

# 高架橋との連成を考慮した 高架上家の簡易な応答変位予測手法

清水 克将\* 三木 広志\* 山田 聖治\*

Method of Estimating the Maximum Response Displacement of the Shed  
in Consideration of the Coupled Vibration Behavior Between the Shed and the Viaduct

Katsuyuki SHIMIZU Hiroshi MIKI Seiji YAMADA

Regarding the earthquake response of the shed over the viaduct, it is ideal that it is calculated by using the integral model of the shed and the viaduct. The calculation by the integral model requires a large amount of work because the structural design of the shed and the viaduct. In this report, factors affecting the earthquake response of the shed are grasped. A method of estimating the maximum response displacement of the shed in consideration of the coupled vibration behavior between the shed and the viaduct is proposed based on the information obtained from each of the structural designs of the shed and the viaduct. We verified the applicability of this method in the case of the earthquake in the defined seismic design standards for railway structures.

キーワード：高架上家，高架橋，相互作用，ロッキング

## 1. はじめに

図1のように高架橋の上部に付随する旅客上家(以下、高架上家)は、高架上家の重量が高架橋と比較して軽いことから、高架橋と高架上家それぞれ単体の固有周期が近い場合には高架上家の地震応答が共振によって大きくなるのが懸念される。高架上家を含む旅客上家は、建築基準法上の建築物から除外されているが、鉄道に関する技術上の基準を定める省令(以下、技術基準省令)では建築物に該当している。技術基準省令では予想される荷重に対する安全性の確保が求められており、解釈基準はないものの、建築基準法等を準用することが解説中に記載されている。これまでに著者らは、高架上家の地震応答に対する研究において、高架上家と高架橋の固有周期比に応じた並進方向の応答特性の違いを明らかにし、建設省告示第1793号のせん断力係数の高さ方向の分布係数(Ai係数)を考慮した建築基準法に基づく耐震設計法を提案した<sup>1)</sup>。ただし、条件によっては高架橋を含

めた全体モデルの固有値解析が必要なため、精緻な設計はできるものの煩雑な手法となっている。

一方、平成24年版鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計(以下、耐震標準)<sup>2)</sup>には、鉄道構造物に付随する施設の耐震設計に関する記述があり、高架橋との相互作用としてロッキングおよび並進方向の共振の影響を考慮した電車線柱の応答量算出方法が付属資料に示されている。耐震標準によると、この算出方法の考え方は高架上家にも適用可能とされているが、電車線柱と高架上家では構造形態(架構形式や基礎構造など)が異なるため、高架上家の特徴を考慮した応答量算出方法を確立することが重要である。

そこで本報告では、高架橋と高架上家の連成挙動を考慮した高架上家の応答特性を、ロッキングによる影響と並進方向における影響でそれぞれ整理する。そして、耐震標準に定めるL2地震動スペクトルII(以下、L2sp II地震動)が入力された場合の高架上家の応答変位を、高架橋との一体モデルを構築せず、高架橋の設計値や高架上家の設計目標値から簡易に求める手法を提案する。

## 2. 高架橋のロッキングの影響の検討

高架橋と高架上家の一体モデルにおける高架上家の地震時の変形には、高架橋のロッキングに伴う変形が含まれる。耐震標準付属資料では、高架橋上の構造物へのロッキングの影響を考慮した例として、電車線柱の水平応答震度の算定法が示されている。一方、高架上家へのロッキングの影響を考える上で、高架上家は以下の2点

