

鉄道高架橋—隣接建物間の動的相互作用の 基本特性に関する数値解析的検討

和田 一範¹・山田 聖治²・室野 剛隆³

¹正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: wada.kazunori.73@rtri.or.jp

²正会員 博士(工学) (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: seiji@rtri.or.jp

³正会員 博士(工学) (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: murono@rtri.or.jp

都市圏内では、鉄道高架橋に隣接して大型建物が存在、建設される場合がある。大型建物の質量は、鉄道高架橋の質量の数倍～数十倍あるため、地震時の建物振動が鉄道高架橋に与える影響は無視できない可能性がある。そこで、鉄道高架橋と隣接建物との動的相互作用の有無やそのメカニズム把握を目的に、高架橋—隣接建物連成系の FEM モデルを構築し、建物諸元、地盤条件などを変えて、時刻歴応答解析を実施し、高架橋、隣接建物の応答値について分析した。その結果、入力相互作用として、隣接建物基礎の剛性により地盤変形が抑制され高架橋への入力動が低減される、慣性の相互作用として、高架橋への入力動は、水平成分は建物と地盤の位相差が大きい場合に減少し、ロッキング挙動に起因する鉛直成分は増加する、ことが明らかとなった。

Key Words: kinematic interaction ; inertial interaction ; railway viaduct ; adjacent building

1. はじめに

大都市圏内では、鉄道高架橋に隣接して建物が存在または建設されるケースが多々見られる。特に大型な建物は鉄道高架橋に比べて、質量が数倍～数十倍あるため、地震時に隣接建物が存在することにより、周辺地盤を介して鉄道高架橋と相互作用を及ぼす可能性がある。

建物同士の相互作用に関しては、Lucoらの2次元SH波動場の半円球基礎を対象とした理論的検討¹⁾を端緒に、地表面基礎や埋め込み基礎を対象とした研究としては、境界要素法を用いた検討²⁾、薄層法と容積法を組合せた検討³⁾、薄層法・容積法・有限要素法を組合せた検討⁴⁾などが行われている。また、杭基礎を対象とした研究としては、文献⁵⁾の関連検討⁶⁾、境界要素法と有限要素法を組合せた3連～5連の杭基礎建物の配置や高さ、地震動の入射角度などをパラメータにした検討⁷⁾などが行われている。

一方で、隣接建物が土木構造物に及ぼす影響について

は、これまで検討事例が皆無である。鉄道構造物の耐震設計基準⁸⁾においても、鉄道構造物間の連成効果は構造計画で配慮するとしているが、周囲の建物の影響に関しては明記されていない。つまり、隣接建物が鉄道高架橋へ及ぼす影響は無視できない可能性があるものの、高架橋の応答の増減程度、その発生メカニズムなどに関しては、十分な知見が無いのが現状である。

そこで、本稿では鉄道高架橋と隣接建物との動的相互作用の有無やそのメカニズム把握を目的とし、数値解析的検討を実施する。具体的には、鉄道高架橋—地盤—隣接建物一体の2次元 FEM モデルを構築し、建物諸元、地盤条件や離隔を変え、基盤入力の時刻歴応答解析を行う。そして、鉄道高架橋、隣接建物、周辺地盤の応答値の大小関係について入力の相互作用および慣性の相互作用の観点から分析する。

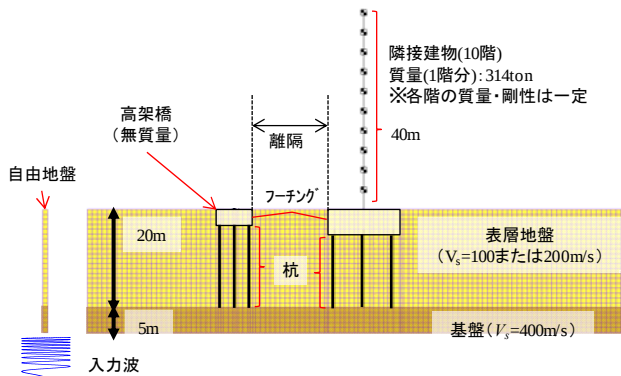


図-1 解析モデルの概要

表-1 構造物の諸元一覧

(a) 鉄道高架橋

	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)
柱	5.90	1.49
杭	0.785	0.049

(b) 建物

	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)
柱	0.020	2.37×10 ⁵
杭	1.77	0.249

2. 解析概要

(1) 解析モデル

図-1に鉄道高架橋—地盤—隣接建物の2次元FEMモデルを示し、鉄道高架橋および基本となる隣接建物の諸元を表-1に示す。10階建ての建物（杭基礎形式）と鉄道高架橋（杭基礎形式）が隣接するモデルとした。基本となる隣接建物の諸元は文献13)、高架橋の諸元は文献14)を基に設定した。地盤については、深さ20mまでは表層地盤（一層）とし、せん断弾性波速度 V_s を解析ケースごとに変化させた。一方で、深さ20～25mは基盤層として、全ケースでせん断弾性波速度 V_s を400m/sとした。モデル化方法として、構造物は梁要素、地盤はソリッド要素とした。また、鉄道高架橋の有効入力動を評価するため、高架橋の質量はゼロとし地上部分はモデル化していない。なお、本稿は基本的な挙動把握が目的のため、全要素を線形でモデル化し、地盤と構造物は剛な梁要素で接続し、杭と地盤との剥離現象は考慮していない。

(2) 解析パラメータおよび入力波

本稿では、隣接建物の影響を建物諸元（剛性、質量）、地盤剛性、離隔（高架橋と隣接建物の離れ）の3つの観点から分析する。本稿で検討する建物諸元、地盤諸元、離隔を表-2に示す。ここで、係数 α_m 、 α_b 、 α_f は隣接建物の質量および地上部の剛性、基礎部の剛性に関して(1)で述べた基本諸元の設定値からの倍率を示す。なお、隣接建物自体が存在しないケースも比較対象とするため、

