周波数領域における動的地盤剛性を用いた相互作用力の 再帰的評価法に基づく3次元成層弾性地盤上に建つ 構造物の浮き上がり振動解析

DYNAMIC PARTIAL UPLIFT ANALYSIS OF A STRUCTURE ON A 3-D LAYERED HALF-SPACE BASED ON RECURSIVE EVALUATION OF INTERACTION FORCES USING DYNAMIC STIFFNESS OF THE UNBOUNDED SOIL IN THE FREQUENCY DOMAIN

源 栄 正 人*, 永 野 正 行**

Masato MOTOSAKA and Masayuki NAGANO

Dynamic partial uplift analyses of a structure on a 3-D layered half-space are performed based on the substructure method in the time domain. The ARMA type recursive evaluations taking account of the causality of dynamic stiffness are used to enhance computational efficiency for calculation of interaction forces. The dynamic response of a rigid foundation for harmonic excitations is first performed. Then, the earthquake response characteristics of a nuclear reactor building taking account of the partial uplift are described for both linear and nonlinear cases of the building. The effects of the partial uplift on the responses are discussed.

Keywords : soil-structure interaction, substructure method, recursive evaluation, partial uplift, material nonlinearity, response analysis

構造物と地盤の動的相互作用, サブストラクチャ法, 再帰的評価法, 浮き上がり, 材料非線形, 応答解析

1. はじめに

構造物の浮き上がり振動問題は、地盤-構造物の動的相互作用問題において考えられる非線形挙動のうち、局所非線形に注目した問題の1つである。このような問題に対しては、サブストラクチャ法を用いることによって、構造物近傍の局所非線形を比較的少ない自由度で3次元評価することが可能となる。既報¹⁾ではこのサブストラクチャ法に関し、時間領域における上部構造物と線形地盤の相互作用力のコンボリューション積分に対する算定方法としてARMA型の再帰的評価法を示し、波動の層境界での反射、透過や逸散等を考慮した線形地盤の3次元挙動を時間領域で効率的に評価した。本解析ではこれを改良し、地盤の離散化に伴って評価する必要のある多自由度系の安定システム同定を容易にするために、システムの時間因果性を考慮し、対象システムの離散化Hilbert変換対を周波数領域でARMA型の再帰評価式として同定する手法を提案する。また既報では簡単

な解析例として4つの独立基礎を有する構造物を対象として浮き上がり応答解析を実施しているが、本報ではより現実的な問題としてFig.1に示すような3次元成層地盤上に建つ発電用大型構造物を対象とした基礎浮き上がり現象の検討を目的として、提案手法の適用性を実証する。検討内容としては、最初に基本性状を把握するための無質量剛基礎版上の定常加振力による応答解析を実施する。次に上部構造物-地盤連成系としての浮き上がり挙動を検討するため、上部構造物を線形と仮定し入力レベルを変化させたときの浮き上がり地震応答解析を実施し、最後に上部構造物の構造劣化に伴う材料非線形性を考慮した浮き上がり地震応答を行い、2つの非線形挙動が構造物応答へ与える影響を評価する。

弾性地盤上の構造物の浮き上がり振動解析に関しては比較的古くから実施例が見られるが、特に発電用大型構造物のように耐震設計に大きな地動入力が要求されるような場合には、基礎部の転倒モーメントによって生じる

* 鹿島・小堀研究室 地震地盤研究部・工博

** 鹿島・小堀研究室 地震地盤研究部

Kobori Research Complex, Kajima Corporation, Dr. Eng.

Kobori Research Complex, Kajima Corporation

Fig. 1 Nonlinearity in soil-structure interaction problem

基礎底面の浮き上がりに起因する幾何学的非線形挙動に対し、様々な手法で地震応答解析が行われている。初期の研究では静的地盤剛性を基礎接地面積に応じて低減させる簡易的なアプローチ²⁾が主流を占めたが、サブストラクチャ法に基づく非線形応答解析の発展³⁾に伴って、地盤剛性（柔性）の周波数依存性を考慮して浮き上がり挙動を評価する研究が行われてきている。

3次元弾性地盤上の基礎や構造物の浮き上がり挙動を地盤の周波数依存性を考慮して評価した研究として、周波数領域におけるグリーン関数をフーリエ変換後、衝撃応答関数を数値的に算出した Wolf, Oberhuber⁴⁾の研究、ステップ関数の点加力が作用したときの水平、上下変位解を用い、修正時間遅れ影響係数法を適用した下村、田治見⁵⁾の研究、半無限地盤に対する近似アドミッタンス式を逆フーリエ変換することにより解析的に衝撃応答関数を求めた渡辺ら⁶⁾の研究が挙げられる。これらは基礎—構造物系で生じる相互作用力の評価に関し、柔性定式化に基づいて時間領域で表されるコンボリューション積分を直接評価する手法であるが、厳密解が得られる反面、計算時間や数値解析上の安定性の面で多少難がある。

