

複合する非線形条件下における大型基礎の 入力損失効果に関する評価

齊藤正人¹・池亀真樹²・棚村史郎³・渡邊啓行⁴

¹正会員 博(工) 埼玉大学助手 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市下大久保 255)

E-mail:saity@post.saitama-u.ac.jp

²正会員 復建エンジニアリング 第2技術部(〒104-0061 東京都中央区日本橋堀留町 1-11-12)

³正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道技術推進センター(〒185-8570 東京都国分寺市光町 2-8-38)

⁴フェロー会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市下大久保 255)

強震時、深い根入れのある大型基礎を支持する地盤は複雑な非線形性を呈し、また基礎側壁と地盤との境界部においては、滑りや剥離といった境界非線形性が生じることが予想される。したがって設計で考慮されるべき基礎-上部構造物系への有効入力動は、こうした非線形性により線形条件により定まる値から大きな変化を遂げているに違いない。本研究では、著者らによる大型基礎-地盤-構造物系の模型実験に基づき、3次元弾性波動論に基づく非線形性を考慮したシミュレーション解析から、非線形条件下における大型基礎の入力損失効果を評価した。その結果、実挙動の範囲では、基礎近傍地盤の非線形性の影響により、基礎側壁に作用する動土圧が著しく減少し、入力損失効果を増加させる傾向にあることが明らかとなった。

Key Words: caisson foundations, effective seismic motion, input loss, slippage, separation

1. はじめに

強震時、大型基礎を支持する表層地盤では、基盤層からの地動入力によりせん断変形が生じ、地盤のひずみ依存性に伴う剛性低下や減衰増加が生じる。また基礎近傍の地盤では、局所的な破壊が進行すると共に、基礎と地盤の境界部では滑りや剥離といった境界非線形性が現れる。こうした非線形条件下において、大型基礎-地盤-構造物系の動的相互作用が如何なる特性を有するのか、未だ明らかにされていないのが現状である。著者らは、橋梁・高架橋に用いるケーソン基礎等の大型基礎を対象に、動的相互作用の一つである入力損失効果について研究を実施してきた。入力損失効果とは、キネマティックな相互作用であり、基礎の剛性や幾何学的形状による周辺地盤への拘束効果により、基礎へ入射される地震動が、自由地盤の地震動と比べて低減する効果であると一般に定義される。既往の研究により、入力損失効果に関する幾多の研究が実施されている^{1)~10)}。しかし現時点では、各々の非線形性が入力損失効果

に及ぼす影響と、その物理的解釈に言及した研究は非常に少なく、未解明の点が数多く残されているのが現状である。

そこで著者らは、表層地盤のひずみ依存性がこうした大型基礎の入力損失効果に与える影響について、模型振動実験による入力損失効果の直接計測を実施し、その特性を理論解に基づき検討した¹¹⁾。この研究により、表層地盤のひずみ増加に伴う剛性低下と減衰増加が、前者は入力損失効果を増加させ、後者は減少させると言った相反する影響を与えること、また剛性低下に伴う表層地盤の卓越振動数の変化が、入力損失効果に見かけ上の増減を生じさせることを明らかにした。さらに著者らは、剛体基礎側壁と地盤の境界非線形性が入力損失効果に及ぼす影響について、3次元弾性波動論に基づき展開した任意境界条件における剛体基礎-地盤-構造物系の理論解を利用した解析手法を提案し、境界非線形状態での入力損失効果を評価することに成功した¹²⁾。この研究により、表層地盤の卓越振動数近傍において、地動入力による作用動土圧が大きく減少し、これに伴い入

力損失効果が増加することを明らかにした。反対に、上部構造物の慣性系が卓越する振動数近傍では、慣性応答に伴う剥離領域の増加が原因で、ロッキングインピーダンスが大きく減少し、入力損失効果が低下することを解明した。これら一連の研究により、表層地盤のひずみ依存性と境界非線形性が入力損失効果に与える影響に関して、その基本的な特性を解明するに至った。

しかし、実際に生じる非線形性には、剥離現象のような基礎側壁に対する引張側の非線形性のみならず、基礎近傍地盤の塑性化のように、側壁に対して圧縮側の非線形性が生じる可能性がある。こうした非線形性が入力損失効果に及ぼす影響については未だ明らかにされておらず、この問題に対する解決は急務である。更に、強震時における基礎-地盤-構造物系の実挙動を鑑みれば、上述した非線形性が同時に生じる可能性は否定できない。そのため、複合した非線形条件下での入力損失効果の動特性を把握する必要がある。

近年、著者らにより、非線形条件下における大型基礎-地盤-上部構造物系の周波数応答特性について、大型振動台を用いた模型振動実験を実施した¹³⁾。この実験は、強震動により被害を受ける系の周波数応答特性を評価することを目的として実施しており、調和振動入力により求めた系の共振曲線から、非線形化の進行が系の長周期化と応答倍率の低下に如何なる変化を及ぼすのか、また卓越モードの違いが系の非線形化に及ぼす影響について評価したものである。この実験では、前述した非線形性が同時に生じていることを確認している。そこで本研究では、この実験結果を利用して、非線形条件下における入力損失効果の動特性を評価することを目的とする。その評価方法として、まず第1に、著者らにより提案した解析手法¹²⁾を、近傍地盤の非線形性を擬似的に考慮できるように改良し、実験から得られた共振曲線に対するシミュレーション解析を実施する。そして第2に、そのシミュレーション解析結果の分析から、有効入力動とロッキングインピーダンス、さらに側壁作用土圧を抽出し、非線形条件下における入力損失効果の動特性を把握する。本研究は以上の検討内容について報告するものである。

2. 複合する非線形条件下での大型基礎-地盤-上部構造物の模型振動実験の概説¹³⁾

本章においては、本研究で実施するシミュレーシ

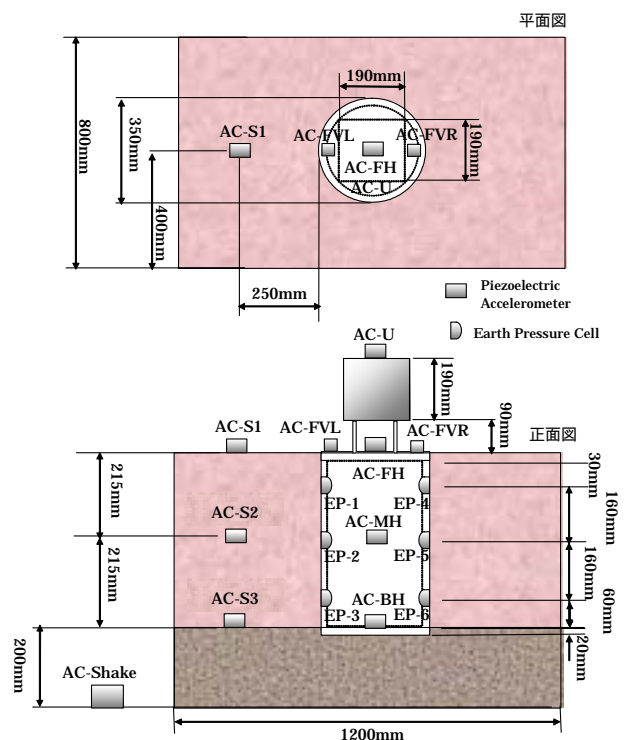


図-1 実験模型とセンサー配置

ョン解析の対象となる模型振動実験の概説をする。前述したように、この模型振動実験は、著者らにより実施したものである。詳細については、齊藤ら¹³⁾による論文を参照されたい。

本実験で対象とした大型円筒基礎はニューマチックケーソン基礎である。実諸元を参考に、1/40スケールで模型を作成した。図-1に実験装置の概略図を示す。また付録Aに地盤と基礎の詳しい諸元を示す。模型地盤材料は湿潤状態の岐阜砂を用い、ケーソン体模型はアクリル材で作成した。基礎模型内部には、内部土相当の質量を考慮し、上部構造物は、2枚の鋼製板と鉄塊とを剛接し、鋼製板の他端をフーチングに螺子止めしたものである。これら模型を油圧サーボ型振動台の上で水平に加振した。

本実験は、基礎入力を正弦波入力とした共振実験である。図-1に示すように、加速度計を振動台に1箇所(AC-Shake)、地盤内3箇所(上層から、AC-S1、AC-S2、AC-S3)、基礎内部と基礎天端に水平用3箇所(AC-BH、AC-MH、AC-FH)、回転加速度計測用に2箇所(AC-FVL、AC-FVR)、また上部構造物天端に1箇所(AC-U)を設置し計測を行った。また加振面位置に土圧計を6箇所(EP-1からEP-6まで)設置した。