表-2 解析パラメータ

(a) 建物

Type	質量に掛かる係数 α_m	柱剛性に掛かる係数 α_b	杭剛性に掛かる係数 α_f	備考
0	0	0	0	建物無
K1	0	0	1	無質量
K2	0	0	5	無質量
K3	0	0	10	無質量
I1	1	1	1	基本諸元
I2	5	1	1	
I3	10	1	1	
I4	1	5	1	
I5	5	5	1	
I6	10	5	1	
I7	1	10	1	
I8	5	10	1	
I9	10	10	1	

(b) 地盤条件・離隔

せん断弾性波速度 V_s (m/s)	離隔(m)
100, 200	1, 5, 10, 15

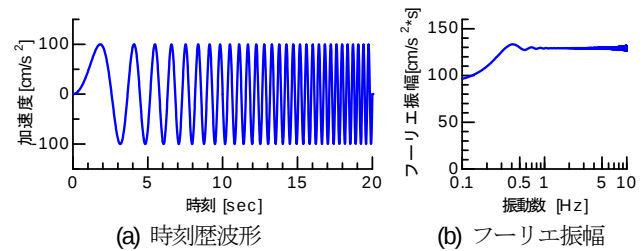


図-2 入力波

Type0 を設定している。地盤剛性については、表層地盤のせん断弾性波速度 V_s を 100m/s と 200m/s のケースを設定した。また、離隔については、高架橋と隣接建物のフーチング端部間の離れが 15m, 10m, 5m, 1m のケースを設定した。

入力波は図-2 に示すように、0.4-10Hz まで同等のフーリエ振幅を有する正弦スイープ波とし、基盤位置に入力させた時刻歴応答解析を実施した。時間刻みは 0.01 秒、減衰マトリクスは、隣接建物および地盤の主要な振動が概ねカバーできる振動数の 0.5Hz と 5Hz で 3%となる Rayleigh 減衰とした。

3. 入力の相互作用に関する検討

隣接建物の質量がゼロの TypeK1～3 と建物自体が存在しない Type0 に関して、各タイプの建物について、離隔や地盤剛性を表-2 に示す値で変化させた時刻歴応答解析を実施し、入力波のフーリエ振幅に対する高架橋フーチング中心位置における応答波（水平成分）のフーリエ振幅の比（以下、高架橋フーチング応答倍率と呼ぶ）お

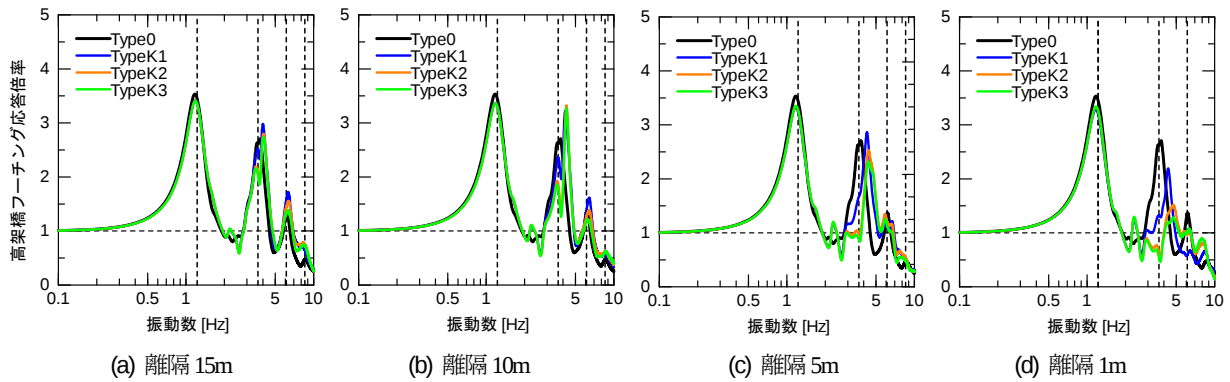


図-3 TypeK1～3およびType0の高架橋フーチング応答倍率 ($V_s=100\text{m/s}$)

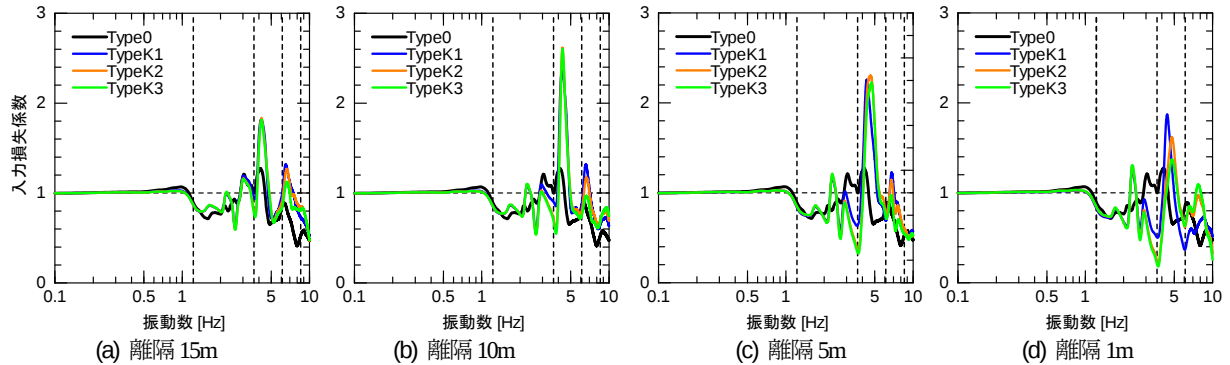


図-4 TypeK1～3およびType0の高架橋の入力損失係数 ($V_s=100\text{m/s}$)