簡単な解析モデルや2次元モデルにより地盤剛性（柔性）の周波数依存性を考慮した浮き上がり解析を実施した研究として、セグメントアプローチによる HFTD 手法を用いた Darbre, Wolf⁷⁾の研究、周波数領域の動的地盤剛性を等価粘弾性モデルに置換する Lumped parameter model を用いた Wolf, Paronesso⁸⁾の研究、時間因果性を考慮したシステム関数によりコンボリューション積分を行った Hayashi ら⁹⁾の研究がある。また相互作用力の再帰的評価法を用いた研究として、セグメントアプローチによる時間領域柔性の再帰的評価法を用いた Wolf, Motosaka¹⁰⁾の研究が挙げられる。

しかし線形開領域地盤における3次元挙動を厳密に評価した解析は、半無限地盤の時間領域におけるグリーン関数を用いてコンボリューション積分の形で表される相互作用力を直接評価で算定する解析例だけであり、成層地盤や不整形地盤を対象とした浮き上がり解析例は見られないのが現状である。これはコンボリューション積分の直接評価による計算負荷や柔性定式化に基づく数値解析上の不安定性が主原因と考えられる。さらに3次元弾性地盤に対し、上部構造物の影響を考慮した浮き上がり挙動の考察は現在までそれほど行われていない。これに対し筆者ら¹¹⁾は剛性定式化に基づく周波数項ごとの再帰評価式を用いて相互作用力を算定することにより、3次元成層地盤上に建つ発電用大型構造物の浮き上がり地震応答解析を実施し、基礎版下の地反力分布等の解析結果を示している。

以上のような既往の研究に対して、本論文は非線形構造物と線形地盤との動的相互作用問題の解析法としてより発展した手法を示すものであるとともに、3次元成層地盤上の発電用大型構造物を対象に、上部構造物の材料非線形性や、動的地盤剛性の周波数依存性を考慮した動的応答解析によってより現実的に浮き上がり応答特性を論じた点に有意性があり、得られた知見は発電用大型構造物における耐震解析上、重要なものとなる。

2. 解析対象

解析対象は、3次元成層弾性地盤上に建つ発電用大型構造物である。建屋モデルは Fig. 2(a) に示すように、曲げせん断材と軸ばねで連結される10質点モデルで、各質点位置に水平、回転、上下自由度を考慮した非線形モデルとする。曲げせん断材の復元力特性は曲げ、せん断とも剛性劣化型の Tri-linear を仮定し、上下方向の軸ばねは弾性を仮定する。Table 1 に構造物の各諸元を示す。また地盤モデルは Fig. 2(a) に示すようなインピーダンス比2の2層地盤としており、70m平方の剛基礎版下の地盤を8×8のメッシュ（1/2対称問題として4×8のメッシュ）に分割し、各メッシュの中心に節点を設け、各節点において水平自由度と上下自由度の2自由度を考

Fig. 2 Analytical model and notations for partial uplift problem

慮する。周波数領域における動的剛性マトリックスを作成する際の Green 関数の計算には 3 次元薄層要素法を用い、地盤の材料減衰は 0% とした。また水平 (上下) 加振による上下 (水平) 変位は考慮しないものとして解析を行う。剛基礎版下の地盤のメッシュ数は、下村、田治見⁵⁾によるメッシュ精度の検証結果、地盤のせん断波速度と考慮する振動数、計算容量等を勘案して決定した。2 層地盤の静的地盤剛性を用いて算定した構造物-地盤連成系の 1 次振動数は 3.4 Hz、上下動の卓越振動数は 6.3 Hz である。

3. 解析手法

3.1 運動方程式

Fig. 2(b) に示すように構造物の地盤に結合する自由度を右下添え字 b で表し、それ以外の構造物の自由度を右下添え字 s で表すと、非線形構造物-地盤系の運動方程式は慣性力、減衰力を含む内力、および相互作用力の釣合い $\{R_b(t)\}$ から次式で表される。