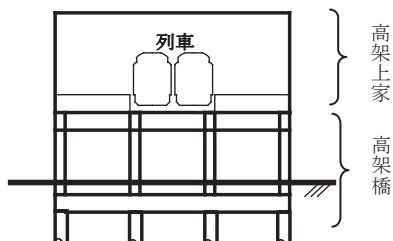


図1 高架上家の例

\* 構造物技術研究部 建築研究室

特集：地震防災・耐震技術

で電車線柱とは異なっている。1つ目は、駅部高架橋には線路直交方向の柱スパンが複数存在することである。2つ目は、高架上家の構造形式が片持ち梁形式の電車線柱とは異なり全覆型や半覆型などのラーメン構造となることであり、高架上家には高架橋のロッキング変形に抵抗する内力（曲げモーメントおよびせん断力）が作用する。これらの理由により、高架橋にロッキングが生じた場合の高架上家の層間変形角に与える影響は、電車線柱の場合とは異なる可能性が考えられる。そこで、スパン数の多い駅部高架橋のロッキングの程度を確認するとともに、高架橋のロッキングがラーメン構造タイプの高架上家の応答に与える影響について、高架上家-高架橋連成モデルの静的増分解析により検討する。

2.1 解析モデル

検討に用いた解析モデルは、図2に示す高架上家-高架橋の2次元骨組モデルであり、高架上家は、全覆型と半覆型の2タイプである。高架上家の柱脚条件や部材断面の一覧を表1に、解析における高架橋の部材断面を表2に示す。高架上家の部材断面は、柱脚固定条件をピン支持とした上家単体の分離モデルにおいて、層せん断力係数が0.25の時の水平力作用時に部材応力が許容応力度以下かつ層間変形角が概ね1/200になるように設定した。駅部高架橋は耐震標準に準拠した線路直交方向に3スパンの鉄筋コンクリート造とした。基礎の支持条件は杭先端でピン支持とし、水平地盤ばねを1mピッチで配置するものとした。高架橋は全解析ケースで同一モデルとした。

2.2 複数スパン高架橋の影響

複数スパン駅部高架橋のロッキングの影響を検討する

ため、図2に示すモデルのうち高架橋のみの2次元骨組モデルに対して、高架橋の梁部材芯に水平力を与える静的増分解析を行った。降伏点における高架橋の梁部材芯位置の水平変形 $\delta_v$ と回転変形角 $\theta_v$ の関係(図3)から、耐震標準に示されているロッキングを考慮した補正係数 $k_\theta = \theta_v / \delta_v$ は0.0281 (1/m)となった。これは、耐震標準付属資料に示されている一般部高架橋(1スパン)の解析結果 $k_\theta = 0.0166 \sim 0.0719$  (1/m)の範囲内であり、

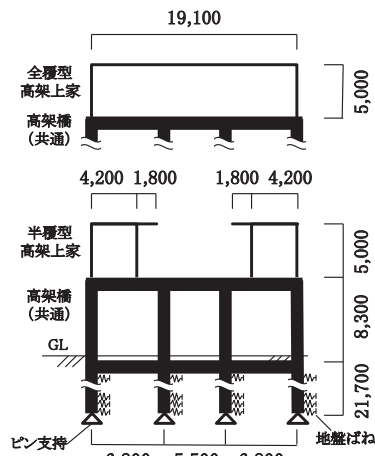


図2 解析モデル (単位: mm)

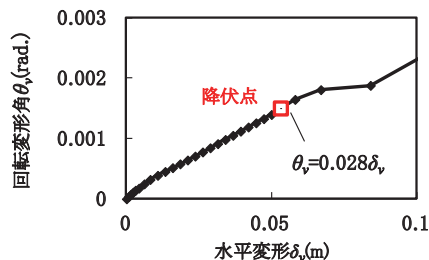


図3 複数スパン高架橋の回転変形の影響

表1 解析ケース一覧

解析ケース	高架上家形状	柱脚固定条件	柱	梁	層せん断力係数0.25時の層間変形角
C1-P	半覆型	ピン	H-300 × 300	H-340 × 250	1/223
C1-F		剛接	× 10 × 15	× 9 × 14	1/950
C2-P	全覆型	ピン	□ -450 × 450	H-600 × 300	1/235
C2-F		剛接	× 22	× 14 × 23	1/794
C2-F (× 2)			C2-Fに対する剛性を2倍		

