先述の解析結果に対し

* 構造物技術研究部 建築研究室

で安全側となるよう、固有周期比に応じて略算法と精算法を使い分けることとしている。このように、上家への地震力については、一体構造物における上家と高架橋の相互作用を評価可能な精緻な解析モデル（以下「一体モデル」）を必要としない、実用的な設計用地震力の設定法が提案されている。

一方、高架橋の設計時においては、地震時に上家が応答することによって高架橋に与える地震力（以下「上家反力」）を考慮する必要がある。本来は、上家反力についても上家への地震力と同様に、上家と高架橋の相互作用を精緻に把握したうえで評価する必要があるが、現状ではそのような検討の実績はない。そのため、現状では、先述の上家の設計用地震力の設定と同様に、増幅係数 A_1 を考慮した上家反力を用い、別途高架橋単体で算出した地震力に加算する方法を採ることが多いと考えられる。上記の方法による上家反力を用いる場合、実際には上家の設計が高架橋の後に実施される場合が多いため、高架橋の設計時点では、増幅係数 A_1 の値が定まらない場合が多く、実態に合わない上家反力の想定により過剰な設計となることや、反対に、当初の想定よりも上家反力が増加し、設計上の手戻りとなることが懸念される。

以上の背景から、本検討では、まず、上家と高架橋の相互作用の結果生じる高架橋への地震力の実態について、一体モデルを用いた解析により検討する。次に、実務における実状を考慮し、高架橋の設計に用いる上家反力について、一体モデルの解析を用いることなく実態に近い値を設定することのできる、実用的な方法を提案する。

2. 上家の影響を受ける高架橋の地震力の性状

2.1 解析モデル

高架橋への地震力は、高架橋自体の慣性力と、上家の慣性力の和により求められる。ここで、上家の慣性力は、1章で述べた結果（図2(b)）より、高架橋との共振により地震力が増加する傾向となる。一方で、高架橋の慣性力は、共振時において、上家が挙動することによる反作用を受けるため、高架橋単体の場合の慣性力とは異なる場合もあると考えられる。また、上家と高架橋の条件によっては、両者の振動に時間的なずれが生じる場合もある。以上のことから、本章では、上家と高架橋を簡略化した一体モデルである2質点モデル（図3）を用い、上家や高架橋の条件を様々に変化させた場合について時刻歴応答解析による検討を行った。

解析は、まず、基本的な傾向の把握のために、上家および高架橋の復元力特性を線形としたモデル（以下「線形モデル」）による検討を行い、その後、線形モデルでの結果をふまえて、実際为非線形特性を考慮したモデル（以下「非線形モデル」）による検討を行った。上家の

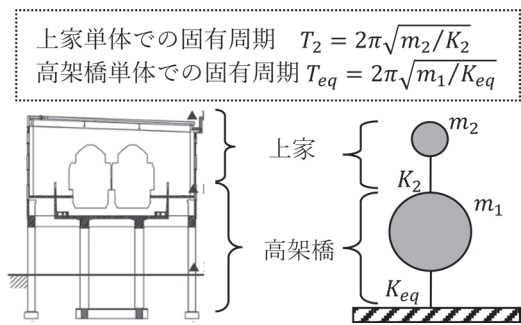


図3 高架橋・上家の2質点系モデル

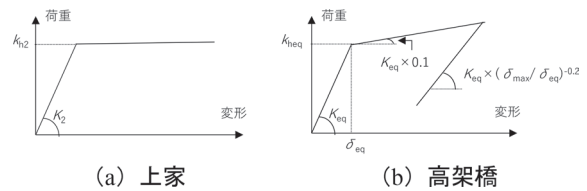


図4 非線形モデルにおける高架橋・上家の復元力特性

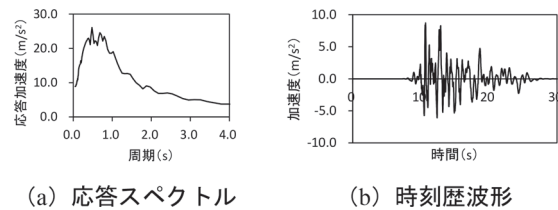


図5 入力地震動 (L2 地震動 sp II (G3))