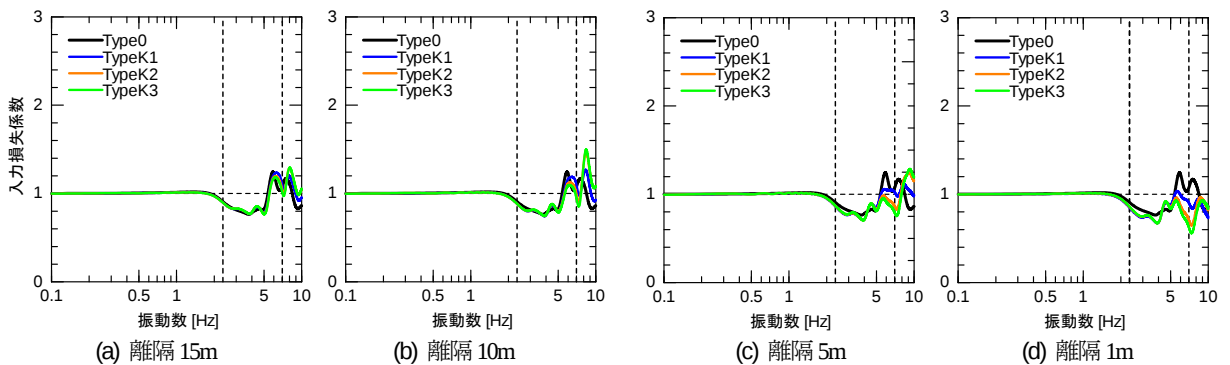


図-5 TypeK1～3およびType0の高架橋の入力損失係数 ($V_s=200\text{m/s}$)

および自由地盤地表面のフーリエ振幅に対する高架橋フーチング中心位置における値（入力損失係数）を比較する。

図-3、図-4に表層地盤のせん断弾性波速度 $V_s=100\text{m/s}$ の各ケースについて、高架橋フーチング応答倍率および入力損失係数を示す。ここで、図中の点線は、自由地盤の固有振動数（1～4次）を示す。

まず、離隔 1m の各結果に着目すると、建物自体が存在しないケース（Type0）に比べて、建物が隣接する（TypeK1～K3）ことで、地盤の2次、3次の固有振動数において高架橋フーチング応答倍率および入力損失係数が低下することがわかる。また、隣接建物の杭剛性が大きいほど、その低下度合いは大きい。これは、建物の基礎が直近に存在することで、周辺地盤の剛性が見かけ上大きくなり、その結果、地盤変形が抑制されるためであると考えられる。ここで、地盤の1次固有振動数では、そのような効果はほとんど見られないが、これは1次モ

ードでは建物基礎も地盤変形に追従しやすく、拘束効果が小さいためと考えられる。この傾向は、鉄道高架橋の入力損失効果の既往研究¹⁹⁾でも同様となっている。すなわち、後述の地盤剛性を変えた結果とも関連するが、建物が隣接することで、入力損失効果が付加され、その大小は、地盤と建物基礎の剛性のバランスおよび地盤の振動モード形状との関係で決定されると考えられる。

続いて、離隔 5m、10m、15m の各結果を同様に比較すると、離隔が大きいほど、建物が隣接することによる効果が小さいことがわかる。特に、離隔が 15m の場合は、建物の有無による違いはほとんど見られない。

図-5に表層地盤のせん断弾性波速度 $V_s=200\text{m/s}$ の各ケースについて、入力損失係数を示す。傾向はせん断弾性波速度 $V_s=100\text{m/s}$ の場合と同じであるが、地盤の剛性が比較的大きいため、建物基礎が存在することによる低下効果は小さいといえる。