本実験では、入力レベルを20、50、100、200、300そして400Galと変化させた計6ケースの共振実験を実施し、それぞれの共振曲線を求めた。入力加振レベル毎の表層地盤(AC-S1)、基礎天端(AC-FH)、また

上部構造物天端(AC-U)の基盤入力(AC-Shake)に対する共振曲線を、後述するシミュレーション解析との比較に示した(図-6)。また、本実験における基礎近傍地盤の非線形性の進行程度とその特性については、著者らによる論文¹³⁾に述べたとおりであるが、付録Aに示すように、基礎近傍地盤の塑性化の影響により、側壁動土圧には有効抵抗土圧としての上限値が現れ、深度が大きくなると拘束圧の増加に伴い、その上限値が高くなることが明らかとなった。また本実験では、こうした基礎近傍地盤の塑性化に加えて、基礎側壁と地盤の剥離現象や表層地盤のひずみ依存性の非線形性が顕著に現れたことを確認した¹³⁾。

3. 複合する非線形条件下での大型基礎-地盤-上部構造物の解析モデルの定式化とシミュレーション解析

(1) 提案手法について

既に著者らにより、橋梁・高架橋に用いられる大型円筒基礎を対象に、基礎側壁と地盤の滑り・剥離の境界非線形性を考慮した3次元弾性波動論に基づく応答解析手法と、そのときの入力損失効果の評価方法を開発した¹²⁾。この解析手法は、表層地盤を一樣弾性体と仮定している。そのため、本模型実験のシミュレーション解析に際して、せん断変形を受ける遠方地盤のひずみ依存性と、基礎近傍地盤の局所的な非線形性は考慮されていない。そこで、この2つの非線形性を考慮するために、以下に説明するa)からc)の改良を試みた解析モデル¹²⁾を図-2に示す。本手法の解析モデルにおいては、以下の解析条件を仮定する。

表層地盤は剛な基盤層に支持されている。地盤材料の減衰特性は振動数に依存しない非粘性型減衰¹⁴⁾とする。

入力はSH波の調和振動入力とし、既往の研究^{15),16)}と同様に鉛直振動については言及しないものとする。

基礎のロッキング運動は、既往の剛体基礎理論^{15),16)}に準じ基礎底面を中心に回転するものとする。

基礎底面のロッキング応答に対する復元力特性は、基盤層への逸散減衰効果を考慮した複素剛性¹⁷⁾を用いる。

a) 遠方地盤のひずみ依存性の評価方法

始めに、3次元波動論に基づき展開された表層地盤の変位応答関数¹²⁾に着目する。ここで、表層地盤

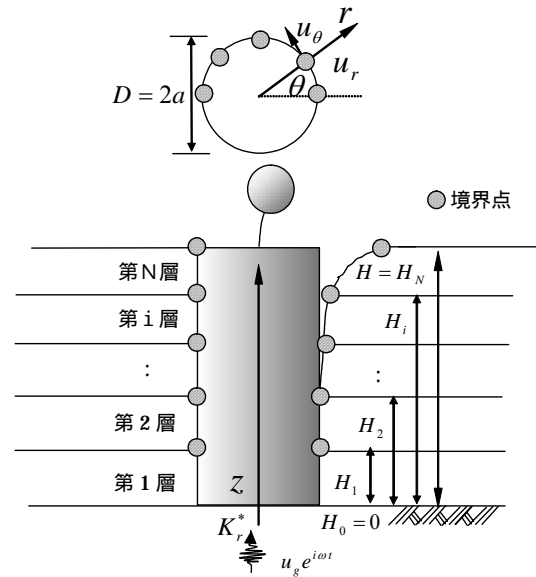


図-2 任意境界条件を有する剛体基礎-地盤-上部構造系の解析モデル(再掲¹²⁾)

に円柱座標系 (r, θ, z) を設定し、表層地盤厚と基礎長を等しく H で与えれば、 r 方向、 θ 方向の基盤に対する相対変位 (u_r, u_θ) は次式となる。

$$u_r = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left\{ \sum_{m=0}^{\infty} \left\{ -A_{mn} \left[\frac{x}{r} K_{m-1}(x) + \frac{m}{r} K_m(x) \right] + B_{mn} \frac{m}{r} K_m(y) \right\} \cos m\theta + \frac{4}{n\pi} \frac{1}{\omega_g^2 \xi_n^2} u_g \omega^2 \cos \theta \right\} \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (1a)$$

$$u_\theta = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left\{ \sum_{m=0}^{\infty} \left\{ B_{mn} \left[\frac{y}{r} K_{m-1}(y) + \frac{m}{r} K_m(y) \right] - A_{mn} \frac{m}{r} K_m(x) \right\} \sin m\theta - \frac{4}{n\pi} \frac{1}{\omega_g^2 \xi_n^2} u_g \omega^2 \sin \theta \right\} \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (1b)$$

ただし、

$$x = \frac{\omega_g \xi_n r}{\sqrt{1+i2h_g} V_p}, \quad y = \frac{\omega_g \xi_n r}{\sqrt{1+i2h_g} V_s}$$

$$V_p^2 = \frac{\lambda+2\mu}{\rho}, \quad V_s^2 = \frac{\mu}{\rho}, \quad \omega_g = V_s \frac{\pi}{2H}$$

$$\xi_n = \sqrt{n^2(1+i2h_g) - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}$$

ここで、 A_{mn}, B_{mn} は境界条件により定まる積分係数、 n, m はそれぞれ z 方向と θ 方向のフーリエ級数次数、 u_g は地動入力振幅、 ω は角振動数、 ω_g は表層地盤の非減衰固有角振動数、 K_m は第2種変形 m 次

ベッセル関数である。さらに λ^* , μ^* は $\lambda^* = \lambda + i\lambda'$ と $\mu^* = \mu + i\mu'$ で定義される複素 Lamé 定数であり、損失係数 $D_V = \lambda'/\lambda$ と $D_S = \mu'/\mu$ は地盤の体積膨張とせん断ひずみに関係付けられる。本研究では両損失係数を等しいものと仮定する。したがって地盤材料の減衰定数を h_g で表せば、両損失係数は $D_V = D_S = 2h_g$ となる¹⁸⁾。 ρ は地盤材料の密度であり、 V_p と V_s は P 波速度と S 波速度である。

この式(1a)(1b)について、それぞれ半径方向へ無限に極限を取れば、次式に示すように自由地盤の基盤に対する変位応答に収束することは明らかである。

$$u_{fr} = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{4}{n\pi} \frac{1}{\xi_n^2} \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 u_g \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (2)$$

したがって、式(1a)(1b)で表される表層地盤の変位応答は、右辺第 1 項が基礎近傍の地盤（以下、近傍地盤と呼ぶ）による変位を主体とした関数であり、右辺第 2 項が基礎から十分に離れた地盤（以下、遠方地盤と呼ぶ）の変位を表す関数であると判断される。そこで本シミュレーション解析では、この近傍地盤と遠方地盤を表す変位応答関数に、それぞれ独立した地盤諸数値を設定する。これにより、せん断変形を受ける遠方地盤のひずみ依存性と、近傍地盤の局所的非線形性を表現することができる。

式(2)から、遠方地盤の変位応答関数を決定付けるパラメータは、表層地盤の固有角振動数 ω_g と減衰定数 h_g の二つである。そこで本解析では、模型振動実験で加振レベル毎に求めた表層地盤の 1 次固有振動数と等価減衰定数（付録 A）を、遠方地盤の変位応答関数である式(1a)(1b)の右辺第 2 項に与えることにする。

b) 近傍地盤の塑性化に伴う材料諸数値の評価

近傍地盤の変位応答は、式(1a)(1b)の右辺第 1 項を主体とした関数である。付録 A に見るように、近傍地盤の地盤反力係数は明らかに深度に依存する。しかし、式(1a)(1b)の応答関数は、表層地盤が一様物性であることを仮定して誘導している。そのため、本手法においては、基礎近傍の非線形化に伴う剛性低下と履歴減衰の増加を、1 つの等価せん断弾性係数と減衰定数により与える以外に方法はない。そこで本解析では、調和加振時に各時刻で生じる深度毎のひずみを求め、せん断ひずみと等価せん断弾性係数の関係（ $\mu/\mu_0 - \gamma$ 関係）（ただし μ_0 は初期せん断弾性係数）と、せん断ひずみと等価減衰定数の関係（ $h - \gamma$ 関係）に基づき、そのひずみに対応する等