非線形モデルの復元力特性は、鉄骨造を想定した標準バイリニア型モデルとした（図4(a)）。高架橋については、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」（以下「耐震標準」）⁴⁾を参考に、標準的な上部構造物先行降伏型の高架橋を想定してCloughモデルとした（図4(b)）。Cloughモデルにおける剛性低下率については、耐震標準⁴⁾における所要降伏震度スペクトル作成時のモデル化を参考に、降伏後の剛性で0.1、除荷時の剛性で $(\delta_{max}/\delta_{eq})^{-0.2}$ (δ_{max} : 経験最大点における変位, δ_{eq} : 降伏時における変位) とした。

減衰定数は、上家および高架橋それぞれを単体の1質点とみなした場合に対し、それぞれの減衰定数が、上家質点で2%、高架橋質点で10%となるように与えた。ここで、それぞれの減衰定数は、上家については鉄骨構造における部材減衰を想定した値として、高架橋についてはRC部材による減衰と逸散減衰の合計を想定した値として設定したものである。入力地震動は、現行の耐震標準⁴⁾に定められる最大級の設計地震動（以下「L2地震動 sp II」）とし、本章では、標準的な地盤種別であるG3地盤における地震動（図5）に対して検討した。

2.2 線形モデルによる解析結果

本節では、上家反力を受ける高架橋に作用する地震力の基本的な性状の把握のために実施した、線形モデルによる解析結果について示す。

2.2.1 最大応答層せん断力係数の性状

上家および高架橋への地震力の検討ケースに対する増減の傾向を、検討ケースごとの質量によらずに比較するために、質量に対して無次元化した高架橋の最大応答層せん断力係数による検討を行う。まず、高架橋の最大応答層せん断力係数は、式(1)のように、高架橋への地震力を上家と高架橋の合計重量で除することで求められる。

$$C_1 = \frac{|m_1 \cdot a_1(t) + m_2 \cdot a_2(t)|_{max}}{m_1 \cdot g + m_2 \cdot g} \quad (1)$$

- C_1 : 高架橋の最大応答層せん断力係数
- m_1, m_2 : 高架橋および上家の質量
- $a_1(t), a_2(t)$: 時刻歴応答解析で算出した任意の時刻 t における高架橋および上家の絶対加速度
- g : 重力加速度

高架橋への地震力は $m_1 \cdot a_1(t) + m_2 \cdot a_2(t)$ である。また、以降も含め、 $| \cdot |_{max}$ の記号は最大応答値（評価区間における絶対値のうち、最大の値）を表す。

次に、上家への最大応答層せん断力係数は、式(2)により、上家への地震力を上家の重量で除することで求められる。

$$C_2 = \frac{|m_2 \cdot a_2(t)|_{max}}{m_2 \cdot g} \quad (2)$$

C_2 : 上家の最大応答層せん断力係数

検討ケースを表1に示す。本検討では、上家と高架橋の条件を現実的と想定される範囲で網羅的に検討することとし、高架橋に対する上家の質量の比（以下「質量比」） m_2/m_1 は、1%、5%、10%の場合を検討することとした。高架橋の等価固有周期 T_{eq} は、0.6s、0.9s、1.2s について検討した。固有周期比 T_2/T_{eq} は、0.1~2.0 について検討することとした。図6に、上家の最大応答層せん断力係数と、高架橋の最大応答層せん断力係数を示す。上家の最大応答層せん断力係数は、固有周期比1.0近傍で増加しており、1章で述べた上家への地震力の傾向（図2(b)）と整合することがわかる。一方、高架橋の最大応答層せん断力係数は、上家の応答が増加する固有周期比1.0近傍においても、概ね一定となる。上記の傾向は、高架橋の等価固有周期 T_{eq} や質量比 m_2/m_1 に応じてそれぞれの値は異なるものの、傾向としては同様である。以上の結果より、上家への地震力の増加が、高架橋

表1 検討ケース（線形モデル）

パラメータ	検討範囲
質量比 m_2/m_1	1%, 5%, 10%
高架橋の等価固有周期 T_{eq}	0.6s, 0.9s, 1.2s
固有周期比 T_2/T_{eq}	0.1~2.0