表2 高架橋の部材断面 (各ケース共通, 単位: mm)

杭	地中梁	上層梁	柱
<p>主鉄筋: 20-D32</p>	<p>せん断補強鉄筋: D19-2組@150</p>	<p>せん断補強鉄筋: D19-2組@125</p>	<p>せん断補強鉄筋: D19-1.5組@100 D19-1.5組@125</p>

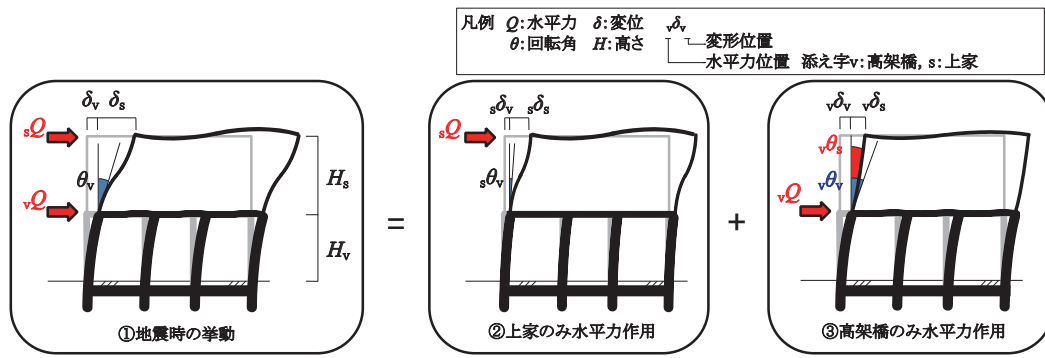


図4 水平力作用時の挙動

またその水平応答震度の割増係数 ( $=1 + k_0 \times H_s$ ) ( $H_s$ : 高架上家高さ) が 1.14 程度となることから、駅部の高架橋においてもロッキングの影響は無視できない大きさであると考えられる。

### 2.3 高架上家の構造形式の影響

ラーメン構造である高架上家に対して、高架橋がロッキングする場合の影響について検討を行う。ここでは、高架橋がロッキングした場合の高架上家の挙動を、図4に示すように模式的に分解して考察する。まず、図4①に示す高架橋および高架上家全体の挙動を、高架橋および高架上家に作用する水平力毎に各部変形を分解する。すると、図4②の高架上家だけに水平力 ( $Q$ ) が作用した場合には、高架上家は変形するが、高架橋と高架上家の質量比や剛性比が大きく異なるために高架橋への影響は小さい。一方、図4③の高架橋だけに水平力 ( $Q$ ) が作用した場合には、高架橋の変形が高架上家応答に影響を及ぼし、高架橋ロッキング  $\theta_v$  に対して高架上家の層間変形角  $\theta_s = \delta_s / H_s$  の方が小さくなる。これは、高架上家がラーメン構造となっているため、高架上家の柱の変形を減少させる方向に梁が抵抗するためである。また、高架上家が半覆型上家の場合や、高架上家柱脚の固定条件によりその大小が異なることが想定される。そこで、高架上家の形状および剛性、柱脚固定条件の違いによるロッキングと高架上家応答の関係について、図4③に示す高架橋のみに水平力を作用させた高架上家—高架橋の連成モデルに対する静的増分解析（弾性）により検討した。

解析ケースそれぞれの高架上家の層間変形角の高架橋ロッキングに対する比 ( $\theta_s / \theta_v$ ) を図5に示す。ここで、 $\theta_v$  は高架上家柱脚部全節点の回転角の平均値とした。いずれの解析結果でも  $\theta_s / \theta_v$  が 1 以下となり、高架橋のロッキングに対して高架上家の層間変形角が小さくなっている。また、柱脚固定条件で比較すると柱脚剛接の方が柱脚ピンより大きく、柱脚ピンでは高架橋のロッキングが高架上家の変形に与える影響が小さい。実際の高架上家の柱脚では、露出形式や根巻形式などある程度の剛性を有していることから、今回解析したピンと