$$\begin{bmatrix} [M_{ss}] & [M_{sb}] \\ [M_{bs}] & [M_{bb}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_s(t)\} \\ \{\ddot{u}_b(t)\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{P_s(t)\} \\ \{P_b(t)\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ -\{R_b(t)\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで $\{P_s(t)\}$, $\{P_b(t)\}$ は非線形構造物の減衰力と構成則に基づく復元力の和である。さらに基礎版下の地盤についての運動方程式は基礎版と地盤が接している部分を右下添字 1、浮き上がりによって基礎版と地盤が離れている部分を右下添字 2 として、次式のように表される。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [k_{11}] & [k_{12}] \\ [k_{21}] & [k_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_1(t)\} - \{u_1^q(t)\} \\ \{u_2(t)\} - \{u_2^q(t)\} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} [c_{11}] & [c_{12}] \\ [c_{21}] & [c_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_1(t)\} - \{\dot{u}_1^q(t)\} \\ \{\dot{u}_2(t)\} - \{\dot{u}_2^q(t)\} \end{Bmatrix} \\ & + \int_0^t \begin{bmatrix} [s_{r,11}(t-\tau)] & [s_{r,12}(t-\tau)] \\ [s_{r,21}(t-\tau)] & [s_{r,22}(t-\tau)] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{u_1(\tau)\} - \{u_1^q(\tau)\} \\ \{u_2(\tau)\} - \{u_2^q(\tau)\} \end{Bmatrix} d\tau = \begin{Bmatrix} \{R_1(t)\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (2) \end{aligned}$$

ここに $[k_{ij}]$, $[c_{ij}]$ ($i, j=1, 2$) は動的地盤剛性の特異項、

$[s_{r,ij}]$ ($i, j=1, 2$) は動的地盤剛性から特異項を除いた正則項、 $\{R_1(t)\}$ は構造物の基礎版と接している地盤の地反力である。右肩添字 t は全変位を表し、同 g は入力動を示す。なお基礎版と地盤の接触状態は時々刻々変化するため、右下添え字 1, 2 で表されるベクトルのディメンションは時間ごとに変化する。剛基礎部と地盤の力と変位に関する変換関係は次式で与えられる。

$$\{R_b(t)\} = [T]^T \{R_1(t)\} \quad (3)$$

$$\{u_b^q(t)\} = [T] \{u_1^q(t)\} \quad (4)$$

ここに $[T]$ は基礎版と接している地盤の自由度に対する剛体変位拘束マトリックスである。(1), (2) 式を時間に関して Newmark の β 法によって離散化し、コンボリューション積分に関しては次節で述べる再帰的評価法を適用することにより $\{u_1^q(t)\}$, $\{u_2^q(t)\}$, $\{u_b^q(t)\}$ を算定することができる (詳細は Appendix 参照)。

3.2 再帰的評価法に基づく相互作用力の評価

筆者らは、剛性定式化に基づく相互作用力の算定において、時間領域におけるコンボリューション積分を直接評価する代わりに、再帰評価式を用いる方法を示してきた。特に再帰係数の決定方法に際し、周波数領域における動的地盤剛性の情報を用いて直接決定する再帰的評価法は、グリーン関数を用いて周波数領域で発展してきた境界要素法や薄層要素法等の解析手法による解析結果を、直接反映できるという利点を有している。

本解析では相互作用力の再帰的評価法として、次式の変位コンボリューション積分に基づく再帰評価式から出発して周波数領域で ARMA 係数を同定する方法を用いる¹⁾。

$$\{R_{b,n}\} = [k_{bb}^q] \{u_{b,n}\} + [c_{bb}^q] \{\dot{u}_{b,n}\} + \{R_{r,b,n}\} \quad (5)$$

$$\{R_{r,b,n}\} = \sum_{i=1}^M [a]_{ik} \{R_{r,b,n-i,k}\} + \Delta t \sum_{i=0}^L [b]_{ik} \{u_{b,n-i,k}\} \quad (6)$$

ここで k は周波数情報が存在する最大振動数 $f_{\max}$ と、地震応答解析における時間刻み Δt から決まるナイキスト振動数 f_{Nyq} ($=1/2 \Delta t$) によって決定する整数値であり、本解析では $k=f_{Nyq}/f_{\max}$ としている。また実際の応答計算では Δt を係数マトリックス $[b]_i$ の中に含