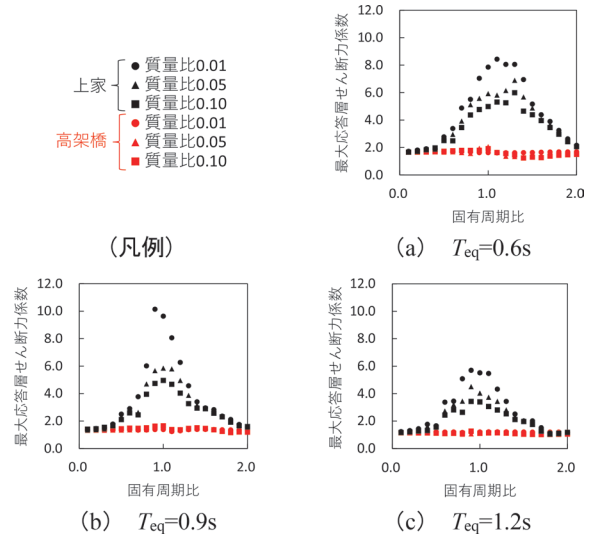


図6 固有周期比に対する応答層せん断力係数の傾向（線形モデル）

への地震力の増加には必ずしもつながらないことが推察される。

2.2.2 絶対加速度の性状

前項では、高架橋の最大応答層せん断力係数が、上家に共振が生じる（固有周期比が1.0近傍となる）場合でも増加しない傾向を把握した。本項では、その要因を明らかにするため、絶対加速度の時刻歴波形について検討した。

高架橋の等価固有周期 $T_{eq}=0.9s$ および質量比 $m_2/m_1=10%$ を共通とし、固有周期比 $T_2/T_{eq}=0.6, 1.0, 1.4$ の上家と高架橋の絶対加速度の時刻歴波形の比較を図7に示す。図7に掲載した時間範囲は、固有周期比 $T_2/T_{eq}=1.0$ の場合での上家の絶対加速度が最大となる時間（14s近傍）の前後である。まず、上家への絶対加速度（図7(a)）は、最大応答層せん断力係数の傾向と同様に、共振の影響が最も大きい固有周期比 $T_2/T_{eq}=1.0$ の場合が、固有周期比 $T_2/T_{eq}=0.6, 1.4$ の場合と比較して最も大きい。一方、高架橋の絶対加速度（図7(b)）は、固有周期比 $T_2/T_{eq}=1.0$ の場合に注目すると、上家の絶対加速度が大きくなる時間（14s~15sで図中の青破線で示した部分）において、上家とは反対に、固有周期比 $T_2/T_{eq}=0.6, 1.4$ の場合と比較して小さくなっている。これは、地震入力に対して、上家は共振する一方、高架橋に対しては付加質量による制振効果が作用し、高架橋の絶対加速度が低減されたと考えられる。

また、固有周期比 $T_2/T_{eq} = 1.0$ の場合における、上家と高架橋の絶対加速度の時刻歴波形を図8に示す。上家の上家と高架橋の絶対加速度では、上家の絶対加速度が最大となる時刻（14s近傍）で波長の1/4程度、それ以外の時刻で波長の1/4~1/2程度の位相ずれが生じている。このように、それぞれの絶対加速度が極大となる時刻にはずれが生じることがわかる。そのため、共振による上家への地震力の増加が、高架橋への地震力の増加には単純にはつながらないことが、上家と高架橋の応答の同時性の観点からも推察される。以上より、上家の絶対加速度が増大する時刻における高架橋の絶対加速度が低減されることや、上家と高架橋の絶対加速度の位相がずれることによって、上家の応答が共振により増大する場合においても、高架橋の最大応答層せん断力係数が増加しない傾向となったと考えられる。

2.3 非線形モデルでの解析結果

線形モデルの結果をふまえ、上家や高架橋の非線形特性を考慮したモデルにおいて、同様に高架橋の最大応答層せん断力係数の傾向を検証した。表2に検討ケースを示す。前節の線形モデルの検討結果において、質量比 m_2/m_1 および高架橋の等価固有周期 T_{eq} によらず、上家の最大応答層せん断力係数が固有周期比1.0で増幅する傾向や、高架橋の最大応答層せん断力係数が固有周期比に対して一定である傾向が同様であったことをふまえ、例として質量比 $m_2/m_1 = 10\%$ 、高架橋の等価固有周期 $T_{eq} = 0.9s$ の結果のみに絞って示す。高架橋の降伏震度 k_{heq} は、文献5における検討範囲を参考に、本節では0.4, 0.7, 1.0の場合について検討した。上家の降伏震度 k_{h2} は、0.4, 1.4, 2.0とした。