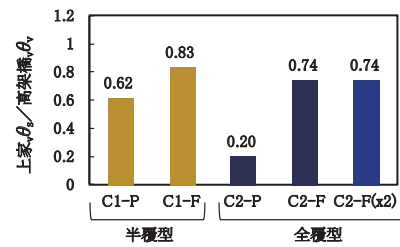


図5 高架上家の構造形式の影響

剛接の結果の間にあると考えられる。

### 2.4 高架上家のロッキング補正係数

以上の検討から高架上家形状や柱脚固定条件を適切に考慮することで、高架橋のロッキングが高架上家の層間変形角に与える影響を、より適切に評価できることが分かる。ただし、本報告で示した検討は、高架橋を含めた全体をモデル化する必要がある。そのため、これらの作業を省略する場合には、ラーメン構造タイプの高架上家の応答性状を安全側に評価することを目的として、図5の最大値である 0.83 を  $k_0$  とする。なお、ラーメン構造タイプではない Y 型上家等の一本柱型の高架上家については低減係数を 1.0 としたロッキング補正係数を用いる。

### 3. 並進方向における相互作用の検討

高架上家と高架橋の並進方向の相互作用の影響を 2 質点系モデルによるパラメトリックスタディにより検討を行った。なお、L2sp II 地震動入力時には、高架上家も高架橋も塑性域に入っている可能性が高い。そのため、パラメトリックスタディの検討を行う際には、高架上家と高架橋の非線形特性をそれぞれ考慮したモデルによって、応答性状を検証することが望ましい。しかしながら、解析条件（例えば、降伏震度や固有周期など）によって応答性状が大きく異なり、応答に与える条件を整理しにくい。そこで本章では、2 質点モデルの運動方程式を解くことにより応答性状に与える影響因子を整理した上で、高架上家（弾性）—高架橋（弾塑性）の解析モデルに対してパラメトリックスタディを行った。高架上家の

特集：地震防災・耐震技術

塑性化による影響については、3.3節で述べる方法により補正することで、高架上家、高架橋の両方の塑性化を考慮した結果を得る。

3.1 調和外力時の理論式に基づく考察

パラメトリックスタディを行う前に、文献3)を参考に調和外力入力時の最大応答変位を求める理論式を導出し、最大応答変位に寄与する物理量について考察を行った。高架橋のみが降伏する2質点モデル(高架上家:弾性,高架橋:完全弾塑性)の運動方程式から、調和外力入力時の最大応答変位の比を定式化すると式(1)のように書き表すことができる。式(1)から、最大応答変位の比(高架上家/高架橋)は、①高架橋応答塑性率、②質量比(高架上家/高架橋)、③固有周期比(高架上家/高架橋)、④高架橋等価固有周期と調和外力の周期の比、の4変数の関数として表現されている。そこで、次節に示すパラメトリックスタディでは、高架橋や高架上家の様々なパラメータの組合せに対する最大応答変位結果を、上記の4変数で整理している。

$$\frac{U_s}{U_v} = \frac{\sqrt{s(U_v)^2 + C(U_v)^2}}{\sqrt{\left(\frac{T_{eq}}{T_g}\right)^4 - 2\left(\frac{T_{eq}}{T_g}\right)^2\left(\frac{T_{eq}}{T_s}\right)^2\left(\frac{m_s}{m_v} + 1\right) + \left(\frac{T_{eq}}{T_s}\right)^4\left(\frac{m_s}{m_v} + 1\right)^2}} \quad (1)$$