Table 1 Profile of building

Mass No.	Weight (ton)	Rotatory inertia $\times 10^{10}$ (t·cm)	Length of BS element (cm)	Axial area (cm ²)	Effect. shear area (cm ²)	Inertial moment $\times 10^{12}$ (cm ⁴)	Q_1 $\times 10^3$ (ton)	Q_2 $\times 10^3$ (ton)	Degrad factor for Q-D α_1	Degrad factor for Q-D α_2	M_1 $\times 10^7$ (t·cm)	M_2 $\times 10^7$ (t·cm)	Degrad factor for M- ϕ β_1	Degrad factor for M- ϕ β_2
1	4000	0.7	1200	100.0	50.0	3.0	13.0	20.0	0.25	0.12	2.5	5.5	0.14	0.01
2	4000	0.8	800	150.0	70.0	4.0	18.0	27.0	0.25	0.12	3.5	7.5	0.14	0.01
3	15000	3.0	1000	300.0	180.0	5.0	46.0	70.0	0.25	0.12	6.0	13.0	0.15	0.02
4	30000	6.0	800	450.0	200.0	8.0	52.0	80.0	0.25	0.12	9.5	23.0	0.17	0.04
5	20000	4.0	800	500.0	250.0	10.0	65.0	90.0	0.25	0.12	12.0	35.0	0.20	0.05
6	25000	15.0	600	1000.0	550.0	40.0	140.0	200.0	0.25	0.12	20.0	35.0	0.40	0.05
7	45000	25.0	600	1000.0	600.0	45.0	150.0	230.0	0.25	0.12	25.0	45.0	0.40	0.05
8	35000	20.0	600	1200.0	630.0	50.0	150.0	230.0	0.25	0.12	30.0	50.0	0.40	0.05
9	32000	15.0	600	1200.0	630.0	50.0	150.0	230.0	0.25	0.12	30.0	60.0	0.40	0.05
10	120000	60.0	600	1200.0	630.0	50.0	150.0	230.0	0.25	0.12	30.0	60.0	0.40	0.05

Young's modulus $E=210t/cm^2$, Shear modulus of elasticity $G=90t/cm^2$, Ratio to critical damping $\eta=5\%$

め、 k を Δt に対して変化させることにより同じ係数マトリックスを用いることができる。

(5) 式の行列型の再帰方程式を行列成分ごとの再帰方程式の形に変換後、フーリエ変換し、周波数領域で真の動的地盤剛性と等置させることにより ARMA 係数を決定することができる¹⁾。しかし、本解析では係数決定時に安定システムが得られやすいように、文献¹²⁾の同定手法に基づき近似システムの時間因果性を考慮した手法を用いている。すなわち、対象とする周波数帯域制限システムの動的地盤剛性の実部の情報を用いて、次式で示される離散化 Hilbert 変換対となる虚部を求め、この離散化 Hilbert 変換対を成す動的地盤剛性と ARMA システムを等置させ係数を決定している。

$$H_f(k\Delta\omega) = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} H_R(m\Delta\omega) V(k-m) \cdots \cdots (7)$$

$$V(j) = -2 \cot\left(\frac{\pi}{N} j\right) i \quad (j: \text{奇数}), 0 \quad (j: \text{偶数})$$

$$\cdots \cdots \cdots (8)$$

ここで H_R は動的地盤剛性の実部、 H_I は H_R の離散化 Hilbert 変換対となる虚部、 N は周波数領域でのサンプル数である。このときの離散化 Hilbert 変換対となる虚部の値は、真の動的地盤剛性の虚部の値からゆがめられることになるが、特異項となる減衰項でその差を最小自乗法により 1 次近似して虚部の値を修正する。

$$\frac{d}{dc_{bb}^g} \left[\sum_{m=0}^{N/2} |m\Delta\omega c_{bb}^g - H_I(m\Delta\omega)|^2 \right] = 0 \cdots \cdots (9)$$

$$c_{bb}^g = \sum_{m=0}^{N/2} m\Delta\omega H_I(m\Delta\omega) / \sum_{m=0}^{N/2} (m\Delta\omega)^2 \cdots \cdots (10)$$

水平、上下方向で独立した 32×32 の動的地盤剛性マトリックス要素のすべてに対し ARMA 同定した結果、すべての極が z 領域における単位円内に存在し、安定システムを求めることができた。

時間因果性に基づいたシステムの修正法は Hayashi ら¹³⁾の示した手法と同じものであるが、速度コンボリューション積分に限定されないこと、再帰的評価法により効率的な演算を行っていることが本解析手法の特徴となっている。また本解析では $k = f_{nyq}/f_{max}$ としているが、 $k > f_{nyq}/f_{max}$ として実部と虚部の Hilbert 変換性を考慮すれば f_{max} までのシステムをゆがめずに同定することも可能である。

周波数領域解析により算定された剛基礎の集約動的地盤剛性を、ARMA 係数を同定し得られた近似システムによる集約動的地盤剛性と比較して Fig. 3 に示す。全行列成分に対し AR 係数の数 (M) を 8、MA 係数の数 ($L+1$) を 8 とし、 $f_{max} = 20$ Hz としている。得られた近似システムでは虚部の値に若干差異が現れるものの、両者は良好に一致していることが示されている。

