

地下鉄振動の建物内振動伝搬と基礎の入力損失に関する研究

Study on the Vibration Propagation Characteristics of Buildings and the Input Loss of Foundation Excited by the Underground Pass

建築事業企画部 山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI
 谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI
 岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO
 原田 浩之 HIROYUKI HARADA

地下鉄軌道直上にある RC 壁式構造の建物のスラブ振動およびこの建物に基礎で連結された高層 RC 建物の振動をそれぞれ測定した。スラブ振動の特徴として、1 次モードが卓越すること、二重床の敷設前後で高次振動モードの特性が変化すること等が分かった。高層建物の振動特性は既存の測定結果の示す傾向と同様であり、質点系モデルによる解析によりシミュレートできることが分かった。また、固体伝搬音の伝搬特性の一要素である基礎の入力損失の簡易評価法について示し、柔基礎の入力損失に関する考察を行った。

キーワード：地下鉄振動, 振動測定, 固体伝搬音, 伝達関数, 質点系モデル, 基礎の入力損失

Measurements of the slab vibration of RC wall structure just above the Underground Railroad line and vibration of the tall building connected with the RC building at the foundation were carried out. As the characteristics of the slab vibration, these were found that the first vibration mode of the slab was dominant and the characteristics of the higher mode after installing the dry double floors were changed. The vibration characteristics of the tall building were as same as those of other buildings, which were measured previously, and were simulated properly with the multi degree of freedom system. We also proposed the simplified method of simulating the input loss of foundation, which is one of the significant characteristics generating the structure borne sound, and studies of those characteristics of flexible foundation.

Key Words: Subway Vibration, Vibration Measurement, Structure Borne Sound, Transfer Function, Multi Degree of Freedom System, Input Loss of Foundation

1. はじめに

鉄道軌道近傍の建物における固体伝搬音(以下、固体音)の評価およびその対策が重要な課題となってきた。著者らは固体音の発生過程となる建物の振動伝搬特性を把握するために振動測定を行い、希少であった測定データの収集を推進するとともに、固体音の予測を目的とした解析的検討を実施してきた。本報では、前報¹⁾に示した地下鉄軌道直上に建つ建物を含む全2棟の建物の振動測定を行う機会を得たので、その振動測定結果について報告するとともに、振動特性を把握するために行った解析結果について報告する。また、固体音の予測のためには、地盤中の波動伝搬および基礎の入力損失の各特性についての評価法の構築が必要である。一般的に、地盤中の波動伝搬特性については、Rayleigh 波の伝搬を仮

定して幾何減衰($1/\sqrt{r}$, r :距離)により評価される例が多い。既往の実測結果等²⁾ではおおむねこの仮定が成り立っていると考えられる。一方、基礎の入力損失特性は地表面剛基礎を仮定した山原(1974)³⁾(以下、山原式)が良く用いられる。しかし、地下鉄のように加振源が地中にある場合や、軌道の近傍や直上に建物が存在する場合は、表面波が十分に発達しないだけでなく直達実体波の影響を無視できない。また、長大な基礎等で基礎の剛性が地盤の剛性と比較して剛体仮定が成立しない場合(柔基礎)や、杭基礎など地表面基礎とみなすことのできない場合に、山原式の適用に疑問が残る。ここでは、柔基礎を想定した場合の基礎の入力損失の簡易評価法について示し、平板の形状をした RC 造基礎の厚さと地盤のせん断波速度を変化させた場合における同基礎の入力損失の変化について検討する。