価せん断弾性係数と減衰定数を定め、これを式(1a)(1b)の右辺第 1 項に与えることにする。そのためには、模型振動実験で用いた岐阜砂の $\mu/\mu_0 - \gamma$ 関係、 $h - \gamma$ 関係が必要となる。

そこで本解析では、石田ら¹⁹⁾による低拘束圧下での岐阜砂の動的中空 3 軸試験結果を参考に、本解析で用いる $\mu/\mu_0 - \gamma$ 関係と $h - \gamma$ 関係を次式でモデル化した。

$$\frac{\mu}{\mu_0} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{4.52 \times 10^{-4} + \gamma} \quad (3a)$$

$$h = 0.40 \times \frac{\gamma}{4.52 \times 10^{-4} + \gamma} \quad (3b)$$

20Gal 入力の場合における 1 次卓越振動数から、1/4 波長則から推測される値が $\mu_0 = 8.58 \times 10^3$ kN/m² であり、Richart and Hall²⁰⁾による算定式に、表層地盤の平均拘束圧(深度 $H = 0.215$ m 相当)を用いた場合には $\mu_0 = 8.92 \times 10^3$ kN/m² である。20Gal 入力の場合では、表層地盤の平均ひずみが 10^{-5} レベルであったことから¹³⁾、初期せん断弾性係数として $\mu_0 = 8.92 \times 10^3$ kN/m² は妥当な値であり、本解析ではこの値を用いることにする。

これに対して、近傍地盤の非線形性を代表させるひずみの応答関数については、これまで十分な評価が行われていない。そのため現時点では、実験から得られた共振曲線を良好にシミュレートできた応答関数を、近似的に適切な手法と判断するしかない。本解析における多数の試行錯誤により、実験結果を最も良好にシミュレートできたひずみの応答関数は、次式に示す基礎近傍地盤の最大せん断ひずみであった。

$$\gamma_{\max} \approx \gamma_{\text{oct}} = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_r - \varepsilon_\theta)^2 + \varepsilon_\theta^2 + \varepsilon_r^2 + 3/2(\gamma_{r\theta}^2 + \gamma_{\theta z}^2 + \gamma_{rz}^2)} \quad (4)$$

ここで、

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u_r}{\partial r}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta}, \quad \varepsilon_z = 0$$

$$\gamma_{\theta z} = \frac{\partial u_\theta}{\partial z}, \quad \gamma_{rz} = \frac{\partial u_r}{\partial z}, \quad \gamma_{r\theta} = \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta}$$

上述したひずみ応答関数の試行錯誤の中には、 $\gamma_{\theta z}$ 、 γ_{rz} 、あるいは $\gamma_{r\theta}$ を単独で用いたケースも実施した。しかし、これらの値を用いた場合には、入力レベルの増加に伴う 1 次卓越振動数と応答倍率の低下率が

低く、実験から得られた共振曲線を良好にシミュレートすることは出来なかった。これに対して式(4)で表される最大せん断ひずみを用いた場合、後述する解析結果に示すように、実験から得られる共振曲線を良好にシミュレートすることが可能であった。ただし、前述したように式(1a)(1b)の右辺第1項は一様物性を仮定している。そのため、境界層(境界層とは、境界条件が深度方向により変化するため、表層地盤をN層に等分割している¹²⁾)毎に、基礎側壁から半径方向に0.5Dの範囲内において生じた最大せん断ひずみの最大値を算定し、深度方向に平均を取った値を用いた。ここで、0.5Dとは最大値の検出範囲であり、その範囲を大きくするほど最大値を取り損なう可能性は低くなる。しかし、基礎近傍の地盤は3次的に広がっており、広範囲の最大せん断ひずみを算定することは容易ではない。そこで0.1Dから3.0Dまで、検出範囲に関するパラメータ解析を実施した。その結果、0.5D程度の範囲内で最大値を検出しておけば、各層の最大せん断ひずみの最大値を取り損なう可能性は小さく、全体系の応答にも大きな変化が生じないことを確認した。

c) 基礎側壁動土圧の上限値の評価方法

次に側壁動土圧の上限値の設定方法について説明する。前述したように、側壁動土圧には有効抵抗土圧に相当する上限値が実験から確認された。付録の図A-1に実線で示した深度と側壁動土圧の上限値(以下、これを $|\sigma_c|$ で表記)の関係式は、指数関数により次式で与えることができる。

$$|\sigma_c| = 8.668 - 14.75 \exp(-z/0.08284) \quad (5)$$

ただし、式(5)の単位はmとkN/m²であり、値が0以下の場合には0とする。これにより、拘束圧が極端に小さいGL.0.044m以浅は、土圧が基礎側壁に作用していないものと考えられる。したがって、本解析においても、この範囲の側壁動土圧を無視することにする。シミュレーション解析において、こうした上限値を考慮しない場合、入力レベルの小さな20Galのケースについても、上部構造物を主体とする1次卓越振動数の低下を、良好に模擬することは出来なかったことを報告する。本解析では、深度毎に異なる側壁動土圧の上限値を次の方法を用いて考慮することにした。まず、本解析は3次元波動方程式に基づき調和応答関数を誘導しているため、一般に基礎側壁に作用する応力は全て複素数で表記されている。図-3に複素平面上での側壁に作用する鉛直

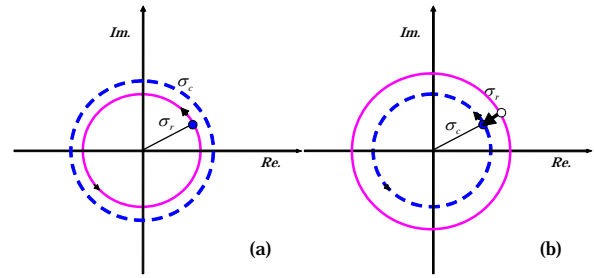


図-3 作用動土圧の上限値に関する境界条件のモデル化

応力(半径方向)を示す。このとき、作用応力のModulus(絶対値)が式(5)で定まる上限値を超過していなければ問題ないが(図-3(a))、上限値を超過する場合には、強制的にその上限値をModulusに持つ作用応力の軌跡に移動させることにした(図-3(b))。ただし、移動後の位相については、既に剛性が大きく低下していることから、大きな変化がないものと仮定して、移動前の位相を保持させた。したがって、r方向、θ方向の応力関数をそれぞれ(σ_r, τ_θ)で表せば、上限値に達した境界応力は深度方向にフーリエ級数展開した次式で表される。

$$\sigma_r = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{4}{n\pi} |\sigma_c| e^{i\varphi} \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (6a)$$

$$\tau_\theta = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{4}{n\pi} |\sigma_c| e^{i\varphi} \tan \delta \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (6b)$$

ここで、 φ は上限値に置換する前の基盤入力に対する土圧の位相差、 δ は基礎側壁と地盤の摩擦角であり、本解析においては地盤の内部摩擦角 ϕ と等しいものと仮定する。左辺の応力関数は、理論展開¹²⁾により次式で表される。

$$\begin{aligned} \sigma_r = & \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{r^2} \{ A_{mn} \{ [2(m-1)\lambda^* + 2(2m-1)\mu^*] x K_{m-1}(x) \\ & + 2m(m+1)\mu^* K_m(x) + (\lambda^* + 2\mu^*) x^2 K_{m-2}(x) \} \\ & - 2\mu^* B_{mn} [my K_{m-1}(y) + m(m+1)K_m(y)] \} \cos m\theta \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (7a)$$

$$\begin{aligned} \tau_\theta = & \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\mu^*}{r^2} \{ A_{mn} [2mx K_{m-1}(x) + 2m(m+1)K_m(x) \\ & - B_{mn} [y^2 K_{m-2}(y) + 2my K_{m-1}(y) \\ & + 2m(m+1)K_m(y)] \} \sin m\theta \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (7b)$$

これにより、境界点において上限値を超える応力が作用する場合には、境界点での境界条件式として、式(6a)(6b)に式(7a)(7b)を代入したものを組み込むことになる。

d)基礎底面の回転剛性の補正

本解析では、基礎底面の回転剛性 K_r^* の回転角依存性についても考慮した。基礎底面の回転剛性は、例えば羽矢・西村²¹⁾に見られるように、引張り側の浮き上がりや圧縮側の塑性化が現れる。本解析では、こうした影響を考慮するため、鉄道構造物の設計標準に示される評価式²²⁾を用いて、回転剛性の低下率と回転角の関係を、表 A-1 に示した実験諸元に基づいて求めた。図-4 にその解析結果を示す。図-4 により、基礎底面の発生反力度の最大値が引張り反力度の上限値を超過する浮き上がり限界状態（剛性低下率 0.8 近傍）、発生反力度の最大値が圧縮側反力度の上限値と一致するときの降伏限界状態（剛性低下率 0.6 近傍）、また地盤反力度が全て上限値に達し、転倒するまでの過程（剛性低下率 0.6 以降）が示されている。また本解析法においては、微小変位時の回転剛性の分布形状として剛体分布¹⁷⁾を仮定した。その理由は、山原による動的地盤ばねの評価²³⁾に示すように、本基礎模型のような基礎底板が完全な剛体である場合には、評価式で採用している均等分布（三角形分布）よりも、回転動の動的ばね特性を適切に表現しているからである。実際に、分布形状を均等分布にした場合と剛体分布にした場合でシミュレーション解析を比較したが、均等分布では基礎底面の回転剛性を過小評価してしまい、系の卓越振動数を実験値よりも大きく低下させる結果となった。