まず、高架橋は線形モデルとし、上家の非線形特性のみを考慮した結果（図9(a)）について述べる。上家が線形の場合（図6(b)における質量比10%のケース）と比較して、上家の非線形特性を考慮した場合は、上家の最大応答層せん断力係数が低下する。これは、上家の降伏により、上家への地震力が頭打ちとなるためである。一方、高架橋の最大応答層せん断力係数は、非線形特性を考慮した場合でも、上家を線形モデルとした場合と同様に、上家の応答の大小によらず固有周期比に対して概ね一定となる。

次に、上家を線形モデルとし、高架橋の非線形特性のみを考慮した結果（図9(b)）について述べる。高架橋の非線形特性を考慮した上家の最大応答層せん断力係数は、高架橋を線形モデルとした場合（図6(b)における質量比10%のケース）と比較して、高架橋の降伏による影響により低減される。一方、高架橋の最大応答層せん断力係数は、高架橋の降伏震度 k_{heq} に応じて値は異なるが、固有周期比に対して概ね一定となる傾向は、高架

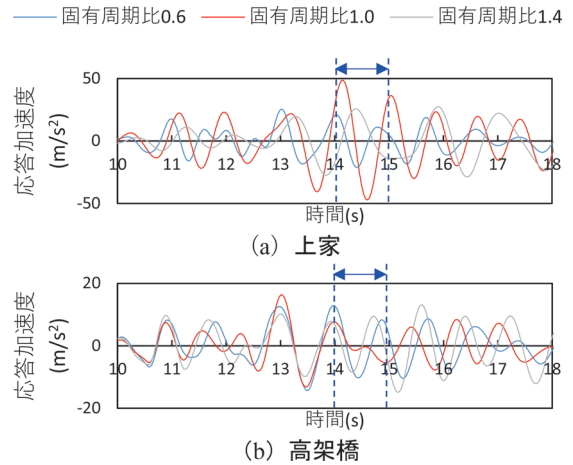


図7 異なる固有周期比の絶対加速度の時刻歴波形の比較 ($T_{eq} = 0.6s$, $m_2/m_1 = 10\%$)

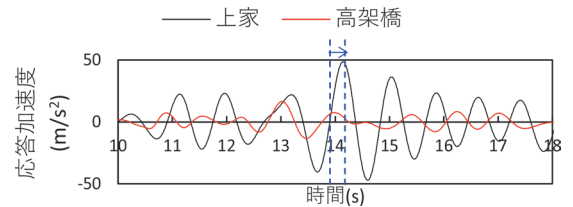


図8 上家と高架橋の絶対加速度の時刻歴波形 ($T_{eq} = 0.6s$, $m_2/m_1 = 10\%$, $T_2/T_{eq} = 1.0$)

表2 検討ケース（非線形モデル）

パラメータ	検討範囲
質量比 m_2/m_1	10%
高架橋の等価固有周期 T_{eq}	0.9s
固有周期比 T_2/T_{eq}	0.1~2.0
上家の降伏震度 k_{h2}	0.4, 1.4, 2.0 (線形含む)
高架橋の降伏震度 k_{heq}	0.4, 0.7, 1.0 (線形含む)