3.3 浮き上がり・再接触判定

剛基礎節点の浮き上がり判定は、基礎版と接している

地盤の上下方向の節点力 R_1 が 0 (もしくは正) になったときに行い、節点が浮き上がった後、剛基礎節点と地盤の節点の上下変形の差が 0 (もしくは負) になったときは、再接触したものと判定する。水平方向の節点力は上下方向と同様に浮き上がり発生と同時に 0 としている。

4. 相互作用力の再帰的評価法に基づく解析手法の検証

3.2 節で示した時刻歴応答解析手法を検証するために線形地震応答解析を行い、周波数応答による結果との比較を行う。入力地震動は軽水炉改良標準化委員会で提案された高地震帯用 S_2 遠距離波(注) ($M=8.5$, $\Delta=68$ km,

Fig. 3 Dynamic stiffness in frequency domain

Fig. 4 Input acceleration time history and its response spectrum

Fig. 5 Comparison of time histories of accelerations at operating floor

八戸 EW 位相, 継続時間 40 秒) を用い, 20 Hz 以上の成分はカットした。この入力地震動の加速度波形とその応答スペクトルを Fig. 4 に示す。応答解析における時間刻みは $1/200$ 秒 ($k=5$) とした。Fig. 5 は構造物主要点 (Fig. 2(a) 中の Operating floor) における水平加速度の応答波形を周波数応答解析によって得られた結果 (同図 (a)), 本解析手法の ARMA 型再帰評価式による時刻歴応答結果 (同図 (b)), 周波数成分ごと ($0 \sim 20$ Hz, 800 項) の再帰方程式^{1), 14)} による時刻歴応答解析結果 (同図 (c)) に対して示している。最大応答値の差はいずれも 3 % 以内に収まっており, 再帰方程式による時刻歴応答解析手法は十分な精度を有しているのが確認できる。相互作用力算定時の演算回数は時間ステップを N^t , 総自由度数を N^s とすると, 本手法では $(N^s)^2 N^t (M+L+1)$ であり, 周波数成分ごとの再帰の評価法の $2 N^t N^w [N^s + (N^s)^2]$ (N^w は周波数成分の数) に比べるとかなり少なく, 上記の応答計算例ではほぼ 1 % となっている。また直接評価法の $(N^t N^s)^2 / 2$ と比較して 0.4 % となっている。

5. 解析結果

5.1 剛基礎版上の定常加振力による浮き上がり応答性状

弾性地盤上の剛基礎版の浮き上がり応答に関する基本性状の検討として, Fig. 6 に示すように, $70 \text{ m} \times 70 \text{ m}$ の無質量剛基礎版上に一定軸力 P ($=33$ 万 ton), 正弦加振せん断力 $Q = Q_0 \sin \omega t$ とせん断力と同位相である正弦加振モーメント $M = M_0 \sin \omega t$ (ただし $\omega = 2\pi f$, f は加振振動数) を与えたときの応答性状を調べる。ただし 2 章に示した解析対象構造物の地震応答解析で得

られた相互作用力を勘案して, M_0 ($\text{ton} \cdot \text{cm}$) $= 3\,000 Q_0$ (ton) としている。浮き上がり限界モーメント $M_{0\text{max}}$ は約 $5 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{cm}$ である。解析対象とする地盤は第 2 章で示した 2 層地盤 (Fig. 10 以降の結果で LHS と表示) とするが, 比較のため上層地盤と同じ物性を有する半無限地盤 (Fig. 10 以降の結果で HS と表示) に対する検討も行っている。解析時間刻みは $1/1\,000$ 秒 ($k=25$) とした。なお以下では全基礎ポイント (64) に対する浮き上がりポイントの比を浮き上がり率と定義している。

応答解析例として, 2 層地盤に対し $Q_0 = 300\,000 \text{ ton}$, $f = 3.0 \text{ Hz}$ としたときの定常状態における 1 秒間の時刻

Fig. 6 Harmonic excitation for rigid foundation-soil system

Fig. 7 Time histories of responses at basement

Fig. 8 Relationships between exciting forces and displacements

Fig. 9 Uplifting points and distribution of vertical reaction forces

歴波形（水平，回転，上下方向変位，浮き上がり率）を Fig. 7 に示す。加振力は 0 秒から始まる 3 Hz の sin 波である。水平，回転方向の応答変位は 3 Hz の周期関数に，上下方向は 6 Hz の周期関数となっている。また最大浮き上がり率は 62.5 % である。Fig. 8 はせん断力-水平変位とモーメント-回転角の関係を示したものであり，浮き上がり挙動に伴う非線形効果により最大点近傍で勾配が緩やかになっている。回転方向は 3 Hz での動的地盤剛性の虚部の値が実部の値に比べかなり小さいため，逸散減衰による 1 サイクル間の消費エネルギーがほとんどなく，また浮き上がり挙動に伴う消費エネルギーも小さいため，非線形弾性に近い挙動特性を示している。Fig. 9 は浮き上がる直前から再接触するまでの各時間ステップにおける基礎版直下の上下地反力分布を示したもので，黒丸印は地反力がゼロとなり浮き上がっている点を示している。この図より，基礎の浮き上がりは基礎端部中央から順次始まり，浮き上がり率が極大値を示す時間ステップのあと基礎の内側縁部から再接触することが分かる。