(2)解析ケースと収束過程について

本解析では、上述した解析手法によりシミュレーション解析を実施する。本解析は、模型実験と同様に入力レベルを 20, 50, 100, 200, 300, 400Gal とした調和加振入力を計 6 ケースについて実施する。各ケースにおいては、調和入力動の加振振動数を 0.1Hz から 60.0Hz まで 0.1Hz 刻みに変化させて、それぞれの振動数に対する時刻歴定常加振解を求める。

本解析は、基礎側壁の滑り・剥離を考慮した既往の解析方法¹²⁾における手順と同じである。つまり、基盤面から調和振動を入力し、各時間ステップにおいて、基礎側壁に配した全境界点における境界状態が、その計算の前提となる境界条件と矛盾が生じないような境界条件を、収束計算により求める。ただし本解析では、この収束計算と同時に、前述した近傍地盤の塑性化と基礎底面の回転剛性の低下につい

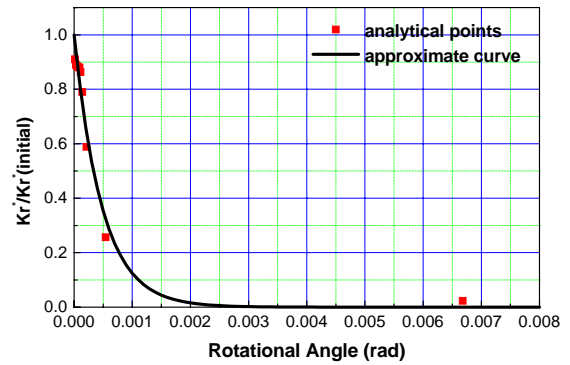


図-4 基礎底面の回転剛性に関する剛性低下のモデル化

て、各入力ケースに適した等価諸数値を与える必要がある。そこで本解析では、等価線形化法を適用し、等価諸数値を定めることにする。まず初期の等価諸数値として、微小変形時における近傍地盤の剛性と減衰、また基礎底面の回転剛性を与える。そして、全解析時間における近傍地盤の平均ひずみ γ_i (前述した最大せん断ひずみの各層最大値の深度方向の平均値)の最大値と、基礎の応答回転角 φ_i の最大値を算定する。ここで、計算の前提とした等価諸数値に対応する平均ひずみ γ_{i-1} と基礎の応答回転角 φ_{i-1} に対して、以下の関係式を満足すれば、本計算が収束したと判断される。

$$\frac{\|\gamma_i - \gamma_{i-1}\|}{\|\gamma_i\|} \leq 10^{-5} \quad (8a)$$

$$\frac{\|\varphi_i - \varphi_{i-1}\|}{\|\varphi_i\|} \leq 10^{-5} \quad (8b)$$

もし、式(8a)(8b)を満足しなければ、近傍地盤の剛性と減衰、また基礎底面の回転剛性を、前述した $\mu/\mu_0 - \gamma$ 関係と $h - \gamma$ 関係、また回転剛性低下率と回転角の関係をj用いて更新して再計算する。

(3)解析条件

本解析では、深度方向のフーリエ級数次数を $n = 5$ 次項まで、また θ 方向のフーリエ級数次数を $m = 4$ 次項 ($m = 0$ を含む)まで採用する。境界点は 0 から π まで等分布させる。境界部における深度方向分割数を $N = 100$ で設定する。解析時間刻みは 1 波長について 200 個の解析ステップが得られるように随時設定する。基礎と地盤間の摩擦角 δ は、岐阜砂の要素試験¹⁹⁾から得られた内部摩擦角 ϕ が 0.197 (rad)であったため、これと同じ値に仮定する。

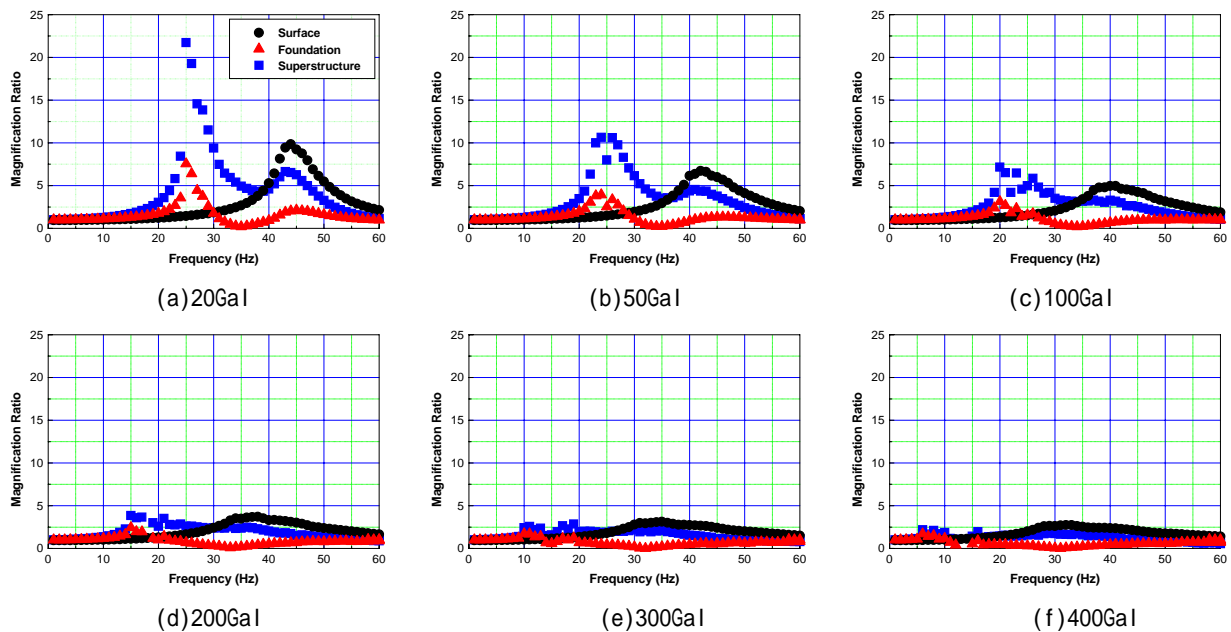


図-5 シミュレーション解析から得られた入力レベルの違いによる地表面，基礎天端，上部工天端の基盤に対する共振曲線

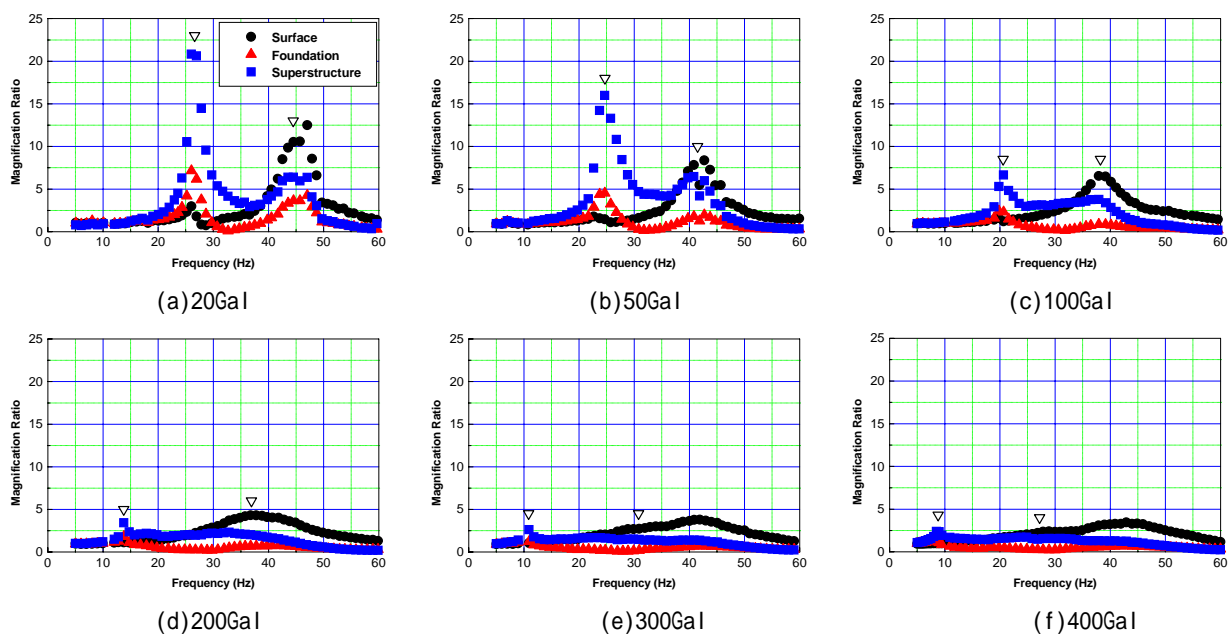


図-6 模型振動実験から得られた入力レベルの違いによる地表面，基礎天端，上部構造物の基盤に対する共振曲線(卓越振動数) (再掲¹³⁾)