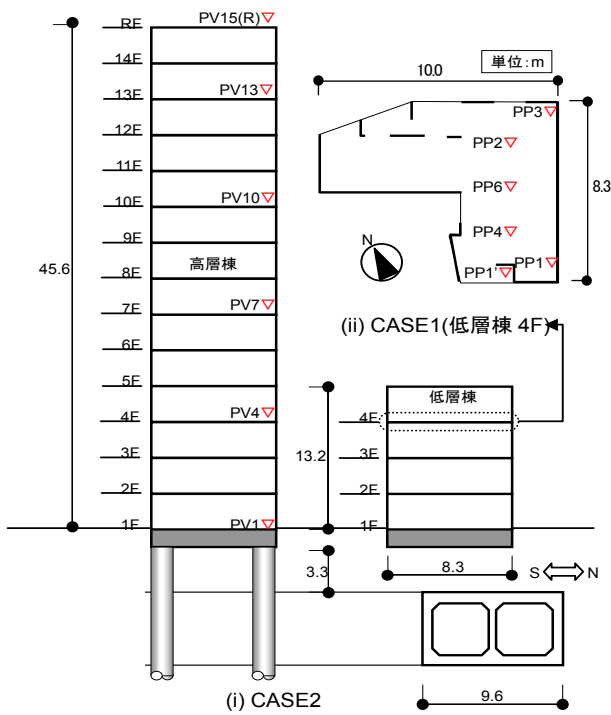


図-1 対象建物と地下鉄に関する概要図
(▽:ピックアップ設置位置)

2. 地下鉄振動の建物内振動伝搬に関する実測と解析

(1) 建物および測定概要

図-1 に対象建物と地下鉄函体に関する位置関係を示す。1棟は既報¹⁾において示した建物と同一建物(低層棟)であり、基礎梁で接続された別棟(高層棟)が隣接する。低層棟は平面がL字形をした直接基礎の4階建共同住宅である。基礎下端から3.3mの深さの位置に函体の天端がある。建物概要および過去の測定詳細は既報¹⁾を参照されたい。高層棟は地上14階の共同住宅で、約8m×19mのほぼ整形な平面形状をなしている。構造種別はRC造、構造形式はラーメン形式、基礎は杭基礎(支持杭)である。高層棟は低層棟と同様に騒音対策として基礎直下に厚さ50mmの防振用のゴムシートを両棟の基礎全面に敷いている。既報¹⁾の測定状況は低層棟が上棟した状況であったが、今回は竣工直前の状況で測定されている。測定には周波数範囲がDC~100Hz(LPF)である1成分加速度計(株ミツトヨ製)を使用した。また、図-1にはピックアップ(以下、PU)の配置状況を示している(図中▽)。低層棟の4階におけるスラブの振動特性を把握する目的でPUを配置したものをCASE1、高層棟の鉛直方向の振動特性を把握する目的でPUを配置したものをCASE2

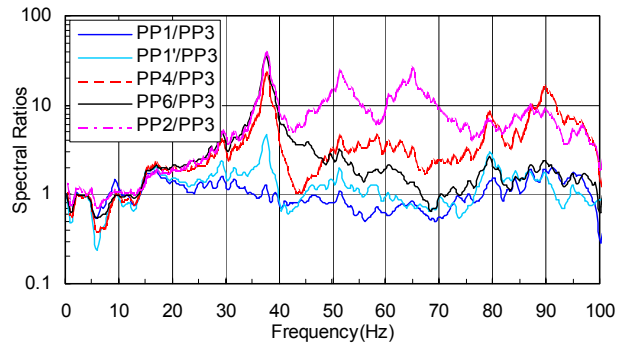


図-2 PP3 に対する各点のスペクトル比(CASE1)

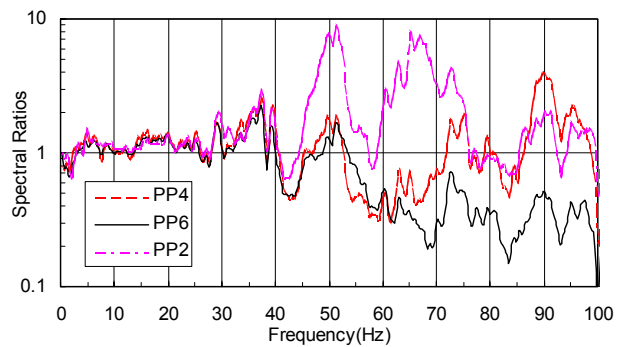


図-3 PP3 に対するスペクトル比の二重床敷設前に対する比(CASE1)