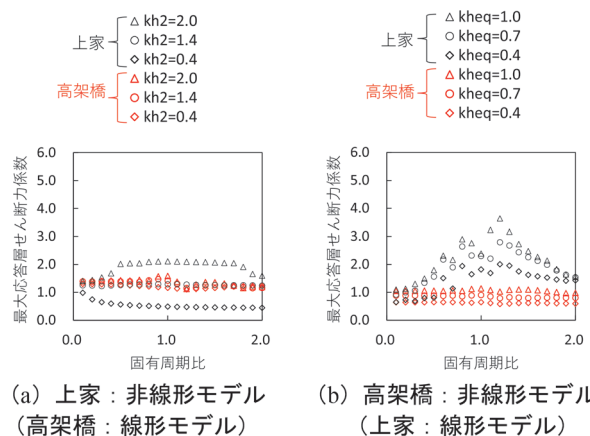


図9 固有周期比に対する応答層せん断力係数の傾向（非線形モデル）

橋が線形モデルの場合と同様である。

以上の非線形モデルによる検討結果より、線形モデルの結果と同様に、高架橋の最大応答層せん断力係数は、固有周期比によらず概ね一定となる傾向を確認した。この結果より、共振による上家の応答の増大は、高架橋の最大応答層せん断力係数の増大につながらないといえる。

3. 高架橋への地震力の設定法

3.1 実務上想定される高架橋への地震力の設定法

2.2.1 項で述べたように、高架橋への地震力の最大値 Q_{1max} は、一体モデルの解析により求めた上家と高架橋の絶対加速度を用いて、式(3)のように求められる。

$$Q_{1max} = |m_1 \cdot a_1(t) + m_2 \cdot a_2(t)|_{max} \quad (3)$$

これに対し、1章で述べたように上家と高架橋がそれぞれ別々に設計される実状から、一体モデルの構築・解析を行うことは困難であり、高架橋の設計においては、高架橋のみ単体のモデルによる解析が実施される。そのため、高架橋への地震力の最大値を、式(3)の通りに算出することは、以下の点において困難と想定される。

- ① 上家の影響を考慮した高架橋の絶対加速度である $a_1(t)$ の算出が困難である。
- ② 上家の絶対加速度 $a_2(t)$ の算出が困難である。
- ③ 上家の慣性力 $m_1 \cdot a_1(t)$ と高架橋の慣性力 $m_2 \cdot a_2(t)$ の時間的な同時性を考慮することが困難である。

以上の点に対し、実務上は以下に示すような対応を採る場合が多いと推測される。

- ① $a_1(t)$ の代わりに、高架橋のみ単体のモデルで算出した絶対加速度（本検討では、時刻歴応答解析で算出し、以下「 ${}_0a_1(t)$ 」と表記する）を用いる。
- ② $a_2(t)$ の代わりに、 ${}_0a_1(t)$ に、上家の設計より与えられる増幅係数 A_1 を乗じて、 $a_2(t)$ の最大応答値を推定する。
- ③ 高架橋への地震力の最大値は、上家の慣性力と高架橋の慣性力の最大値同士の和を用いて、安全側に設定する。

以上の想定に基づき、現状の実務で設定される高架橋への地震力の設定法（以下「従来法」）を数式で表すと、式(4)となる。

$$|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{max} + |m_2 \cdot A_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{max} \quad (4)$$

また、増幅係数 A_i において、添え字の i は対象とする階の階数を表すが、本検討では上家と高架橋の2質点系モデルを前提としているため、上家では $i=2$ となる。そのため、以降では上家における増幅係数 A_i を A_2 と表

	手順	従来法	提案法
上家の設計 (建築)	i. 上家の条件の提示	上家の質量および上家の増幅係数(共振の程度)を計算・提示	上家の質量のみを提示
高架橋の設計 (土木)	ii. 加算する上家からの地震力を算出	$A_2 (>1.0)$ を用いて計算	増幅は考慮不要
	iii. 上家からの地震力を加算		$\times 1.0$

図10 高架橋の設計で想定される手順

記する。また、 A_2 は、文献6を参考に、式(5)により与えることとした。

$$A_2 = \sqrt{1 + \frac{2}{\left\{ \frac{T_2}{T_{eq}} + \left(\frac{m_2}{m_1} \right) \left(\frac{T_{eq}}{T_2} \right) + \frac{T_{eq}}{T_2} \right\}^2 - 4}} \quad (5)$$

なお、今回の検討範囲では、 $A_2 > 1.0$ となる。

一方、2章の検討結果より、高架橋への地震力は、上家への地震力の増減と相関せず、概ね一定に近い傾向であった。この結果をふまえて、高架橋への地震力の設定法として、従来法では考慮する増幅係数 A_2 を不要とし、式(6)による方法を提案する。

$$|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{max} + |m_2 \cdot {}_0a_1(t)|_{max} \quad (6)$$