境界条件の判定（滑り・剥離・接触）は，各境界層上面での応力，変位状態で評価するものとする．

4．複合する非線形条件下での入力損失効果

本解析により模型実験から得られた地表面，基礎天端，上部工天端の基盤に対する共振曲線を図-5に示す．また比較のため，実験から得られた共振曲線

を図-6に示す．全体系1次の卓越振動数は，上部構造物を主体とした振動モードであり，2次の卓越振動数は，表層地盤を主体とする振動モードに対応する．いずれのケースについても，実験結果で観測された非線形化に伴う卓越振動数と応答倍率の変化が，本解析により良好にシミュレートされていると判断される．本章では，このシミュレーション解析から

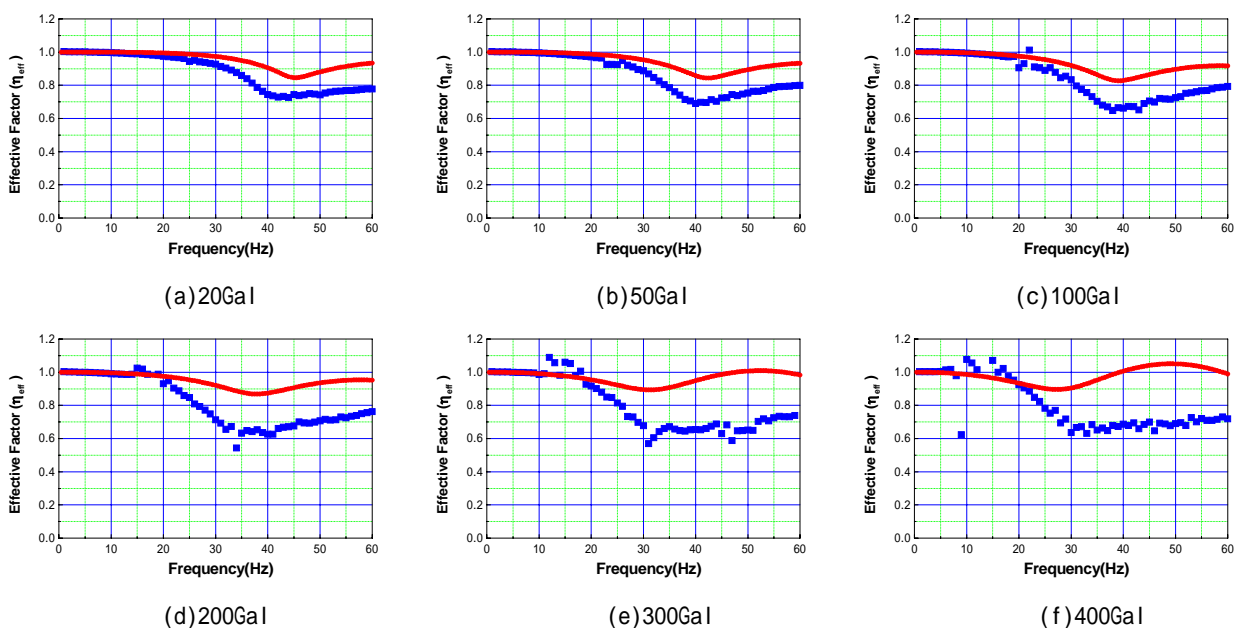


図-7 シミュレーション解析から得られた入力レベルの違いによる有効入力動係数（水平方向）
（：遠方地盤非線形，近傍地盤と境界は線形，：全て非線形）

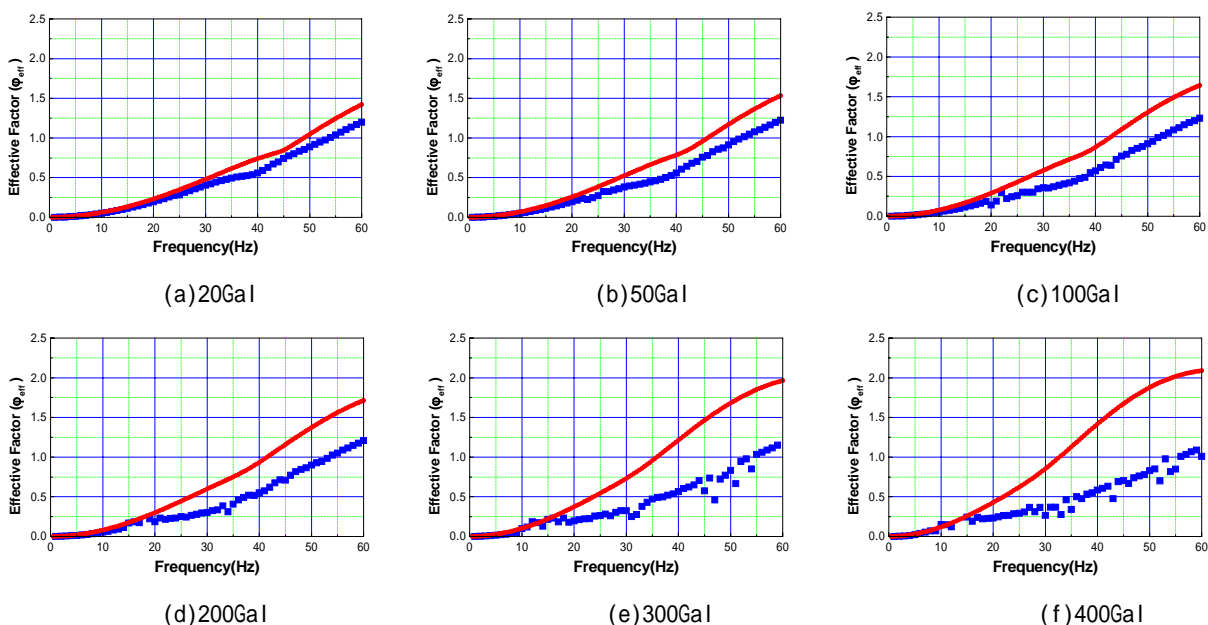


図-8 シミュレーション解析から得られた入力レベルの違いによる有効入力動係数（回転方向）
（：遠方地盤非線形，近傍地盤と境界は線形，：全て非線形）

得られる入力損失効果の動特性について議論する。
本解析から得られる入力損失効果の動特性を、図-7(水平方向)と図-8(回転方向)に示す。また、基礎近傍に生じる非線形性の影響を比較検討するため、遠方地盤の非線形性のみを考慮し、基礎近傍の局所的な非線形性と境界非線形性を考慮していない場合の解析結果を同時に示した。本論文では、著者らによ

る一連の研究で定義しているように、入力損失効果の評価指標として、有効入力動係数を用いる。有効入力動係数とは、基礎体のキネマティック応答振幅、つまり地盤の強制変位による無質量基礎の加速度応答振幅（有効入力動）を、自由地盤の地表面加速度応答振幅で除し、各振動数成分で評価した係数である。また根入れのある基礎は水平成分のみならず、

回転成分のキネマティック応答が生じることからこれも同様に有効入力動と呼称し、それぞれ \ddot{u}_{CT} 、 $\ddot{\varphi}_{CT}$ とする。以下に有効入力動係数の定義式(水平方向： η_{eff} 、回転方向： φ_{eff})を示す。

$$\eta_{eff}(\omega) = \frac{|\ddot{u}_{CT}(H, \omega)|}{|\ddot{u}_s(H, \omega)|} \quad (9a)$$

$$\varphi_{eff}(\omega) = \frac{|\ddot{\varphi}_{CT}(\omega)H|}{|\ddot{u}_s(H, \omega)|} \quad (9b)$$