とする。なお、CASE1では図中PP1およびPP1'を除き既報¹⁾と平面的にほぼ同位置にPUを設置したが、仕上げ等の関係で必ずしも前回の測定位置とは合致していない。また、既報¹⁾は3階で測定しているが、平面形状の違いはほとんどないことから、階の違いによる影響は少ないと考えられる。スラブは乾式間仕切壁先行の二重床であり、PP2は二重床の中央付近で測定したが、PP2以外は先行壁近傍での測定となった。PP1、PP1'は玄関等で二重床上ではない。CASE2はスラブ振動の影響の少ない柱際、屋上階においては柱の直上の屋根仕上げ上にPUを設置した。なお、データはサンプリング周波数500Hz、A/D変換は16bitで収録した。また、データ処理は地下鉄の通過時間約10~15秒間を含めた約16秒間でFourierスペクトル(バンド幅0.5HzのParzenウィンドウによる平滑処理を実施)を計算し、各点間のスペクトル比を計算した後、良好な測定結果が得られたものに対してのみ相加平均した。

(2) 測定結果

図-2にCASE1における基準点PP3に対する各点のFourierスペクトル比(以下、スペクトル比)を示す。37Hzにスラブの1次振動モードとみられる鋭いピークはPP1を除く各点に現れているが、40Hzを超えるとスペ

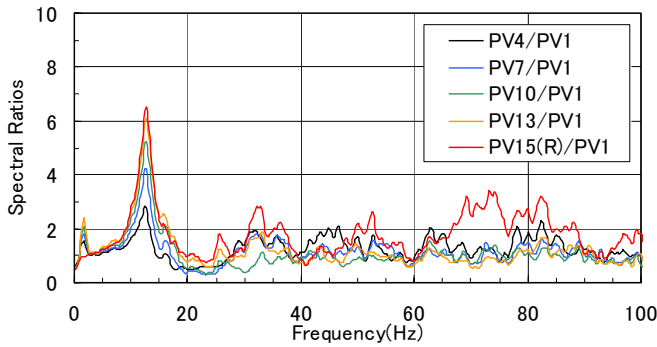


図-4 PV1 に対するスペクトル比(CASE2)

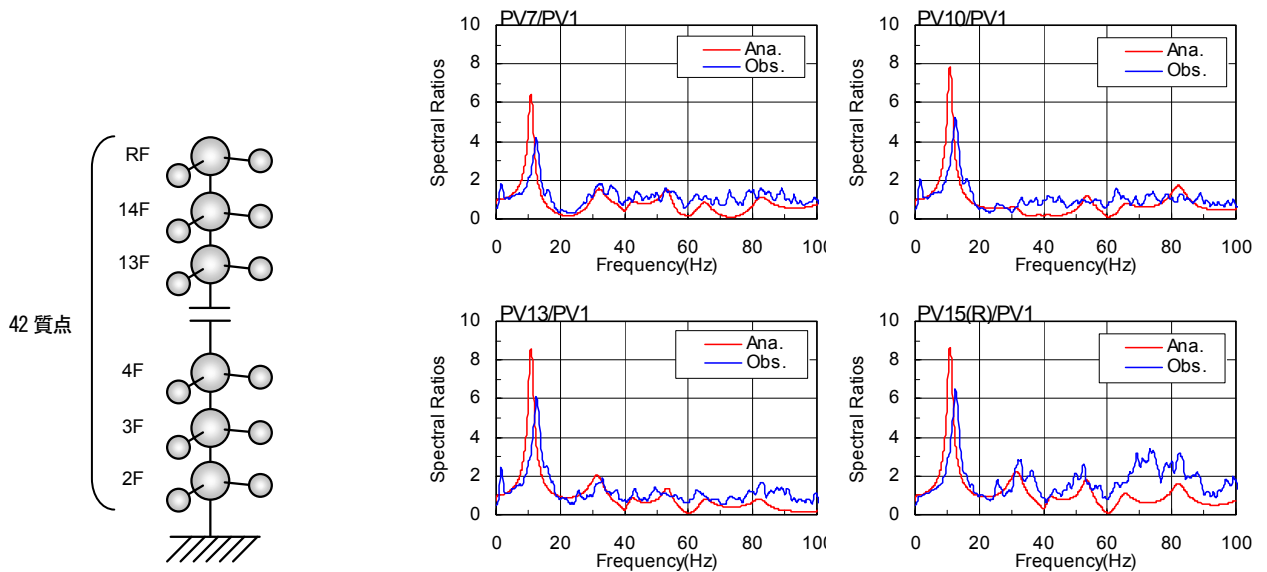
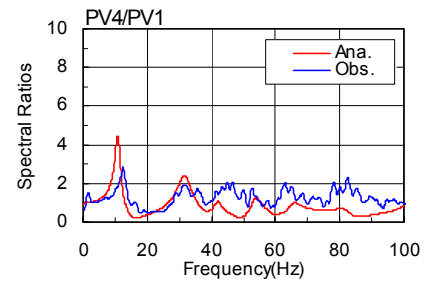