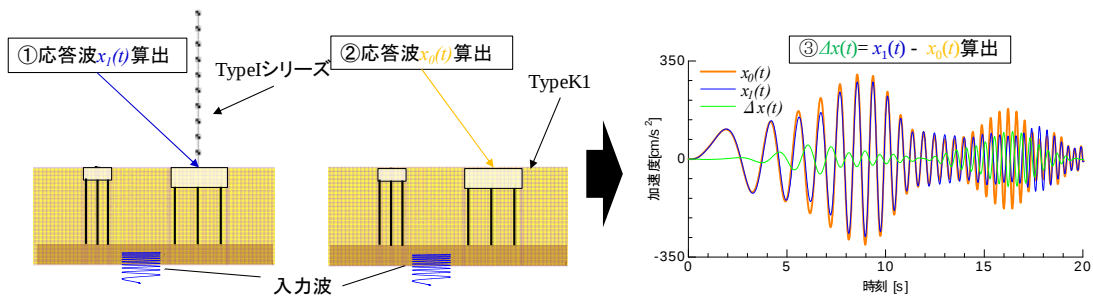


図-6 差分応答波の算定概要（隣接建物フーチングでの例）

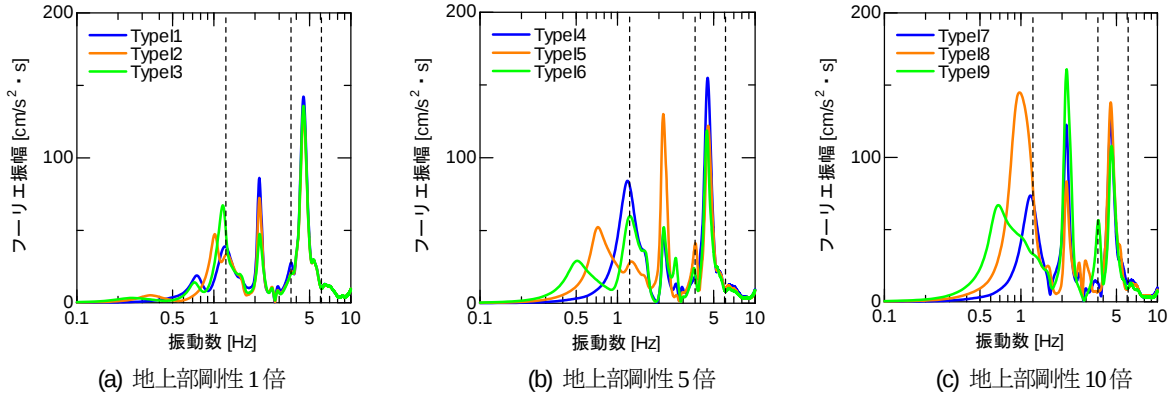


図-7 TypeI1～9の建物フーチング中心位置での差分応答波（水平成分）のフーリエ振幅（ $V_s=100\text{m/s}$ ，離隔 15m）

以上をまとめると，建物が隣接することにより，自由

$$\Delta x(t) = x_i(t) - x_0(t) \quad (1)$$

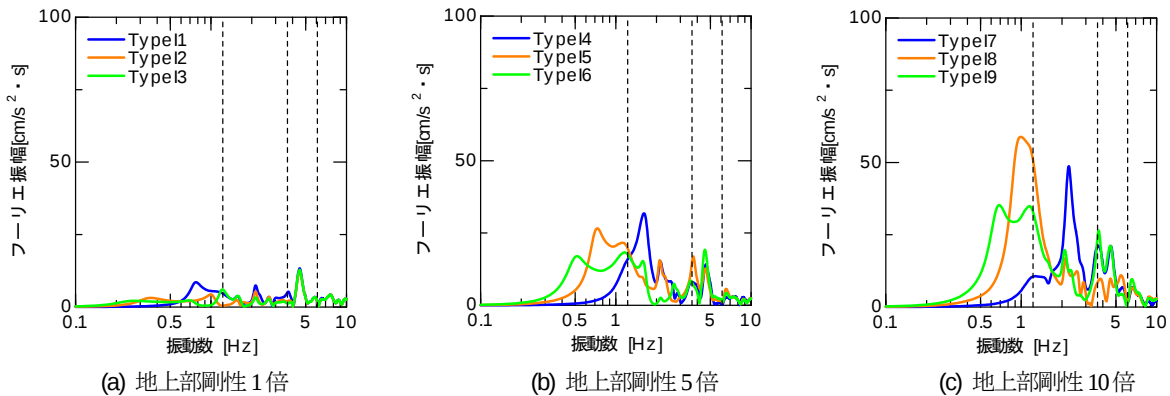


図-8 TypeI1～9の建物フーチング端部の差分応答波（鉛直成分）のフーリエ振幅（ $V_s=100\text{m/s}$ ，離隔 15m）

地盤の高次の固有振動数帯について，高架橋へ入力される振動が低減されることがわかった．また，その効果は地盤が相対的に軟らかいほど，離隔が小さいほど大きいことがわかった．

4. 慣性の相互作用に関する検討

(1) 検討方法

隣接建物の質量が非ゼロの場合，建物が隣接しない場合に対して，慣性と入力それぞれの相互作用効果が含まれた応答となる．そこで，評価したい隣接建物（質量を有する TypeI シリーズ）について，ある離隔，地盤条件の下での時刻歴応答波形 $x_i(t)$ と同じ離隔・地盤条件で隣接建物の質量がゼロの TypeK1 の時刻歴応答波形 $x_0(t)$ との差分 $\Delta x(t)$ を算定することとした（図-6）．

式(1)により算定された $\Delta x(t)$ は隣接建物の質量のみの効果，すなわち隣接建物による慣性の相互作用のみの効果に起因した応答波（以下，差分応答波）となる．

本章では，隣接建物の質量や地上部の剛性が異なることによる振動特性の違いや離隔の違いにより高架橋への入力動の違いを差分応答波を用いて分析する．

(2) 建物の振動特性と差分応答波の特徴

TypeI1～9 の隣接建物のフーチング中心位置での差分応答波（水平成分）のフーリエ振幅を図-7 に示す．併せて，TypeI1～9 の隣接建物のフーチング端部での差分応答波（鉛直成分）のフーリエ振幅を図-8 に示す．また，隣接建物の振動特性を把握するために，各 Type の建物フーチングに対する最上階の応答倍率（水平成分同士のフーリエ振幅比）を図-9 に示す．なお，本節で検