ここで、 \ddot{u}_s は表層地盤の絶対加速度応答振幅である。

図-7と図-8によれば、いずれも表層地盤を主体とする卓越振動数近傍を中心に、有効入力動係数が減少している、換言すれば、入力損失効果が増加していることがわかる。また、入力レベルが大きくなると、入力損失効果の増加する範囲が、上記卓越振動数を中心に広がり、特に高次振動数領域でその傾向は顕著である。この特性は、基礎近傍の非線形性を考慮していないケースでは生じていないことから、近傍地盤の局所的な非線形性と境界非線形性に起因する特性であることがわかる。これに対して、上部構造物を主体とする1次卓越振動数近傍では、入力損失効果に大きな変化は現れていない。ただし、入力レベルの大きい300Gal、400Galのケースでは、2次卓越振動数における特性に反して有効入力動係数は増加し(10Hzから20Hz近傍)、水平方向ではその値が1以上になる傾向を示している。基礎近傍の非線形性を考慮しないケースと比較すれば、この特性が近傍地盤の非線形性に起因していることがわかる。

それではなぜこのような現象が生じたのか、基礎のキネマティック応答を支配する以下の2つの指標に着目し検討を進める。

一つは、地動により生じる側壁作用土圧が基礎底面に与える作用モーメント G_s^* であり、もう一方は、この作用モーメントに対するロッキングインピーダンスである。このロッキングインピーダンスは、基礎側壁に起因するインピーダンス K_s^* と、基礎底面に起因するインピーダンス K_r^* から構成されており、この総和で上記モーメントを除せば、基礎のキネマティック応答が求まる。ただし、これらの抽出過程は、著者らによる論文¹²⁾にその詳細が記載されているので参照されたい。基盤入力振幅 u_g で除した作用モーメントの絶対値(ガウス平面上の modulus)と、基礎側壁に起因するインピーダンス K_s^* の実部(剛性項)のそれぞれを、静的インピーダンスの実部(た

だし、全て線形状態を仮定して求めた値)で除した値を、無次元化作用土圧項 G_s と無次元化剛性項 K_s (以下、単に作用土圧項、剛性項と呼称)と定義する。図-9に作用土圧項 G_s を、また図-10には剛性項 K_s を示す。ただし、作用土圧項 G_s は時刻毎に境界条件が変化することから、その絶対値は一定値を取らない。そこで図中には、作用土圧項 G_s の絶対値の最大・最小値を同時に示した。また実線は、遠方地盤の非線形性のみを考慮し、近傍地盤の局所的な非線形性と境界非線形性を考慮しないときの値である。剛性項 K_s についても同様である。また図-11には、基礎底面に起因するロッキングインピーダンス K_r^* の初期値(前述の剛体分布)に対する低下率を示す。

図-9によれば、基礎近傍を線形とした値(実線)と対比すると、全ての入力ケースにおいて、表層地盤の卓越振動数を中心に作用土圧項 G_s の低下が見られる。またその低下範囲は、上部構造物を主体とする1次卓越振動数にまで及んでいる。この作用土圧項 G_s の低下は、基礎へのキネマティック入力減少に繋がるものであり、非線形化に伴い入力損失効果が増加する一つの要因と考えられる。しかし、前述したように、300Gal、400Galのケースでは、上部構造物を主体とする卓越振動数近傍で入力損失効果が減少し、近傍地盤の非線形性や境界非線形性を考慮しないものよりも、有効入力動係数が増加する傾向が現れていた(図-5、図-6)。その理由として以下のことが考えられる。つまり、200Gal以下のケースでは、上部構造物を主体とする卓越振動数での非線形化に伴うロッキングインピーダンスの低下度合いは、作用土圧項 G_s の低下度合いと同程度であったと考えられる。なぜなら、上述したように、基礎のキネマティック応答は、作用モーメントをロッキングインピーダンスの総和で除した値であるため、両者の相対的な増減比率がキネマティック応答の特性を決定付けるからである。しかし、300Gal、400Galのケースになると、入力損失効果が減少する傾向が現れることから、作用土圧項 G_s の低下度合いと対比して、ロッキングインピーダンスの低下度合いの方が顕著であったと解釈される。図-11に示すように、300Gal、400Galのケースになると、同卓越振動数における基礎底面のロッキングインピーダンスの低下が著しいことから、こうした解釈が妥当であると判断できる。

以上の考察により、複合する非線形条件下における大型基礎の入力損失効果の基本的特性の把握とその物理的な解釈ができたと思われる。しかし、著者らによる論文¹³⁾で考察したように、300Gal以上の

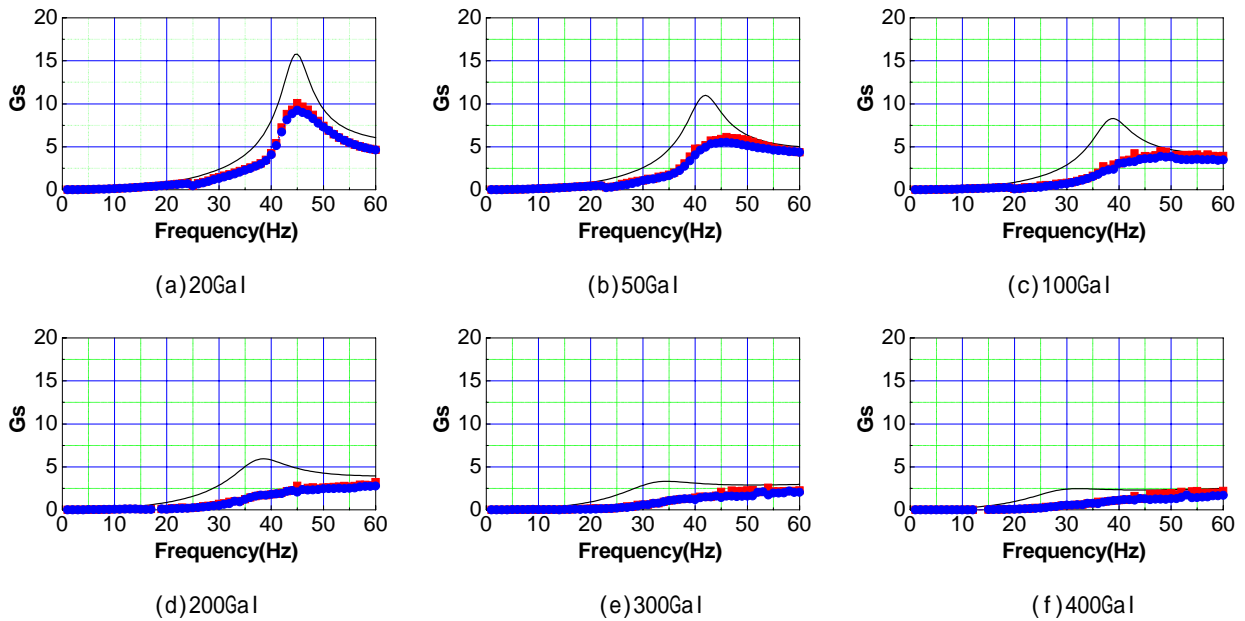


図-9 シミュレーション解析から得られた入力レベルの違いによる無次元化土圧項 G_s
 (- : 近傍地盤線形・境界線形, : 全非線形の最大振幅, : 全非線形の最小振幅)