Fig. 10 は $Q_0 = 300\,000$ ton，加振振動数を 1~10 Hz とし，加振力と応答変位の関係より等価減衰定数を同図 (e) に示す方法で算定したものであり，浮き上がり挙動時の値，線形時の値を比較して示している。また線形応答に対する比較のため，周波数領域の動的地盤剛性より得られる値も併せて示している。浮き上がり率は 1 Hz~6 Hz は 62.5 %，7 Hz~10 Hz は 59.4 % となっている。周波数領域の動的地盤剛性より得られる値と線形時の値とは回転方向でやや差異が見られるもののほぼ一致しており，本解析手法の有効性を示している。浮き上がり時の等価減衰は線形時の値より 1/4~1/2 ほど小さくなっているが，周波数特性は線形時とほぼ同じ特性を有している。上層地盤の 1 次卓越振動数に相当するカッ

Fig. 10 Equivalent damping coefficients for exciting frequencies

Fig. 11 Uplift ratio and maximum displacement at various input levels

Fig. 12 Normalized Fourier amplitudes for various uplift ratios

Fig. 13 Equivalent damping coefficients for various uplift ratios

トオフ振動数（水平 3.57 Hz，回転 7.14 Hz）以下では 2 層地盤の減衰定数は半無限地盤に比べかなり小さくなっており，これは浮き上がり挙動時と同じ傾向を示している。

次に加振振動数を 3 Hz に一定とし， $Q_0(M_0)$ を変化させることにより，浮き上がり率の変化に伴う応答性状の影響を検討した。Fig. 11 は M_0 と浮き上がり率，浮き上がり率と上下変位の関係である。 M_0 と浮き上がり率はほぼ線形の関係の有しているが，多少凹凸が見られるのは基礎版のメッシュの粗さに起因している。上下方向の変位増加率は浮き上がり率 35 % あたりから急激に増加している。Fig. 12 には 2 層地盤を対象に，浮き上がり挙動によって誘発される倍調波成分の振幅を最大変位（上下方向は誘発上下変位）で規準化した値を示している。倍調波成分は浮き上がり挙動によりゆがめられた 1 サイクル間の変位波形をフーリエ級数展開することにより得られ⁵⁾，水平，回転方向では奇数倍調の，上下方向では偶数倍調の振動成分が現れてくる。水平，回転方向については浮き上がり率の増加に従って奇数倍調波成分（図中，9，15 Hz）の増加が顕著となっており，特に回

Fig. 14 Time histories of induced vertical displacements for three input levels

転方向は浮き上がり率の増加に伴う集約剛性の低下が浮き上がり率の小さい範囲で大きくなるため，倍調波成分の成長が浮き上がり率の小さい範囲で大きくなっている。また上下方向に関しては 2 倍，4 倍，6 倍調波成分（図中，6，12，18 Hz）の振幅比の浮き上がり率に対する変化は小さい。Fig. 13 は浮き上がり率と等価減衰との関係を示している。水平方向に関しては，浮き上がり率の増加とともに等価減衰が 1 次的に減少する。回転方向に関しては半無限地盤は浮き上がり率の増加とともに減少しているが，2 層地盤は元々減衰定数が小さいため，浮き上がり率の増加とともに幾何学的非線形による消費エネルギーの増加により若干等価減衰が増加している。しかし浮き上がり挙動により発生する消費エネルギーの絶対量は小さく，等価減衰への影響も小さいものと考えられる。

5.2 線形構造物の浮き上がり地震応答解析

上部構造物—地盤連成系としての浮き上がり挙動を検討するために，まず上部構造を線形仮定して地震応答解析を実施した。入力地震動は 4 章で示した人工地震波を用い，浮き上がり率の変化に対する応答性状の影響を調べるため，原波に対し 1.0 倍（LEVEL-1），1.3 倍（LEVEL-2），1.6 倍（LEVEL-3）の 3 つの入力レベルを設定した。地震応答解析で用いる時間刻みは 1/1000 秒（ $k=25$ ）とした。最大浮き上がり率は LEVEL-1 で 25.0 %，LEVEL-2 で 46.9 %，LEVEL-3 で 62.5 % となっている。