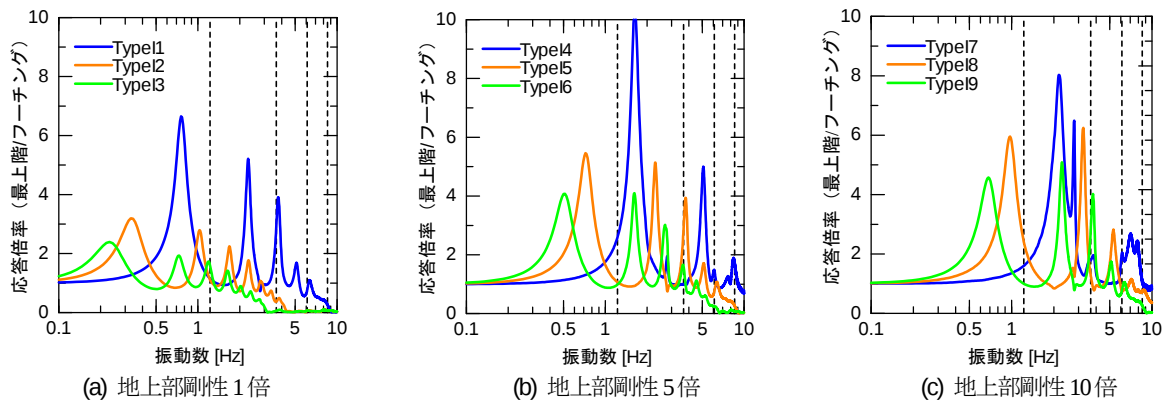


図-9 Type1～9の建物フーチング中心位置に対する最上階の応答倍率（水平成分， $V_s=100\text{m/s}$ ，離隔 15m）

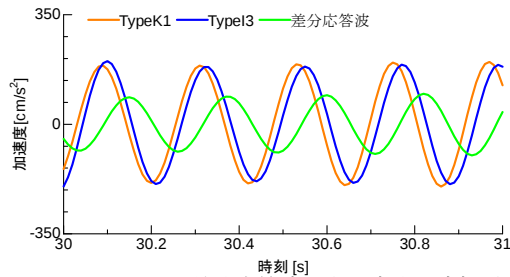


図-10 Type3, K1, 差分応答波の水平成分の時刻歴波形
（建物フーチング中心位置， $V_s=100\text{m/s}$ ，離隔 15m）

討するケースはいずれも表層地盤のせん断弾性波速度 $V_s=100\text{m/s}$ ，離隔 15m の場合とする。

まず，地上部剛性が 1 倍の場合に着目すると，1Hz 以下で明瞭に見られる隣接建物の主要な振動成分がフーチング位置にほとんど含まれていない（図-7(a)，図-8(a)）。Type1 を例にとると，約 0.8Hz に隣接建物の固有振動数が見られる（図-9(a)）が，その影響が差分応答波には見られない。一方で，約 2Hz と約 4.5Hz にフーチング中心位置の差分応答波（水平成分）のフーリエ振幅にピークが見られる。これらの振動数帯のピークは，地上部剛性が 5 倍，10 倍の場合でも共通して見られ（図-7(b)，(c)），建物諸元に依らない特徴である。また，図-3(a)よりこれらの振動数帯は，地盤の反共振振動数付近であることがわかる。ここで，一例として 4.5Hz あたりのピークに着目し，建物フーチング中心位置での Type3，TypeK1，差分応答波の時刻歴応答波形（水平成分）を図-10 に示す。ここでは，4～5.5Hz のバンドパスフィルター処理を実施している。この図より各 Type の応答波形の振幅は同程度であり，位相がずれることで差分応答波が生じていることがわかる。これは，隣接建物が質量を有することで地盤の反共振振動数がわずかに変化しているためである。しかし，鉄道高架橋へ与える影響という観点からは，本現象は特に着目すべきものとは言えない。

続いて，地上部剛性が 5 倍や 10 倍のケースについて，隣接建物の 1 次固有振動数が地盤の 1 次固有振動数よりも小さい場合，隣接建物の固有振動数帯で差分応答波の

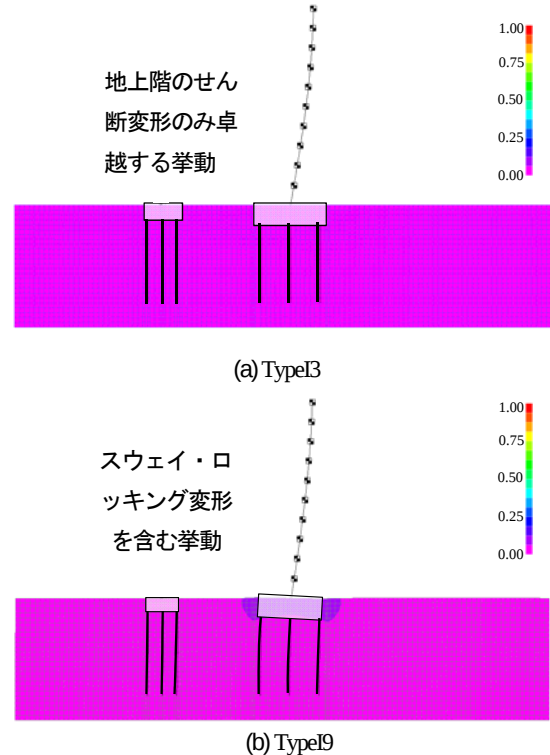
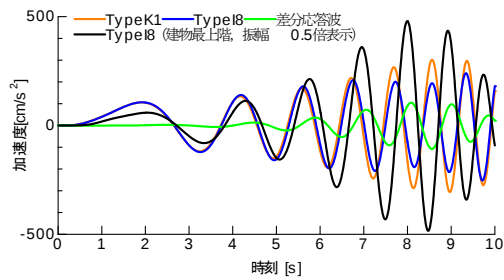


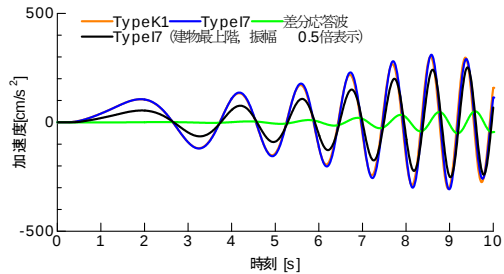
図-11 建物の 1 次固有振動モード ($V_s=100\text{m/s}$ ，離隔 15m)

水平成分がピークを示す。例えば，Type9 では，隣接建物の 1 次固有振動数である約 0.7Hz（図-9(c)）の振動数帯で，差分応答波のフーリエ振幅もピークを有する（図-7(c)）。一方で，差分応答波の鉛直成分は，いずれのケースも図-9(b)，(c)で示される建物の 1 次固有振動数帯でピークを示す（図-8(b)，(c)）。なお，Rayleigh 減衰の振動数依存性により，隣接建物の固有振動数での応答倍率は建物諸元ごとに異なる（図-9）ため，上述した建物振動の応答の大小を定量的には比較できない。しかし，地上部の剛性の大小で明らかに建物の主要な振動成分での影響程度に差があることは，上述したケースの比較から判断できる。

地上部の剛性の大小と建物フーチングの振動特性の関係を分析するため，Type3 と Type9 について，隣接建物の 1 次固有振動モードを図-11 に示す。なお，地盤（ソリッド要素）のモード振幅はコンターで表示している。