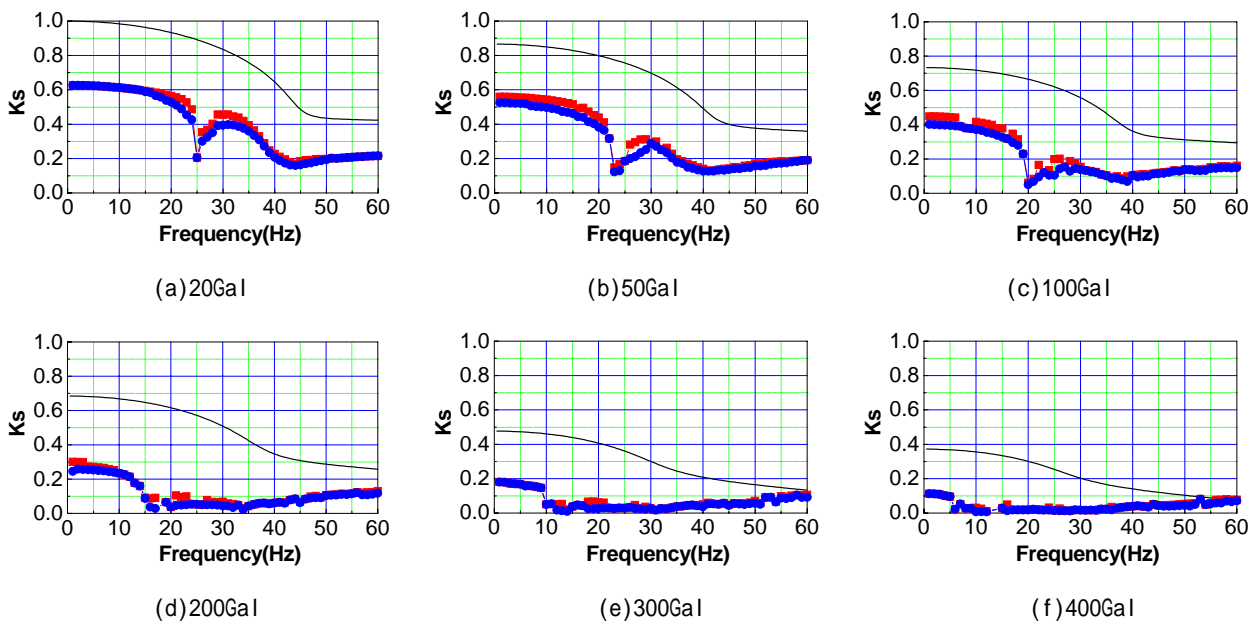


図-10 シミュレーション解析から得られた入力レベルの違いによる無次元化剛性項 K_s
 (- : 近傍地盤線形・境界線形, : 全非線形の最大振幅, : 全非線形の最小振幅)

入力ケースでは、剥離領域が基礎底面近傍の高さで観測されており、また本解析により、基礎底面のロッキングインピーダンス K_r^* が零近傍に収束している箇所もあることから、本実験が実際よりも非線形現象を過大に評価している可能性は否定できない。特に、基礎側壁の剥離や底面の浮き上がりに関しては、サクシヨンの影響により、その発生には限界があると考えるのが一般的である。そのため、本実験とシミュレーション解析から得られた知見の内、非線形性が著しく卓越したケースについては、そうし

た非線形性がおよそ現実的でないレベルまでに達した時の入力損失効果の特性という理解に留めるのが妥当である。よって、300Gal 以上のケースで生じた上部構造物を主体とする卓越振動数における有効入力動係数の若干の増加は、実際に生じる可能性は低いと考えられ、耐震設計上は無視し得ると思われる。ただし今後も継続して、実観測等によりこうした挙動に対する調査や検討が必要と判断される。

5. 結論

上記所論を要約すると以下ようになる。

(1) 著者らにより実施した模型振動実験から得られた基礎入力に対する地表面，基礎天端，また上部構造物天端での共振曲線を，3次元弾性波動論に基づく解析手法により，良好にシミュレートすることができた。このシミュレーション解析では，既に提案した境界非線形性の評価手法の他に，以下の解析的技法が必要であった。

- ・表層地盤の変位応答関数を，遠方地盤の応答関数と基礎近傍地盤の応答関数に分離し，遠方地盤については，模型実験から得られた表層地盤の固有振動数と等価減衰定数を用いて解析を実施した。
- ・基礎近傍地盤の塑性化に伴うせん断弾性係数と減衰定数の変化を，既往の研究による低拘束圧下での岐阜砂の動的中空3軸試験結果を参考に， $\mu/\mu_0-\gamma$ 関係と $h-\gamma$ 関係をモデル化し，等価線形化法による収束計算を実施した。基礎近傍地盤に生じる最大せん断ひずみを，そのひずみ応答関数としたとき，最もシミュレーション結果が良好であった。
- ・基礎底面の浮き上がりや塑性化に伴う回転剛性 K_r^* の回転角依存性を考慮した。本解析では，基礎近傍地盤の非線形性と同様に，等価線形化法に基づく収束計算により考慮することにした。

(2) シミュレーション解析結果から，キネマティック応答を抽出して入力損失効果を評価した。その結果，表層地盤を主体とする卓越振動数近傍を中心に，入力損失効果が増加していることがわかった。また，入力レベルが大きくなると，入力損失効果の増加する範囲が，上記卓越振動数を中心に広がり，特に高次振動数領域でその傾向は顕著となった。そしてこの特性は，基礎近傍の非線形性を考慮していないケースでは生じていないことから，近傍地盤の局所的な非線形性と境界非線形性に起因する特性であることが判明した。

(3) これに対して，上部構造物を主体とする卓越振動数近傍では，入力損失効果に大きな変化は現れなかった。ただし，300Gal，400Galのケースでは，入力損失効果が若干減少する傾向にあった。基礎近傍の非線形性を考慮しないケースとの比較により，この特性が近傍地盤の非線形性に起因していることが判明した。

(4) 全ての入力ケースにおいて，表層地盤の卓越振動数を中心に作用土圧項 G_s の低下が見られた。またその低下範囲は，上部構造物を主体とする1次卓

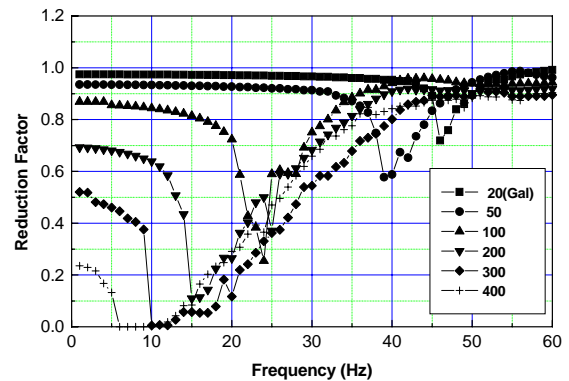


図-11 入力レベルの違いによる基礎底面のロッキングインピーダンスに関する低下度合い

越振動数にまで及ぶものであった。この作用土圧項 G_s の低下は，基礎へのキネマティック入力への減少に繋がるものであり，非線形化に伴い入力損失効果が増加する一つの要因と考えられる。

(5) 基礎のロッキングインピーダンスに関する評価を実施し，入力レベルの大きい300Gal，400Galのケースにおいて，入力損失効果が若干増加する傾向にある理由を考察した。その結果，200Gal以下のケースでは，上部構造物を主体とする卓越振動数での非線形化に伴うロッキングインピーダンスの低下度合いは，作用土圧項 G_s の低下度合いと同程度であり，その比から求まるキネマティック応答は変化しなかったものと考えられる。しかし，300Gal，400Galのケースになると，基礎底面のロッキングインピーダンスの低下も相俟って，作用土圧項 G_s の低下度合いと比べて，系のロッキングインピーダンスの低下が顕著であったと解釈される。そのため，双方の比から求まるキネマティック応答が若干増加したものと考えられる。

(6) 以上により複合する非線形条件下における大型基礎の入力損失効果について，大型振動台を用いた模型実験とシミュレーション解析からその動特性とその物理的背景を明らかにしたと考えられる。しかし，剥離領域が基礎全長に亘るなど，本実験が実現象よりも非線形現象を過大評価しているということが懸念される。そのため，本実験とシミュレーション解析から得られた知見の内，非線形性が著しく卓越したケースについては，そうした非線形性がおよそ現実的でないレベルまでに達した時の入力損失効果の特性という理解に留めるのが妥当である。よって，300Gal以上のケースで生じた上部構造物を主体とする卓越振動数における有効入力動係数の若干の増加は，実際に生じる可能性は低いと考えられ，

耐震設計上は無視し得ると思われる。ただし今後も継続して、実観測等によりこうした挙動に対する調査や検討が必要と判断される。加えて、本論で検討した実験解析モデルは様々に想定される諸元の一例であり、各々の非線形性の程度や表層地盤と上部構造物の卓越振動数の違い、あるいは諸元の違いが入力損失効果に及ぼす影響について更なる検討が必要である。

付録 A 大型基礎の模型振動実験に関する補足資料(再掲¹³⁾)

a) 実験模型の諸元について

実験は力の比を一定とした香川²⁴⁾、国生・岩橋²⁵⁾の相似則を用い、地盤と基礎諸元を 1/40(詳しくは 0.026)スケールで作成した(表 A-1)。ここで、表中の目標値とは、実寸値を基準に相似則から求めた模型諸元の計算値であり、再現値とは、本実験で使用した実模型の諸元を示している。

b) 側壁作用土圧の上限値について

模型実験から得られた側壁動土圧の上限値に関する深度方向分布を図 A-1 に示す。この上限値は、実験結果からの推定値である。この値は、各ケースで得られた作用動土圧の最大値を、そのときの基礎と地盤の相対変位(地盤と基礎に設置した加速度計(図-1 参照)から得られた加速度応答を、加振角振動数の 2 乗で除して変位を求めた後、時刻歴波形でその差を求めた値)をグラフの横軸に取りプロットし、これを双曲線で近似したときに、相対変位を最大化したときの双曲線の収束値である。

c) 表層地盤の固有振動数と等価減衰定数

入力加振レベル毎の表層地盤の固有振動数と等価減衰定数を表 A-2 に示す。この値は、表層地盤(AC-S1)の基盤入力(AC-Shake)に対する共振曲線から求めた。表層地盤の 1 次卓越振動数は、基盤入力に対する表層地盤の加速度応答の位相差が 90 度となる振動数を算定することにより定めた。また卓越振動数での応答倍率 M を用いて $1/2M$ により、等価減衰定数 h_e を評価した。

参考文献

- 1) 星谷 勝, 石井 清: RC 階校舎の実測資料による地震波の入力損失の効果の検討, 土木学会論文報告集, No. 327, pp. 13-20, 1982.
- 2) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失(第 1 報), 日本建築学会論文報告集, No. 165, pp. 61-66, 1969.