Fig. 14 は浮き上がりによって励起される基礎版中心位置の上下変位の応答波形を 3 つの入力レベルに対して

Fig. 15 Distribution of maximum responses in building

Fig. 16 Normalized horizontal acceleration response spectra of nonlinear responses with partial uplift

示したものである。誘発上下変位は浮き上がり率の上昇とともに急激に上昇するが、これは前節の定常加振力による誘発上下動で得られた結果と同様の傾向を示している。

Fig. 15 は構造物の絶対水平加速度と相対水平変位の最大値分布を3つの入力レベルによる応答結果と線形応答結果について規準化して比較したものであり、LEVEL-2, 3 については応答値を $1/1.3$, $1/1.6$ 倍して示している。構造物頂部近傍では入力レベルの増加に従って最大加速度応答が若干変化しているが、これは浮き上がり挙動によって発生した奇数倍調波成分により頂部変位が卓越する構造物の高次モードが刺激された結果である。しかしこの部分を除くと、既に武藤、小林²⁾、Wolf¹⁵⁾ によって指摘されているように、構造物の最大応答値に関し浮き上がり時と線形時との顕著な差異は見られない。

Fig. 16 は浮き上がり率の増加に伴う加速度床応答スペクトルの変化を見るために、入力加速度で規準化した構造物主要点と頂部点 (Fig. 2(a) 中の Roof floor) における床応答スペクトルを線形解析の場合と比較して示したものである。この図より、地盤-構造物連成の1次固有周期付近の応答値は浮き上がり率の増加とともに若干減少する傾向が見られる。また構造物頂部では浮き上がり率の大きな LEVEL-2, 3 において、卓越周期 0.1 秒近傍の応答値が増加しており、浮き上がり挙動によっ

て発生した水平、回転方向の3倍調波成分による影響が現れている。これらの結果は Fig. 12 で示した定常加振時の水平、回転方向の浮き上がり率による奇数倍調波成分の増加と対応する。

水平方向の応答に関しては、浮き上がり挙動による1次モード応答成分への影響は概して小さいものと考えられ、高次モードの影響が現れにくい最大変位分布では線形時とはほぼ同じ結果となる。これは Fig. 13 に示すように浮き上がり挙動でのエネルギー消費による減衰効果が小さいこと、浮き上がり時間の全継続時間に占める割合が少なく、剛性低下の影響が小さいことが原因として挙げられる。

5.3 非線形構造物の浮き上がり地震応答解析

本節では、前述の対象構造物に構造劣化による材料非線形性を考慮した浮き上がり応答解析を実施して、材料非線形性が浮き上がり挙動に及ぼす影響、浮き上がり挙動が非線形挙動に及ぼす影響を検討した。解析手法としては3章に示したアルゴリズムを増分法で展開し、構造物の材料非線形性を逐次評価する。増分による基礎の浮き上がり、再接触時の誤差分は(1)式を介することにより全体の釣合いを考慮した。入力波は前節で用いた人工地震動の LEVEL-1 のみを用いる。応答計算における時間刻みは $1/1000$ 秒とした。解析ケースとして構造物非線形+浮き上がり (CASE-1)、構造物線形+浮き上がり (CASE-2)、構造物非線形+浮き上がり無し (CASE-3)、構造物線形+浮き上がり無し (CASE-4) の4つのケースを対象とする。

浮き上がり応答計算で構造物非線形性を考慮したケース (CASE-1) と考慮しないケース (CASE-2) での浮き上がり率の時刻歴波形を比較したのが Fig. 17 であり、構造物非線形性を考慮したケースでは材料非線形性を考慮しないケースで見られるような顕著な浮き上がり挙動は見られず、その最大浮き上がり率も小さくなっている。

Fig. 17 Time histories of uplift ratio taking account of structural nonlinearity

Fig. 18 Effects of two types of nonlinearities in horizontal acceleration responses at operation floor

Fig. 19 Maximum responses plotted on skeleton curves

Fig. 18 は構造物主要点での水平加速度波形に関し、構造物非線形時の浮き上がり挙動の影響 (CASE-1, 3)、浮き上がり挙動時の構造物非線形の影響 (CASE-1, 2) を調べたものであり、浮き上がり挙動が支配的となる 20~35 sec. について示している。構造物線形時と同様、浮き上がり挙動が水平方向の応答に及ぼす影響はほとんど見られない一方、構造物非線形を考慮することにより、全く異なる応答波形を示すことが分かる。