設計において考慮される上家反力は、式(4)および式(6)における上家の慣性力の成分として定義する。すなわち、上家反力は、従来法では $|m_2 \cdot A_2 \cdot {}_0a_1(t)|_{max}$ となり、提案法では $|m_2 \cdot {}_0a_1(t)|_{max}$ となる。また、従来法と提案法で、高架橋の慣性力の成分 $|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{max}$ は共通である。

ここで、従来法と提案法のそれぞれを用いた場合において、一体構造物における高架橋の設計で想定される流れを図10に示す。従来法による高架橋の設計では、高架橋への地震力の設定の際に上家の増幅係数 A_2 を考慮することが必要となる。しかしながら、 A_2 を定めるためには、式(5)のように、上家と高架橋の両方の質量や固有周期といったパラメータが必要であり、それらを上家の設計が実施される前の段階で確定させることは困難である。そのため、 A_2 に何らかの値を仮定して設計を進める場合が多いと考えられるが、設定した A_2 の妥当

性を設計時点で検証することはできない。一方、提案法では、上家反力に A_2 を考慮することが不要であるため、上家の想定質量に大幅な変更が生じない限り設計の修正が生じないため、高架橋の設計における労力の低減が期待できる。

3.2 従来法と提案法の解析結果との比較

本節では、従来法および提案法について、一体モデル（2 質点モデル）の解析結果との比較を行う。比較のために、従来法および提案法により算出される高架橋への地震力についても、解析結果と同様に式 (7) により高架橋への応答層せん断力係数に換算する。

$$C'_1 = \frac{|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{max} + |m_2 \cdot \beta \cdot {}_0a_1(t)|_{max}}{m_1 \cdot g + m_2 \cdot g} \quad (7)$$

$$\beta = \begin{cases} A_2 \text{ (本検討では式 (5))} & \text{(従来法)} \\ 1.0 & \text{(提案法)} \end{cases}$$

C'_1 ：従来法または提案法により求める高架橋の最大応答層せん断力係数

まず、代表的なケースとして、高架橋の等価固有周期 0.9s、高架橋の降伏震度 0.6、上家の降伏震度 1.2 の場合を想定し、従来法、提案法、解析結果での高架橋の最大応答層せん断力係数の比較を行った。比較結果を図 11 に示す。従来法では、固有周期比が 1.0 に近い場合に地震力が解析結果と比較して過大に評価される。これは、2.2.2 項で述べたような、上家の挙動による高架橋の慣性力の低減効果や、上家と高架橋の振動の位相ずれを考慮していないこと、上家の慣性力の増幅のみを考慮しているためと考えられる。一方、提案法では、解析結果に対して安全側でありつつも、従来法と比較して多くの場合で地震力を小さく評価できる。これは、提案法では上家の挙動による高架橋の慣性力への低減効果や、上家と高架橋の振動の位相ずれを考慮していないことは従来法と同様であるが、上家の慣性力の増幅を考慮不要としたためである。

次に、提案法が解析結果に対して安全側となることを確認するため、高架橋の最大応答層せん断力係数の比較を行った。検討範囲は、表 3 の通りとし、上家と高架橋の現実的と考えられる条件を網羅的に検討することとした。提案法と解析結果の比較を図 12 に示す。今回の検討範囲における大部分のケースでは、提案法は解析結果に対して安全側となっており、2 章で述べた高架橋への地震力の性状が再現され、上家の共振が高架橋への地震力の増加にはつながらなかったものと考えられる。

一方、一部の条件では提案法が解析結果に対し危険側となっているが、以下の理由が考えられる。まず、本検討で用いた入力地震動は、図 13 のように、周期 0.5~1.0s

従来法：---質量比1% ---質量比5% ---質量比10%

解析結果：▲質量比1% ●質量比5% ■質量比10%

—提案法

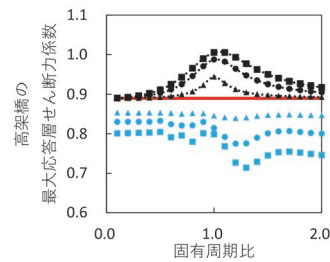


図 11 各方法での算出値の比較 ($T_{eq}=0.9s$, $k_{h2}=1.2$, $k_{heq}=0.6$)