表 A-1 香川²⁴⁾、国生・岩橋²⁵⁾による相似則に基づく 1/40 スケール実験模型の諸元一覧

物性	相似則	物性値			
		実寸値	目標値	再現値	
表層地盤	層厚 (m)	λ (0.026)	17.00	0.43	0.43
	密度 (t/m^3)	η (0.761)	1.80	1.37	1.47
	1 次卓越振動数 (Hz)	$\eta^{-1/2} \lambda^{-3/4}$	2.68	44.5	44.5
	せん断弾性波速度 (m/s)	$\eta^{-1/4} \lambda^{3/4}$	182.45	76.54	76.54
基礎層	層厚 (m)	λ	7.69	0.20	0.20
	密度 (t/m^3)	η	2.0	1.52	1.63
	せん断弾性波速度 (m/s)	$\eta^{-1/4} \lambda^{3/4}$	400.0	170.79	171.0
円筒基礎	長さ (m)	λ	17.00	0.43	0.43
	直径 (m)	λ	11.00	0.29	0.35
	壁厚 (m)	λ	0.80	0.02	0.02
	ヤング率 (kN/m^2)	$\eta^{1/2} \lambda^{1/2}$	2.50×10^7	3.47×10^6	3.00×10^6
	質量 (t)	$\eta \lambda^3$	3840.3	0.0507	0.0412
円形頂版・底板	直径 (m)	λ	13.85	0.35	0.35
	板厚 (m)	λ	0.80	0.02	0.02
	ヤング率 (kN/m^2)	$\eta^{1/2} \lambda^{1/2}$	2.50×10^7	3.47×10^6	3.00×10^6
上部構造物	質量 (t)	$\eta \lambda^3$	5000	0.0661	0.06
	1 次卓越振動数 (Hz)	$\eta^{-1/2} \lambda^{-3/4}$	2.25	37.3	38.0

表 A-2 入力レベルの違いによる表層地盤の固有振動数と等価減衰定数の一覧

入力加速度 (m/s^2)	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00	4.00
1 次卓越振動数 (Hz)	44.5	41.5	38.2	36.9	30.8	27.2
等価減衰定数 $1/2M$	0.047	0.064	0.075	0.113	0.180	0.211

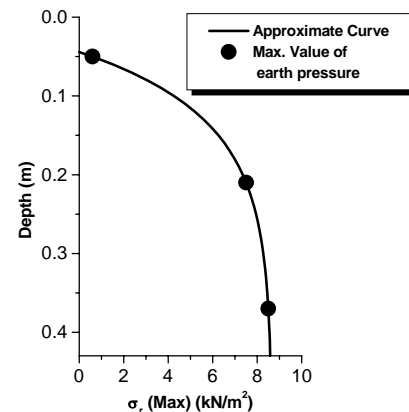


図 A-1 基礎側壁に作用する動土圧の上限値の推定

- 3) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失(第 2 報), 日本建築学会論文報告集, No. 167, pp. 25-30, 1970.
- 4) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和: 強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析, 土木学会論文報告集, No. 293, pp. 35-47, 1980.
- 5) 石井 清, 山原 浩: 大型地下タンクの実測記録による地震波の入力損失の検討, 日本建築学会論文報告集, No. 312, pp. 54-62, 1982.
- 6) 石井 清, 小山和夫: 地下タンクの常時微動観測による入力損失効果の検討, 土木学会論文報告集, No. 339, pp. 51-57, 1983.
- 7) 原田隆典, 久保慶三郎, 片山恒雄: 有効地震動の計算式とその実測例による検討, 土木学会論文集, No. 362/1-4, pp. 435-440, 1985.

- 8) 田中宏志,吉田 一,山原 浩,平島新一,石井 清: F E Mを用いたパラメータスタディによる入力損失効果の定量的評価,第6回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1585-1591, 1982.
- 9) 安井 譲,井口道雄,赤木久真,林 康裕,中村 充: 1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察,日本建築学会構造系論文集, No.512, pp.111-118, 1998.
- 10) 齊藤正人,西村昭彦,渡邊啓行: 曲げ柔性の影響を考慮した大型基礎の入力損失効果に関する理論的評価,土木学会論文集, No.731/I-63, pp.317-330, 2003.
- 11) 齊藤正人,池亀真樹,棚村史郎,渡邊啓行: 地盤のひずみ依存性が入力損失効果に与える影響に関する評価,土木学会論文集, No.738/I-64, pp.219-231, 2003.
- 12) 齊藤正人,渡邊啓行: 剛体基礎側壁と地盤の間の境界非線形性が入力損失効果に与える影響に関する研究,土木学会論文集, No.745/I-65, pp.39-51, 2003.
- 13) 齊藤正人,池亀真樹,棚村史郎,渡邊啓行: 複合する非線形条件下における大型基礎の周波数応答特性に関する実験的研究,土木学会論文集, No.759/I-67, pp.131-142, 2004.
- 14) Nogami, T. and Novak, M.: Resistance of soil to a horizontally vibrating pile, *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, Vol.5, pp.249-261, 1977.
- 15) 田治見宏: 深い基礎を有する構造物の地震応答について,第2回日本地震工学シンポジウム, pp.55-60, 1966.
- 16) 土岐憲三,小松昭雄: 井筒基礎の地震応答解析に関する研究,土木学会論文報告集,第281号, pp.29-40, 1979.
- 17) Veletsos, A. S. and Wei, Y. T.: Lateral and rocking vibration of footings, *Proc. ASCE*, No.97, SM9, pp.1227-1248, 1971.
- 18) Novak, M. and Nogami, T.: Soil-pile interaction in horizontal vibration, *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, Vol.5, pp.263-281, 1977.
- 19) 石田 毅,渡邊啓行,伊藤 洋,北原義浩,松本正毅: 低拘束圧下の模型実験材料(岐阜砂等)の静的・動的特性,電力中央研究所研究報告, No.380045, 1981.
- 20) Richart, F.E., and Hall, J.R.: *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970.
- 21) 羽矢 洋,西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案,土木学会論文集, No.595/VI-39, pp.127-140, 1998.
- 22) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 基礎構造物・抗土圧構造物, pp.161-220, 丸善, 1997.
- 23) 山原 浩: 動的解析に於ける地盤の考え方,土と基礎, 19-8(162), pp.7-15, 1971.
- 24) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則,土木学会論文報告集,第275号, pp.69-77, 1978.
- 25) 国生剛治,岩楯敬広: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析,土木学会論文報告集,第285号, pp.57-67, 1979.
- (2003.4.2 受付)

EVALUATION OF INPUT LOSS OF DEEPLY EMBEDDED RIGID FOUNDATIONS UNDER COMPOUNDED NONLINEAR CONDITIONS

Masato SAITOH, Masaki Ikegame, Shirou TANAMURA and Hiroyuki WATANABE

The present study focuses on input loss of deeply embedded foundations that support bridges and viaducts. It is predicted that the strain dependency of soil dominates when subjected to strong earthquakes. Moreover, slippage and separation occur at the interface between soil and the sidewall of the foundations, as well as the yielding of soil near the foundations. In this research, analytical studies are performed to simulate the resonant curves obtained from the vibration tests by means of the analytical method developed for estimating the effective seismic motion and the rocking impedance directly under such nonlinear conditions. In conclusion, the effect of input loss tends to increase as the compounded nonlinearity dominates, especially due to the nonlinear behavior of soil near the foundations.