ここで、

$U_v, U_s$ : 高架橋, 高架上家の最大応答変位

$T_{eq}, T_s$ : 高架橋単体の等価固有周期, 高架橋単体の弾性固有周期

$T_g$ : 調和外力の周期

$m_v, m_s$ : 高架橋, 高架上家の質量

$C(U_v), S(U_v)$ : 高架橋の復元力特性を表す関数を近似したフーリエ級数の係数であり、下式の通り

$$C(U_v) = \frac{1}{\pi} \left( \theta_v^* - \frac{1}{2} \sin 2\theta_v^* \right), \quad S(U_v) = -\frac{1}{\pi} \sin^2 2\theta_v^*$$

$$\theta_v^* = \cos^{-1} \left( 1 - \frac{2}{\mu_v} \right), \quad \mu_v: \text{高架橋応答塑性率}$$

3.2 パラメトリックスタディによる応答変位スペクトル

パラメトリックスタディに用いた解析モデルおよび解析パラメータを図6、表3にそれぞれ示す。

高架橋は、前章で用いた耐震標準に準拠して設計された実際の高架橋モデルを参考に、トリリニア型の復元力特性でモデル化した。高架橋の第二折れ点における等価剛性  $K_{eq}$  は、等価固有周期  $T_{eq}$  が 0.6, 0.7, 0.8, 0.9 秒となるように設定した。また、初期剛性および第一折れ点耐力  $Q_{y1}$  は一定値とし、第二折れ点耐力(降伏耐力)  $Q_{y2}$  は、 $T_{eq}$  毎に高架橋単体での L2sp II 地震動入力時の応答塑性率  $\mu_v$  がおよそ 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 になるように設定した。粘性減衰は、構造部材の減衰と逸散減衰を合わせて高架橋質点に対して 10% とした。

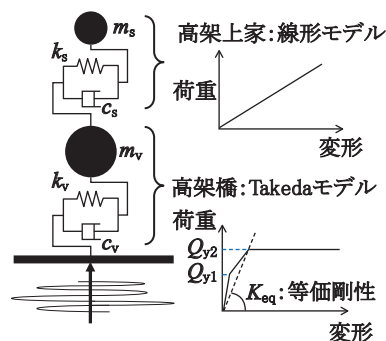


図6 解析モデル

表3 解析パラメータ

	復元力特性	線形
高架上家	質量比 (上家/高架橋)	0.03, 0.05, 0.10
	固有周期比 (上家/高架橋)	0.1 ~ 1.2 0.1 刻み
	粘性減衰	2%
	復元力特性	Takeda モデル
高架橋	質量 $m_v$	691 [t]
	等価固有周期 $T_{eq}$	0.6, 0.7, 0.8, 0.9 秒
	粘性減衰	10%
	降伏耐力 $Q_{y2}$	L2sp II 入力時 $\mu_v = 1.0, 2.0, 3.0, 4.0$ になるように設定

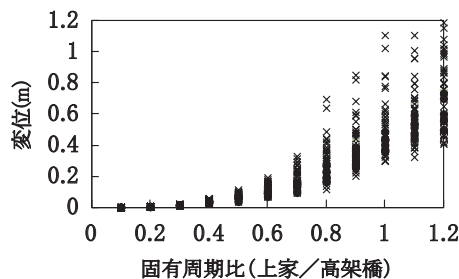


図7 高架上家を弾性とした場合の応答変位解析結果 (全ての解析結果をプロット)

高架上家は、復元力特性を弾性とし、高架上家の質量および固有周期は高架橋に対して相対的に決定した。具体的には、質量比(上家/高架橋)は 0.03, 0.05, 0.10 とし、固有周期比(上家/高架橋、ただし、高架橋固有周期は  $T_{eq}$ ) は、高架上家の固有周期として著者らによる既往の研究<sup>1)</sup>で示されている 0.17 ~ 0.64 秒を包含するように 0.1 ~ 1.2 (0.1 刻み) とした。粘性減衰は、上家質点に対して 2% とした。入力地震動は L2sp II 地震動の地盤種別は G2 地盤である。