(a) 建物の固有振動数<地盤の固有振動数の場合



(b) 建物の固有振動数>地盤の固有振動数の場合

図-12 TypeI7, I8, K1, 差分応答波の時刻歴波形

地上部の剛性が相対的に小さい TypeI3 は、地上部のせん断変形のみが卓越し、建物フーチングおよび周辺地盤はほとんど振動していないことがわかる（図-11(a)）。一方で、地上部の剛性が相対的に大きい TypeI9 は、地上部のせん断変形に加え、フーチングのスウェーロッキング変形が生じ、周辺地盤も振動している（図-11(b)）。このことから、隣接建物の振動モードがせん断変形卓越モードか、スウェーロッキングを含んだモードかによって、建物フーチングおよび周辺地盤の挙動が異なることがわかる。これは、差分応答波が地上部の剛性 1 倍の場合に生じにくく（図-7(a), 図-8(a)）、5 倍、10 倍の際に生じる場合がある（図-7(b), (c), 図-8(b), (c)）ことと対応している。

次に、差分応答波の生成要因と地盤—建物の固有振動数の関係を分析するために、建物フーチング中心位置での TypeI7, TypeI8, TypeK1, 差分応答波の時刻歴応答波形（水平成分）を図-12 に示す。なお、質量を有する TypeI7, I8 については、建物の最上階の応答波形も併せて示している。図-12(a)より、建物の固有振動数が地盤の固有振動数よりも小さい場合は、建物フーチング（地盤）と建物最上階の応答の位相差が大きい。この位相差によって建物の慣性力と地盤変形が相殺されるため、TypeK1 に比べて TypeI8 の応答値が減少し、差分応答波が生じている。一方で、図-12(b)より建物の固有振動数が地盤の固有振動数よりも大きい場合は、建物フーチング（地盤）と建物最上階の応答の位相差が小さい。本条件の場合は、地盤変形に建物の慣性力作用が付加されるため、TypeK1 に比べて応答を僅かに増大させているが、TypeI7 は質量が比較的小さいため、その効果は小さい。

続いて、図-13 に建物フーチング端部に関する TypeI9,

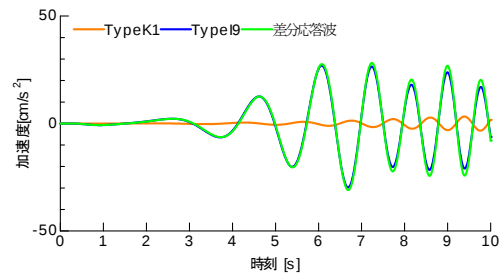
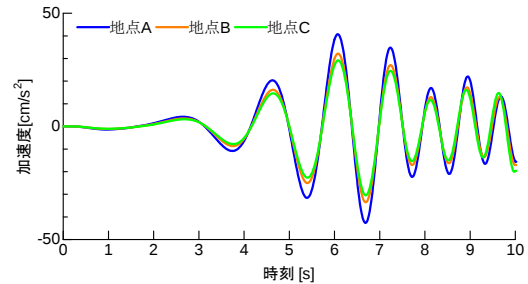
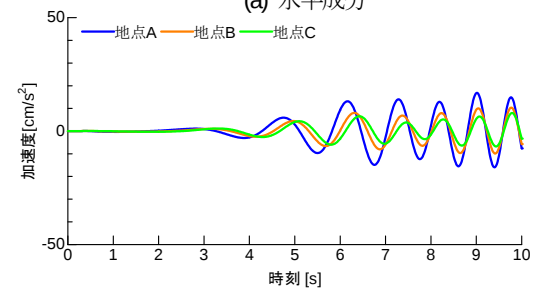


図-13 TypeI3, K1, 差分応答波の時刻歴波形
(フーチング端部の鉛直成分)



(a) 水平成分



(b) 鉛直成分

図-14 TypeI9 の地表面の差分応答波の時刻歴波形
($V_s=100\text{m/s}$, 離隔 15m)

TypeK1, 差分応答波の鉛直成分を示す。この図より TypeK1 はほとんど応答せず、TypeI9 の応答がそのまま差分応答波となっていることがわかる。これは、建物のロッキング成分に起因するものと考えられる。すなわち、質量がゼロの場合は、鉛直振動はほとんど励起されないが、建物が質量を有することで生じるロッキング挙動から鉛直振動が新たに励起されると考えられる。

(3) 建物振動と周辺地盤・高架橋の応答の特徴

本節では、(2)で検討したケースの中で、慣性の相互作用の影響が比較的大きい TypeI9 について、建物の振動成分（約 0.7Hz）の影響に着目する。建物フーチング端部からの距離 2.5m（地点 A）、7.5m（地点 B）、12.5m（地点 C）の地表面における差分応答波（水平成分、鉛直成分）の時刻歴波形（2Hz のローパスフィルター処理）を図-14 に、フーリエ振幅を図-15 に示す。

水平成分、鉛直成分いずれも地点 A, B, C と建物から離れるほど、差分応答波の時刻歴波形の振幅およびフーリエ振幅が低減している。また、時刻歴波形の到達時間については、水平成分は各地点でほぼ同時であるが、

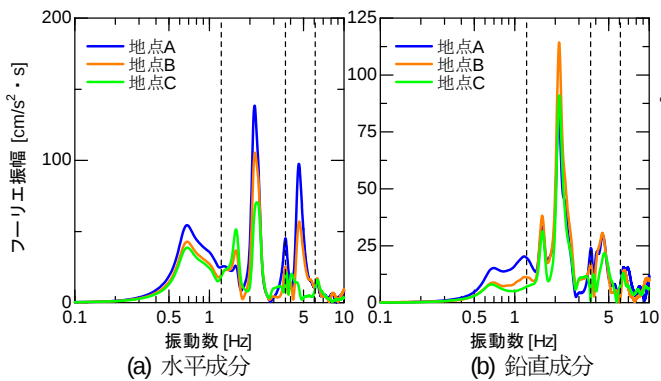


図-15 Type9の地表面の差分応答波のフーリエ振幅

($V_s=100\text{m/s}$, 離隔 15m)