図-5 解析モデル

図-6 PV1 に対する各階の伝達関数(解析と実測との比較)

クトル比にばらつきが見られる。特に、間仕切壁の影響の少ないPP2においては、51Hzと65Hzに1次モード程度の大きなスペクトル比が見られる。図-3に図-2のスペクトル比を既報¹⁾の対応する各点のスペクトル比で除した比を示す。すなわち、同図は二重床の敷設前後におけるスペクトル比の変化を見たものである。40 Hz程度以下ではばらつきはあるもののおおむね同様の値となっている。すなわち、二重床の敷設前後の特性変化はほとんど見られない。37~38 Hz付近のスペクトル比の乱れは、仕上げ荷重の増加によるスラブの1次固有振動数の低下を反映したものと考えられる。二重床の中央付近にあるPP2は51 Hzと67 Hz付近に顕著なピークが見られる。一方、間仕切壁付近のPP4, PP6は増幅している振動数領域もあるが、60, 69, 83 Hz等で顕著に落ち込む振動数領域も見られる。PP2のピークは二重床の振動特性を反映したものであるが、他のポイントでは間仕切壁やキッチンカウンター等の造作物の振動特性の影響を受けているものと考えられる。

図-4にCASE2におけるPV1に対する各階のスペクトル比を示す。

12.6 Hzに上下振動の1次振動数があり、30, 50 Hz付近に2, 3次モードと思われる緩やかなピークが見られる。1次モードを除くとおおむねスペクトル比が2以下程度となっており、これまでの測定結果と調和的である。PV15(R)/PV1の70 Hz付近には他のスペクトル比では見られないピークが見られる。PV15(R)のみ屋根根仕上げ面上に設置していることが影響していると考えられる。

(3) 質点系モデルによる解析

既報^{2),4)}では質点系モデルによる解析が建物の振動伝搬特性を良く説明するとして、実測結果と比較することによりその検証を行ってきた。本報告においても、質点系モデルによる予測可能性について検討する。図-5に解析モデルを示す。各階を1質点におき、それらの質点に2種類のスラブ振動を模擬した質点を設けた42質点系モデルとした。剛性は、設計図書に見られる柱・壁の寸法と、設計基準強度から推定されるYoung率(RC規⁵⁾から推定した。減衰の評価はモード別減衰とし、