パラメトリックスタディの全ケースの結果を、固有周期比(上家/高架橋)と最大応答変位の関係として整理したものを図7に示す。全体的には固有周期比が大きくなるにつれて応答値が大きくなる傾向が確認できるものの、高架橋の特性によって結果が大きく異なり、固有周期比が同

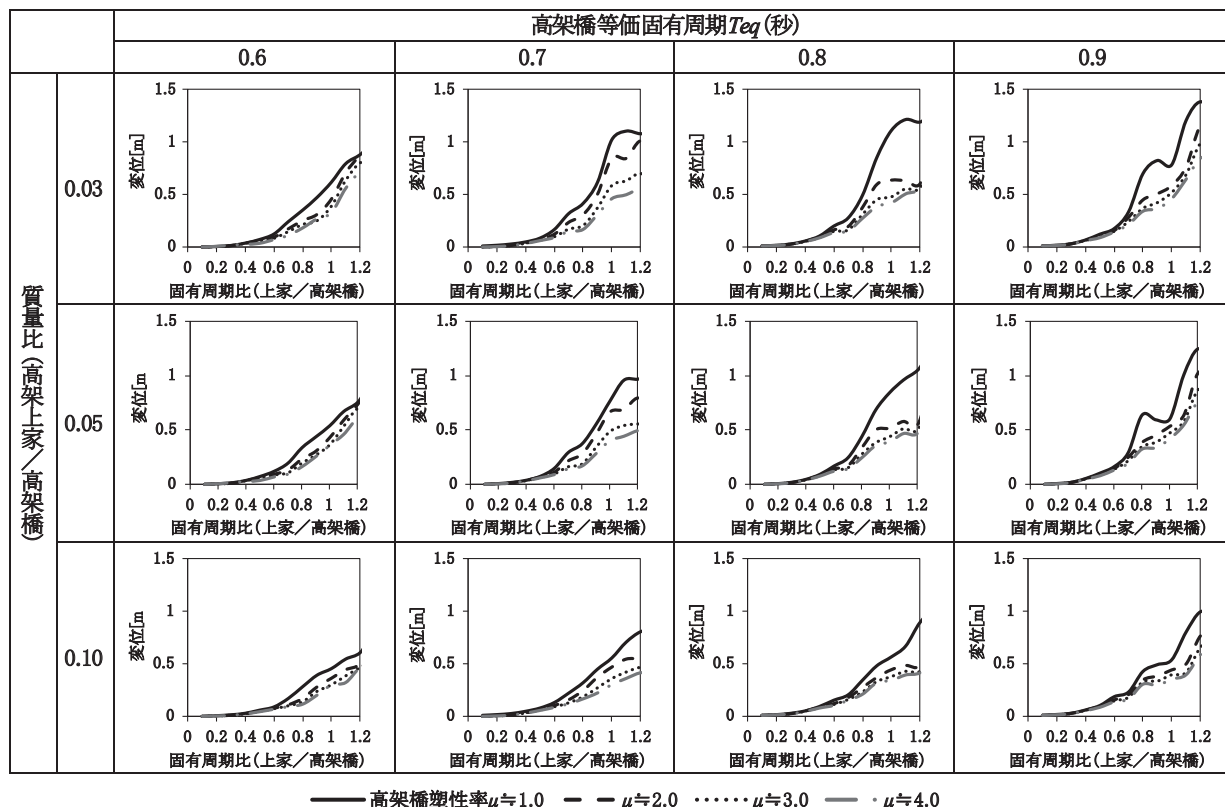


図8 高架橋及び高架上家の特性毎に整理した応答変位スペクトル

じであっても結果のばらつきが大きい。したがって、このグラフを用いて高架上家の最大応答変位を推定した場合（例えば超過率5%の包絡線による推定等）には、条件によっては不必要に大きな値を推定する可能性がある。