表 3 検討ケース

パラメータ	検討範囲
質量比 m_2/m_1	1%, 5%, 10%
高架橋の等価固有周期 T_{eq}	0.5s~1.5s
固有周期比 T_2/T_{eq}	0.1~2.0
上家の降伏震度 k_{h2}	0.4~2.0 (0.2 刻み) ※線形含む
高架橋の降伏震度 k_{heq}	0.4~1.0 (0.1 刻み) ※線形含む
入力地震動	L2 地震動 spII G1~G5 地盤

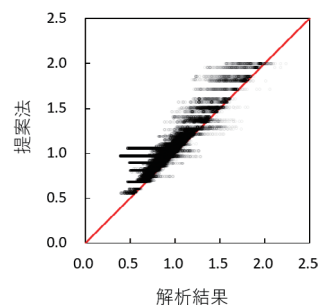


図 12 高架橋の最大応答層せん断力係数の提案法と解析結果での比較

における加速度応答スペクトルが極めて急峻な形状であり、変動が大きくなっている。一方、解析結果では 2 質点モデル、提案法では高架橋のみ単体でのモデルを用いており、2 質点モデルの連成系での固有周期と、高架橋のみ単体での固有周期に多少のずれが生じる。以上のことから、固有周期のずれにより入力地震動の固有周期成分に違いが生じ、提案法が解析結果よりも小さな値となるケースが生じたと考えられる。実際に、解析結果/提案法の比と高架橋の等価固有周期 T_{eq} の関係を整理すると、図 14 のように、提案法が危険側となったケースは、高架橋の等価固有周期 $T_{eq}=0.5\sim 1.0s$ のケースに集中しており、加速度応答スペクトルの変動の大きい周期帯と

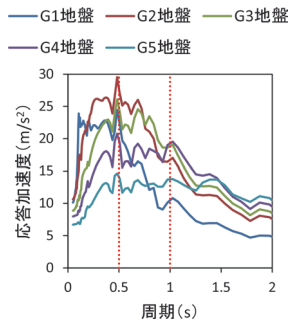


図 13 入力地震動の加速度応答スペクトル

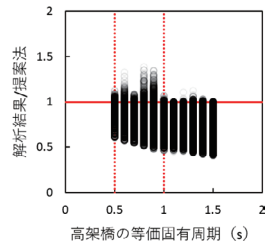


図 14 解析結果 / 提案法と高架橋の等価固有周期

一致している。上記のことから、提案法が危険側となるのは、入力地震動の性状に起因する結果と考えられ、大部分のケースでは2章で述べた高架橋への地震力の性状が再現されたものと推定される。

4. おわりに

上家および高架橋の非線形特性を考慮した解析検討により、上家と一体となった高架橋への地震力は、上家が共振する場合にも増加しないことを把握した。この結果に基づき、高架橋の設計時に与える上家反力の実用的な設定法として、上家の質量と高架橋の応答震度のみにより上家反力を算出し、従来考慮されることの多い共振に

よる増幅の加算を不要とする方法を提案した。そして、提案した方法により、高架橋への地震力を、解析結果に対しては概ね安全側に評価可能（危険側となったケースが一部存在したが、入力地震動に起因する結果と推定される）であり、かつ多くの場合で従来よりも小さく評価可能であることを示した。なお、本検討は、高架橋全体系に対する地震力を対象としたものであり、上家柱脚等との接合部の設計においては、共振を考慮した地震力に対して設計する必要がある。

文 献

- 1) 山田聖治, 武居泰, 清水克将: 高架橋上旅客上家の地震応答特性と耐震設計法の提案, 鉄道総研報告, Vol.22, No.10, pp.23-28, 2008
- 2) 建設省告示第1793号: Zの数値, Rt及びAiを算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準, 1980
- 3) 2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.599-600, 2020
- 4) 鉄道総合技術研究所編集: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012
- 5) 鉄道総合技術研究所: 電車線路設備耐震設計指針・同解説, 2013
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄骨造旅客上家の耐震診断指針 付属資料3, 2021