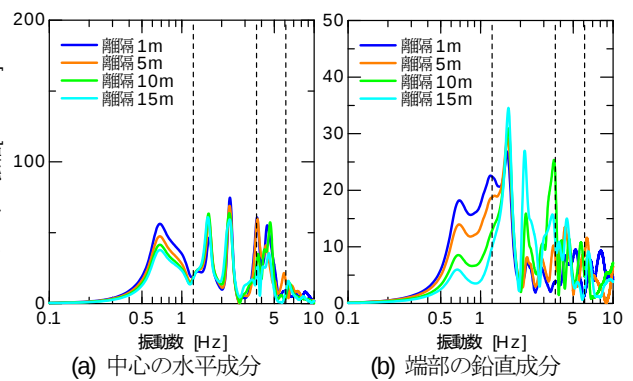


図-16 Type9の高架橋フーチング位置での

差分応答波のフーリエ振幅 ($V_s=100\text{m/s}$)

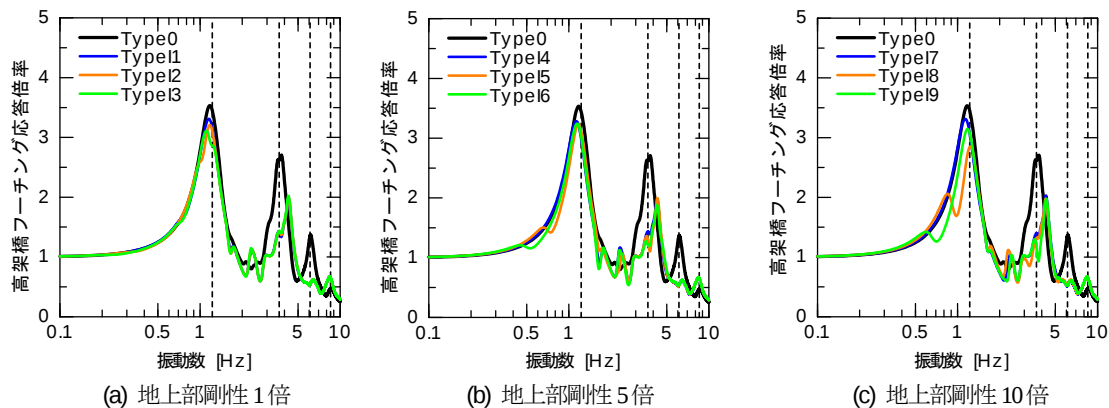


図-17 Type1~9およびType0の高架橋フーチング応答倍率 ($V_s=100\text{m/s}$, 離隔 1m)

鉛直成分については、地点 A, B, C の順で早い。上記結果に関して、水平成分については、(2)で述べた建物の地上階と地盤の応答の位相差による慣性力が地盤変形を相殺する効果が、建物位置から離れるほど小さくなっていると考えられる。一方で、鉛直成分については、建物のロッキング挙動に起因する地盤への振動伝播による応答の増加効果であるため、建物から離れるほど到達時刻が遅れ、かつ幾何減衰で振幅が小さくなっていると考えられる。

続いて、Type9 の鉄道高架橋—隣接建物間の離隔を変えたケースの差分応答波について、高架橋フーチング中心位置でのフーリエ振幅（水平成分）および高架橋フーチング端部でのフーリエ振幅（鉛直成分）を図-16 に示す。その結果、離隔が 1m の場合は、建物フーチングでの差分応答波（図-6(c)）に近いフーリエ振幅を示しているが、離隔が大きくなるほど、差分応答波のフーリエ振幅の値は減少する。

以上をまとめると、慣性の相互作用としては、隣接建物がスウェーロッキングを含んだ振動モードとなる場合、その振動数帯で発現されることがわかった。その効果は水平成分については、地盤の固有振動数 f_g と建物の固有振動数 f_b の大小関係と質量に依存し、 $f_g > f_b$ の場合は、建物と地盤の応答の位相差で応答が低減、 $f_g < f_b$ の場合は、建物と地盤が位相差が小さく、応答が増加する傾向

となる。また、応答の増減程度は、質量が大きい方が大きい、一方で、鉛直成分については、ロッキング挙動で励起される成分であるが、これは質量がゼロの場合に励起されていないため、応答増加の効果となる。周辺地盤を介して、これらの効果は鉄道高架橋へ影響を与え、離隔が小さいほど、その影響は大きくなることがわかった。

5. 動的相互作用の高架橋の入力動への寄与

本章では、3. 4. をまとめて隣接建物の存在が高架橋の全体応答へ及ぼす影響程度を把握する。そのため、隣接建物の質量を有する Type1~9 について、高架橋フーチング応答倍率を比較する。図-17 に表層地盤のせん断弾性波速度 100m/s、離隔 1m の場合の各 Type について、高架橋フーチング応答倍率を示す。ここで、比較のために、建物が隣接しない Type0 の結果も併せて示す。

図-17(a)より、地上部の剛性が 1 倍の場合は、Type1~B とともに図-3(d)で示した隣接建物が無質量の TypeK1 の結果とほとんど一致しており、建物が無いケースとの差はほとんど入力損失効果であると言える。これは、4.(2)で示したように差分応答波がほとんど発生していないことから明らかな結果と言える。一方で、4.(2), (3)で差分応答波がある程度発生していた地上部の剛性が 5 倍や 10 倍の結果については、入力損失効果に加えて、建物

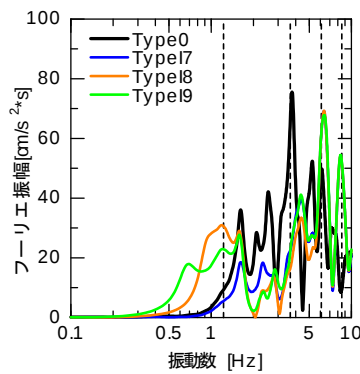


図-18 Type7～9およびType0の高架橋フーチング端部の鉛直成分フーリエ振幅 ($V_s=100\text{m/s}$, 離隔 1m)