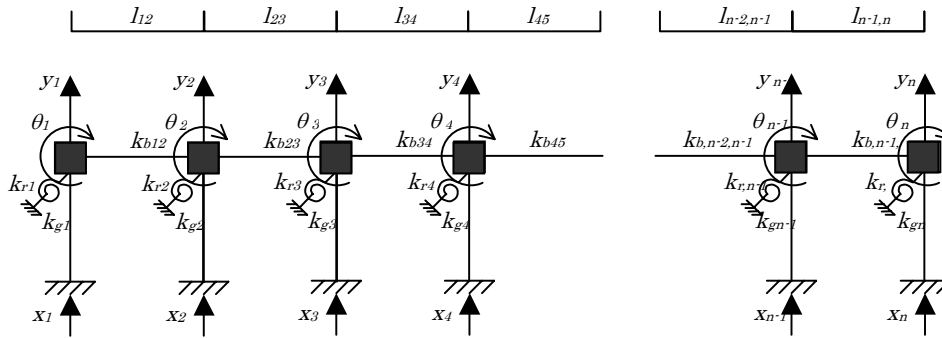


図-7 無質量の弾性支承梁モデル

1, 2次モードに対して $h = 0.07$ 、その他のモードに対して $h = 0.03$ とした。図-6に図-4に示した実測結果から計算したスペクトル比と図-5の解析モデルによる伝達関数を代表階毎に比較して示す。解析結果は1次振動数のピークをやや過小評価しているものの、約50 Hz以下ではピークの出現する傾向が実測結果と同様の傾向を示している。50 Hz程度以上では、解析値と実測値とに乖離が見られる。これは住宅では図-2でも確認されるように間仕切壁等の造作物の振動特性が影響することが考えられる。

なお、これまでの検討では減衰定数は高次モードに対して $h = 0.05 \sim 0.10$ 程度と推定されていたが、高振動数領域における評価が実測より低かったため、今回の検討では3次以上のモードに対して $h = 0.03$ とした。減衰の取り扱いについては実測結果を蓄積しつつ、その解明に当たっては今後の課題としたい。

3. 基礎の入力損失の簡易評価方法

(1) 簡易評価方法

本節では、地盤振動の入力損失について考える。実際の状況に置かれた基礎構造物に対して入力損失を考える際に、①地下鉄振動による地盤振動は直達実体波と表面波を含む複雑な波動場を形成していることから、基礎に入力される波動は水平進行波ではなく任意の波動であることを考慮すること、②杭基礎や埋込み基礎などの入力損失を評価するために、基礎の体積効果や剛性を考慮すること、の考慮が必要になる。これらより基礎の非剛体仮定と形状の任意性を考慮できるようにするため、基礎構造を弾性支承梁に置き換え、さらに梁上の任意の位置にある質点に対し、地盤ばねを介して任意の地盤振動を入力できるようにすることを考える。本報ではこのようなモデルの妥当性検証を目的として、図-7のような地盤ばねに支えられている無質量弾性支承梁モデルの

入力損失を検討する。無質量としたのは幾何学的相互作用による入力低減効果が無質量基礎で評価されることが一般的であること、1次元の梁モデルとしたのは山原式の結果と比較するためである。基礎を間隔 l_{ij} 毎に分割して、分割点に質点(図中、黒四角)をおく。質点は地盤ばねと基礎を模擬した梁要素が接続されており、地盤変位は鉛直方向変位のみ地盤ばねを介して入力される。なお、変位は鉛直上向き、回転角は時計周りをそれぞれ正とする。

図中、入力変位は x_i (i は質点番号、以下同じ)、応答相対変位は y_i 、応答回転角 θ_i は、基礎剛性は k_{bij} 、地盤との相互作用鉛直ばねは k_{gi} 、同回転ばねは k_{ri} 、分割された基礎長さは l_{ij} で表現される。

ここで計算を簡単にするために、入力変位 x_i は分割された基礎の長さに応じて山原式が適用されるものとする。すなわち、分割された基礎部分を剛とみなし、その基礎長さに対して山原式を適用した際のフィルター効果を考慮した変位を各質点に対する入力変位とする。これらの条件で各質点の鉛直方向と回転方向の力の釣り合いを考えると式(1)~式(3)となる。前述のとおり無質量基礎であるので慣性項は含まれていない。

[質点 1]

$$\begin{aligned} \bar{k}_{g1}y_1 + (y_1 - y_2)\bar{k}_{b12} - \hat{k}_{b12}(\theta_1 + \theta_2) &= -\bar{k}_{b12}(x_1 - x_2) \\ -(y_1 - y_2)\hat{k}_{b12} + (2\tilde{k}_{b12} + \tilde{k}_{r1})\theta_1 + \tilde{k}_{b12}\theta_2 &= \hat{k}_{b12}(x_1 - x_2) \end{aligned} \tag{1}$$