そこで、式(1)で示した高架上家および高架橋特性によって解析結果を整理したものを図8に示す。全体的な傾向では、固有周期比が大きくなると応答変位が大きくなり、固有周期比1.0を超えると頭打ちとなっているケースも確認できる。また、同一の高架橋の等価固有周期で比較すると、高架橋の塑性率が大きい（降伏耐力 $Q_{y2}$ が小さい）ほど、または質量比が大きいほど応答変位が小さく、同一の高架橋の塑性率で比較すると、高架橋の等価固有周期が大きいほど応答変位量大きい傾向となっている。

以上のように、高架橋の設計図書から得られる情報（等価固有周期、塑性率、最大応答変位等）を用いれば、高架上家の固有周期および質量で応答変位スペクトルを整理することで、合理的な応答変位の導出が可能となる。

### 3.3 高架上家の塑性化を考慮した応答変位スペクトル

前節までは高架上家を簡便のために弾性として検討した。本節では高架上家の塑性化の影響を、前述の弾性応答結果からエネルギー一定則によって弾塑性応答を推定し、高架上家の塑性化を考慮した応答変位スペクトルを作成する。

構造物の応答は、塑性化による履歴減衰によって低減

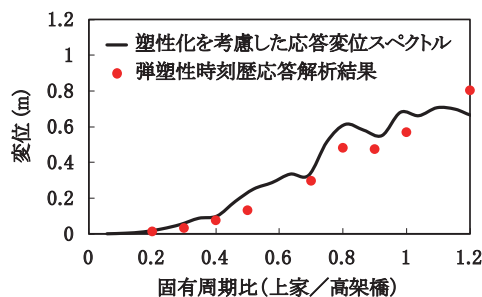


図9 弾塑性応答に対する精度検証

することが知られている。そこで、限界耐力計算告示（平成12年建設省告示1457号）に示されている高架上家の塑性率 $\mu_s$ による応答低減率 $F_h$ の算定式(2)を用いることとする。また、高架上家の塑性時に固有周期が伸長する影響については、既往の研究<sup>4)</sup>から式(3)を用いて推定する。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \tag{2}$$

$$T'_s = \sqrt{\mu_s} \times T_s \tag{3}$$

ここで、
$$h = 0.25 \times \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_s}} \right) + 0.05$$

例えば、L2sp II地震動が作用した時の高架上家の応答塑性率が $\mu_s = 3.0$ の場合は、 $h = 0.16$ 、 $F_h = 0.59$ 、 $T'_s/T_s = 1.73$ となるため、図8の応答変位スペクトルにこれらの数値を適用することで、高架上家の塑性化の影響を考慮することができる。本手法により塑性化の影響を考慮した応答変位

スペクトルの例（質量比 0.05，高架橋等価固有周期 0.8s，高架橋応答塑性率 3.0 の場合）と，図 6 の解析モデルにおいて高架上天の骨格曲線をバイリニアとした弾塑性時刻歴応答解析結果との比較を図 9 に示す。ここで，横軸の上天の固有周期は弾性固有周期  $T_e$  である。本手法により塑性化の影響を精度よく評価できていることがわかる。

#### 4. 応答変位スペクトルの作成とその検証

3 章で求めた並進方向のみを考慮した応答変位に，2 章で求めたロッキングの影響を考慮することで，L2sp II 地震動が作用した場合の応答変位スペクトルを作成する。作成フローを図 10 に示す。応答変位スペクトルの作成にあたっては，3.2 節で高架橋および高架上天の特性毎に整理した高架上天が弾性の場合の応答変位スペクトル（図 10 中の①）を元に，3.3 節における高架上天の塑性化の影響として固有周期の伸長（図 10 中の②）および履歴減衰による応答低減（図 10 中の③）で修正し，2 章で求めたロッキング補正係数を乗じて（図 10 中の④）求めた。なお，応答変位スペクトルは，高架橋および高架上天の特性毎に図 8 と同様の形で複数のグラフで示されるが，ここでは質量比 0.05，高架橋等価固有周期 0.8s，高架上天塑性率 3.0 の場合を代表例として図 11 に示す。なお同図には，図 2 に示す全覆い型の高架上天－高架橋一体骨組モデルによる非線形時刻歴応答解析結果も併せて示す。作成した応答変位スペクトルと，非線形骨組モデルによる応答解析結果を比較すると，高架上天の応答を精度よく予測できている。