の振動モードにおいて慣性の相互作用によって、建物が無い場合より応答が低減している。(図-17(b), (c))。例えば、Type19に着目すると、4.(2), (3)で述べたように約 0.7Hz の建物の主要な振動成分に対して、応答を減少させる効果が見られたのに対応して、高架橋フーチング応答倍率も減少している(図-17(c))。

一方で、4.(2), (3)で述べたロッキング挙動により生成される振動成分は図-18 に示すように高架橋フーチング端部の鉛直成分には、応答を増加させる効果として現われているが、高架橋の入力動(水平成分)へは明瞭な効果として現れていないと言える。ただし、ロッキング挙動に起因する振動は、地盤を伝播する中で水平成分へも影響すると考えられる。本稿で対象としたケースでは明瞭には見えないが、よりロッキング挙動が卓越するような建物の振動モードとなる場合は、高架橋の入力動(水平成分)を増加させる可能性もある。

以上をまとめると、離隔が小さい場合、入力損失効果は地盤の固有振動数帯で明瞭に現れ、慣性の相互作用は、限定的なケースでは、建物と地盤の位相差による応答低減効果が見られる場合があることがわかった。

6. おわりに

本稿では鉄道高架橋と隣接建物との動的相互作用の有無やそのメカニズム把握を目的に、鉄道高架橋—地盤—隣接建物の一体の 2 次元 FEM モデルを構築し、建物諸元、地盤条件や離隔を変えて、基盤入力の時刻歴応答解析を実施し、鉄道高架橋、隣接建物、周辺地盤の応答値の大小関係について分析した。得られた知見を以下に示す。

- ・入力に相互作用に関して、建物が隣接すると、自由地盤の高次の固有振動数帯について、高架橋へ入力される振動が低減される入力損失効果が見られる。また、その効果は地盤が相対的に軟らかいほど、離隔が小さいほど大きい。
- ・隣接建物の剛性や質量が小さく、隣接建物のせん断

変形モードが卓越する場合、慣性の相互作用の影響は小さい。

- ・隣接建物の剛性や質量が大きく、スウェーロッキングを含んだ振動モードとなる場合、その振動数帯で慣性の相互作用は発現される。その効果は水平成分については、建物と地盤の位相差が大きい場合に応答が減少する。また、鉛直成分は、ロッキング挙動による応答増加効果である。
- ・動的相互作用の高架橋の入力動への影響としては、離隔が小さい場合に、入力損失効果による応答減少効果が期待できる。一方で、慣性の相互作用は、建物諸元による限定的なケースでは建物と地盤の位相差による応答低減効果が見られる場合がある。ただし、建物のロッキング挙動がより支配的な振動モードとなる場合は、応答を増加させる可能性もある。

参考文献

- 1) Luco J.E. and Contesse L.: Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction, Bull. Seis. Soc. America, Vol.63, pp.1289-1303, 1975.
- 2) 中井正一, 福和伸夫: 埋め込み剛基礎の動特性に基づく動的擬似3次元効果の考察, 境界要素法による動的擬似3次元効果に関する研究(その2), 日本建築学会構造系論文集, No.380, pp.56-66, 1987.
- 3) 川瀬博, 吉田一博, 佐藤俊明: 境界要素法による地表面上剛基礎の相互連成解析, 清水建設研究報告, 第38号, pp.11-21, 1984.
- 4) 吉田一博, 川瀬博: 埋設された剛構造物相互の連成振動, 第7回日本地震工学シンポジウム, pp.1045-1050, 1986.
- 5) 岩本賢治, 兵頭陽, 喜多村英司, 宮本裕司, 大塚康弘: 複数隣接建屋の動的相互作用解析(その1) 埋込みがない場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.385-386, 1995.
- 6) 岩本賢治, 兵頭陽, 喜多村英司, 宮本裕司, 大塚康弘: 複数隣接建屋の動的相互作用解析(その2) 埋込みが有る場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.387-388, 1995.
- 7) 文学章, 福和伸夫: 隣接建物の存在が直接基礎の動的相互作用特性に与える影響に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第600号, pp.97-105, 2006.
- 8) 文学章, 福和伸夫: 隣接建物の存在が杭基礎の動的相互作用特性に与える影響に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第606号, pp.147-154, 2006.
- 9) Padron L.A., Aznarez J.J., Maeso O.: Dynamic structure-soil-structure interaction between nearby piled buildings under seismic excitation by BEM-FEM model, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.29, pp.1084-1096, 2009.
- 10) Padron L.A., Aznarez J.J., Maeso O.: 3-D boundary element-finite element method for the dynamic analysis of piled buildings, Engineering Analysis with Boundary Elements, Vol.35 pp.465-477, 2011.

- 11) Guillermo M.A., Lusi A.P., Juan J.A., Orlando M.: Structure-soil-structure interaction effects on the dynamic response of piled structures under obliquely incident seismic shear waves, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.78, pp.142-153, 2015.
- 12) 国土交通省監修, 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, 丸善出版, 2012.
- 13) 日本建築学会関東支部編: 建築構造物の動的性状と解析, 2014.
- 14) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計設計計算例 鉄筋コンクリート橋脚(杭基礎), 2001.
- 15) 寶地雄大, 室野剛隆: 杭基礎による入力損失効果の実務的評価手法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 73, No. 2, pp.473-482, 2017.

(. 受付)

Dynamic interactions between a railway viaduct and an adjacent building based on numerical analysis

Kazunori WADA, Seiji YAMADA and Yoshitaka MURONO

In large metropolitan areas, there are many cases where large buildings are built adjacent to a railway viaduct. These buildings are quite massive compared to the size and weight of a railway viaduct. In an event of an earthquake, response of such buildings can have an adverse effect on the railway viaducts; considerations for such are too serious to be ignored. In this paper, dynamic interaction between a railway viaduct and adjacent buildings based on numerical analysis is investigated. Results indicate that the effective input motion to the viaduct is reduced considerably due to the presence of rigid foundations of adjacent buildings. However, when the rocking mode of the adjacent building dominates, the effective input motion tend to increase.