[質点 2]

$$\begin{aligned} \bar{k}_{g2}y_2 + (y_2 - y_1)\bar{k}_{b12} + (y_2 - y_3)\bar{k}_{b23} + \hat{k}_{b12}\theta_1 + (\hat{k}_{b12} - \hat{k}_{b23})\theta_2 - \hat{k}_{b23}\theta_3 \\ = -\bar{k}_{b12}(x_2 - x_1) - \bar{k}_{b12}(x_2 - x_3) \\ (y_2 - y_1)\hat{k}_{b12} - (y_2 - y_3)\hat{k}_{b23} + \tilde{k}_{b12}\theta_1 + (2\tilde{k}_{b12} + 2\tilde{k}_{b23} + \tilde{k}_{r2})\theta_2 + \tilde{k}_{b23}\theta_3 \\ = -\hat{k}_{b12}(x_2 - x_1) + \hat{k}_{b23}(x_2 - x_3) \end{aligned} \tag{2}$$

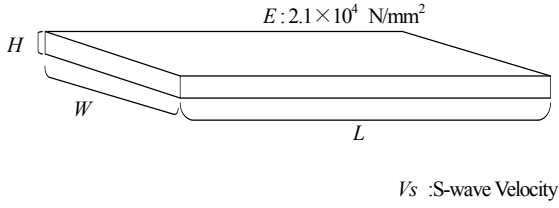


図-8 計算に用いた長方形基礎

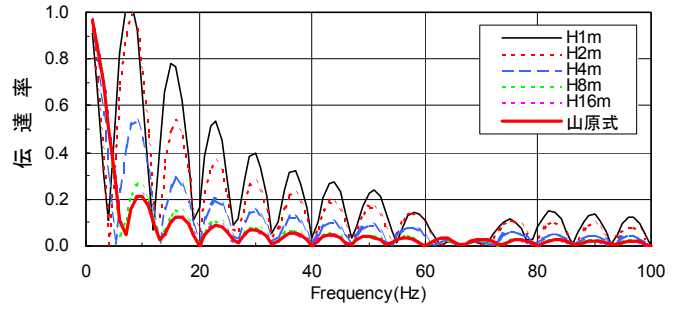


図-9 基礎厚の違いによる基礎の入力損失

[質点 n]

$$\begin{aligned} & \bar{k}_{gn}y_n + (y_n - y_{n-1})\bar{k}_{bn-1,n} + \hat{k}_{bn-1,n}\theta_{n-1} + \hat{k}_{bn-1,n}\theta_n \\ & = -\bar{k}_{bn-1,n}(x_n - x_{n-1}) \\ & (y_n - y_{n-1})\hat{k}_{bn-1,n} + \bar{k}_{bn-1,n}\theta_{n-1} + (2\tilde{k}_{bn-1,n} + \tilde{k}_{rn})\theta_n \\ & = -\hat{k}_{bn-1,n}(x_n - x_{n-1}) \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、式中バー(一)は鉛直方向剛性、ハット(^)は鉛直方向または回転方向の変位に対する回転または鉛直方向の剛性、およびチルダ(~)は回転方向の変位に対する回転方向の剛性を表す。

k_g , k_r , k_b はそれぞれ式(4)~式(8)で表現される。ここで、 EI :曲げ剛性、 G :せん断弾性係数、 l :分割された基礎長さ、 r :等価基礎半径、 ν :Poisson 比である。

$$\bar{k}_g = \frac{\pi Gr}{1-\nu} \quad (4)$$

$$\tilde{k}_r = \frac{\pi Gr^3}{2(1-\nu)} \quad (5)$$

$$\bar{k}_b = \frac{12EI}{l^3} \quad (6)$$

$$\hat{k}_b = \frac{6EI}{l^2} \quad (7)$$

$$\tilde{k}_b = \frac{2EI}{l} \quad (8)$$

式(1)~(3)をマトリクス表現すると式(9)になる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{a\theta} \\ \mathbf{K}_{\theta a} & \mathbf{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{y} \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{K}_{xx}\mathbf{x} \\ \mathbf{K}_{x\theta}\mathbf{x} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