#### 5. おわりに

L2sp II 地震動が入力された場合における高架上天の応答変位を，高架橋と高架上天の連成挙動を考慮するためロッキングによる影響と並進方向における影響でそれぞれ整理し，解析的な検討により簡易に求める手法を提案した。以下に本検討により得られた知見を示す。

- ・ 駅部高架橋のロッキングによる高架上天応答への影響は無視できないものの，ラーメン構造タイプの高架上天では，1 本柱タイプに比べてロッキング補正係数を低減できることを示した。
- ・ 並進方向の相互作用の影響について，地震入力時の高架上天の応答変位量への影響因子について理論的に考察し整理した。また，高架橋と高架上天の特性値や目標毎に分類して応答変位量を推定できることを示した。
- ・ 並進方向の相互作用とロッキング補正係数を用いて，高架橋の連成挙動を考慮した応答変位スペクトルを作成し，その妥当性を確認した。

なお，本報告では割愛したが，高架上天の構成部材から高架上天の保有変形量を算定する手法も提案している。そのため，提案した応答変位スペクトルで応答変位を推定し，保有変形量と比較することで，L2sp II 地震動作用時の高架上天の安全性を照査することが可能である。

#### 文献

- 1) 山田聖治，武居泰，清水克将：高架橋上旅客上天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.23-28，2008.10
- 2) 公益財団法人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），2012
- 3) 田治見宏：建築振動学，コロナ社，1984
- 4) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981

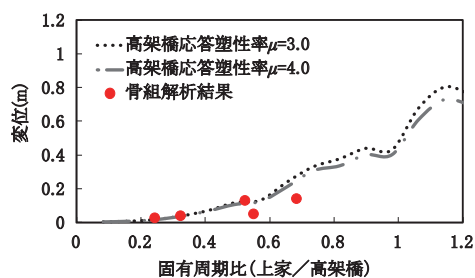


図 11 骨組モデルとの精度検証

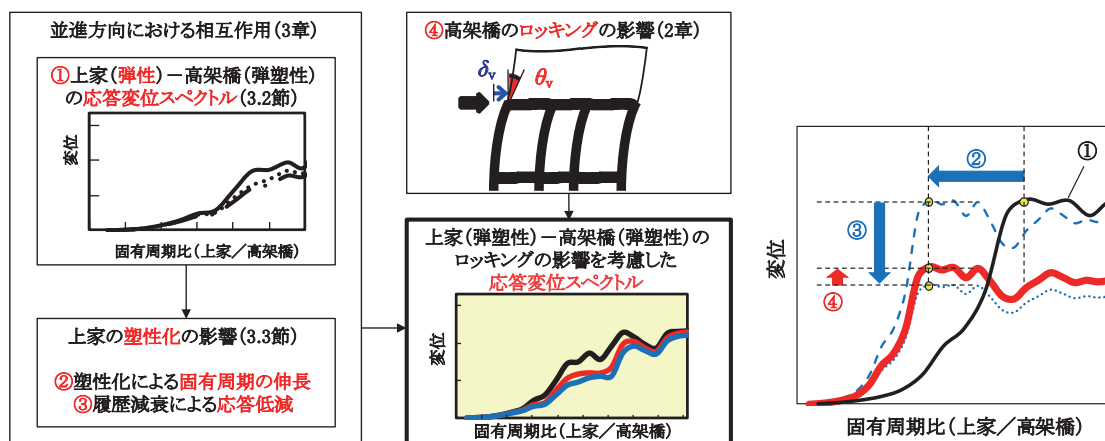


図 10 応答変位スペクトルの作成フロー