ここで、 \mathbf{y} は相対変位ベクトル、 $\boldsymbol{\theta}$ は回転角ベクトル、 \mathbf{k}_{aa} は鉛直変位に対する鉛直剛性のサブマトリクス、 $\mathbf{k}_{a\theta}$ は鉛直変位に対する回転剛性のサブマトリクス、 $\mathbf{k}_{\theta a}$ は回転角に対する鉛直剛性のサブマトリクス、 $\mathbf{k}_{\theta\theta}$ は回転角に対する回転剛性のサブマトリクス、 \mathbf{k}_{xx} , $\mathbf{k}_{x\theta}$ は入力変位に乘じられる鉛直剛性、回転剛性のサブマトリクスである。

式(9)を \mathbf{y} について解けば基礎の入力損失に関する式が

得られる。式(9)を展開すると式(10)、式(11)となる。

$$\mathbf{K}_{aa}\mathbf{y} + \mathbf{K}_{a\theta}\boldsymbol{\theta} = \mathbf{K}_{xx}\mathbf{x} \quad (10)$$

$$\mathbf{K}_{\theta a}\mathbf{y} + \mathbf{K}_{\theta\theta}\boldsymbol{\theta} = \mathbf{K}_{x\theta}\mathbf{x} \quad (11)$$

式(10)から $\boldsymbol{\theta}$ を計算すると式(12)となる。

$$\boldsymbol{\theta} = -\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}(\mathbf{K}_{\theta a}\mathbf{y} - \mathbf{K}_{x\theta}\mathbf{x}) \quad (12)$$

式(12)を式(10)に代入して \mathbf{y} について整理すると、式(13)が得られる。

$$\mathbf{y} = (\mathbf{K}_{aa} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{\theta a})^{-1}(\mathbf{K}_{xx} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{x\theta})\mathbf{x} \quad (13)$$

また、 \mathbf{I} を単位マトリクスとすると絶対変位は式(14)となる。

$$\mathbf{y} + \mathbf{x} = \left[(\mathbf{K}_{aa} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{\theta a})^{-1}(\mathbf{K}_{xx} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{x\theta}) + \mathbf{I} \right] \mathbf{x} \quad (14)$$

(2) 計算結果

図-8 のような長さ $L = 30$ m, 幅 $W = 10$ m の長方形基礎の地盤の入力変位に対する基礎の応答変位(以下、伝達率)を計算する。パラメータは地盤のせん断波速度(以下、 V_s)と基礎厚 H である。基礎の分割数は長さ方向に等分割に 10 とした。基礎は RC 造とし、Young 率を $E = 2.1 \times 10^4$ N/mm² とした。

図-9 に $V_s = 200$ m/s, 基礎厚 H を 1, 2, 4, 8, 16 m と変化させた場合の伝達率について山原式と比較して示す。基礎厚が厚くなるに従い山原式に近づいている様子が分かる。すなわち、本評価式が山原式と整合性が取れていることを示すと同時に、基礎厚が薄くなるにつれて(剛性が低下するにつれて)伝達率が増加することが分かる。

図-10 に、基礎厚 $H = 2$ m, 地盤の V_s を 100, 200, 400, 800 m/s と変化させた場合の伝達率を山原式と比較して示す。 V_s が大きくなるにつれて、伝達率の包絡曲線が大きくなる事が分かる。また、山原式に見られる周期関数の周期が振動数に対して長くなると同時に、山原式の周期とずれている様子が分かる。

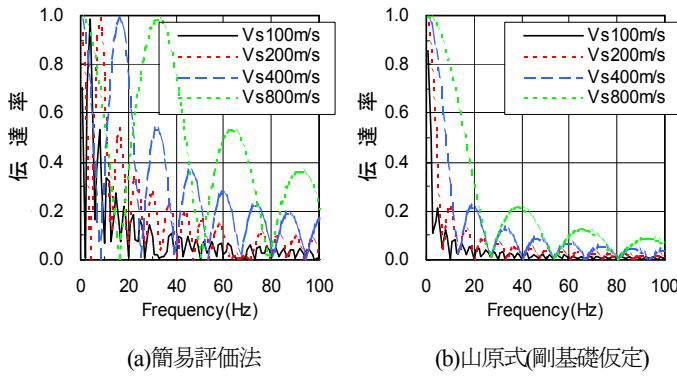


図-10 地盤のせん断波速度の違いによる基礎の入力損失効果

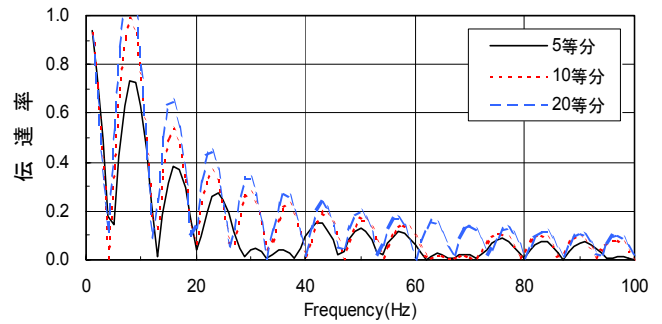


図-11 基礎の分割数の違いによる基礎の入力損失効果

このように、基礎厚 H が小さくなるに従い、また V_s が大きくなるに従い、剛基礎仮定の山原式よりも大きな伝達率として評価される。これらのことは基礎形状や地盤の弾性係数との比較において剛基礎とみなすことのできない柔基礎を評価する際に重要な特徴となる。また、図-9, 10において 35, 65 Hz 付近で伝達率が落ち込む。この原因を確認するため、基礎の分割数を 5, 10, 20 としたときの伝達率を図-11に示す。5分割では35, 65 Hz 付近に、10分割では65 Hz 付近にそれぞれ落ち込みが見られるが、20分割では落ち込みが見られない。これらは、基礎の分割長さ起因する分解能の違いが現れたものと考えられる。分割数が多くなると計算時間が長くなるのが懸念される。適度な分割数でも評価できる評価式の考案については今後の課題としたい。

4. まとめ

本報では地下鉄振動に起因する固体音の予測を目的として、建物内振動伝搬特性を把握するための実測および解析的検討、そして基礎の入力損失に関する簡易評価法の提案および無質量の弾性支承梁モデルによる解析を実施した。建物内振動伝搬特性については、実測結果は建物全体およびスラブの振動特性を適切に評価した質点系モデルにより評価できることが分かった。ただし、減衰定数は既往の結果と比較してやや小さいなど、物理パラメータの設定については今後の研究課題である。基礎の入力損失の簡易評価法については、地表面剛

基礎を仮定した山原式と比較し、定式化の妥当性を確認した。また、弾性支承梁モデルのパラメータスタディを行った結果、柔基礎では基礎の入力損失効果が小さくなる様子がシミュレートできた。

謝辞：本報をまとめるに当たり、(財)地震予知総合研究振興会の澤田義博博士および福井工業大学の野路利幸博士の御指導と御助言を賜りました。また本測定に当たり、当社建築技術部池原誠一氏、東京建築支店西関正明氏の多大なる協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1)山岸邦彰, 谷垣正治, 岩本毅, 原田浩之：地下鉄振動を受ける壁式構造の建物内振動伝搬特性に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告, 第4号, pp.159-164, 2006.
- 2)山岸邦彰, 谷垣正治, 岩本毅, 原田浩之, 嶋田泰：鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性, 三井住友建設技術研究所報告, 第2号, pp.135-144, 2004.
- 3)山原浩：環境保全のための防振設計, 彰国社, 1974.
- 4)山岸邦彰, 谷垣正治, 岩本毅, 原田浩之：地下鉄振動の地盤・建物内振動伝搬特性に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告, 第3号, pp.125-132, 2005.
- 5)(社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 丸善, 1999.