Fig. 19 は 4 つの解析ケースに対し、最下層の曲げせん断材の最大応答値を、せん断成分、曲げ成分に分けてスケルトンカーブ上にプロットしたものであり、また構造物の最大応答値分布 (水平加速度、せん断力) を示したのが Fig. 20 である。これらの結果より次のことが指摘される。①浮き上がり挙動を考慮することにより最大応答せん断力、転倒モーメントが若干小さくなるが、顕著な差異は見られない。②構造物非線形が最大応答せん断力、転倒モーメント等の応答値に与える影響は、浮き上がり挙動による影響よりも大きい。

構造物の最大応答性状は入力波の特性等によって異なるため一般的な傾向として示すことはできないが、本解析ケースでは上部構造物の塑性化に伴う減衰効果により構造物内のせん断力等が低減されており、浮き上がり挙動の抑制に大きく影響を与えている。また浮き上がり挙

Fig. 20 Distribution of maximum responses in building for four analytical cases.

動が構造物非線形時の水平応答に与える影響は構造物線形時と同様に小さいことが明らかになった。

6. まとめ

本論文では弾性地盤上に建つ発電用大型構造物を対象に、基礎版を剛と仮定した場合の浮き上がり振動解析に関し、システムの時間因果性を考慮した ARMA 型の再帰的評価法を用いることにより、周波数依存性の多自由度線形境界を有する非線形系の動的問題への適用性を実証し、その有効性を示した。また対象建屋の浮き上がり応答性状に関する各検討結果より以下の知見が得られた。

- ① 定常加振時での浮き上がり挙動により誘発される上下変位は、浮き上がり率 35 % から急激に増加する。
- ② 定常加振時の浮き上がり挙動解析により明らかにされた倍調波成分は、地震応答時の上部構造物の高次モードを刺激し、構造物の最大応答加速度分布に影響を与える。
- ③ 浮き上がり挙動が構造物の応答に及ぼす影響は、材料非線形が構造物の応答に及ぼす影響に比べ小さい。

今後の検討項目として基礎版の柔性や局所的なモーメント分布が浮き上がり挙動に及ぼす影響、浮き上がり挙動が高振動成分によって刺激される局所振動へ及ぼす影響等が挙げられるが、これも基礎版を含む建屋部分を 3 次元 FEM でモデル化し本解析手法を適用することにより可能となる。

参考文献

- 1) 源栄正人, 永野正行: 非線形構造物と地盤の動的相互作用問題におけるコンボリューション積分の再帰的評価法とその応用, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 436 号, pp. 71~80, 1992 年 6 月
- 2) 武藤 清, 小林俊夫: 水平上下同時入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応答解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 276 号, pp. 69~77, 昭和 54 年 2 月

- 3) Wolf, J.P. : Classification of Analysis Method for Dynamic Soil-Structure Interaction, Proc. 2nd International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1991
- 4) Wolf, J.P. and Oberhuber, P. : Non-linear Soil-Structure-Interaction Analysis Using Green's Function of Soil in the Time domain, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 213~223, 1985
- 5) 下村幸男, 田治見宏 : 正弦加力を受ける基礎の浮上がり
と地下逸散減衰の関係について—半無限弾性地盤上の基礎の浮上がりを伴う動的挙動に関する研究 その1—, 日本建築学会構造系論文報告集, 第369号, pp. 87~100, 昭和61年11月
- 6) 渡辺浩二, 井上 豊, 橘英三郎, 馬場研介 : 基礎部の浮上りを考慮した構造物系の非線形振動解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第29号, pp. 101~104, 1989年5月
- 7) Darbre, G.R. and Wolf, J.P. : Criterion of Stability and Implementation Issues of Hybrid Frequency-Time-Domain Procedure for Non-linear Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp. 569~581, 1988
- 8) Wolf, J.P. and Paronesso, A. : Lumped-Parameter Model for Foundation on Layer, Proceedings of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering, Vol. I, pp. 895~905, 1991
- 9) Hayashi, Y., Fukuwa, N., Nakai, S. and Koyanagi, Y. : Earthquake Response Analysis Considering Soil-Structure Separation Using Contact Elements and Dynamic Flexibility of Soil on Time Domain, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. Ⅷ, pp. 265~270, 1988
- 10) Wolf, J.P. and Motosaka, M. : Applications of Recursive Evaluation of Interaction Forces of Unbounded Soil in Nonlinear Soil-Structure-Interaction Analysis, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. Ⅷ, pp. 253~258, 1988
- 11) 源栄正人, 永野正行 : 3次元成層弾性地盤上の発電用大型構造物の浮き上がり非線形地震応答解析 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 533~536, 1992年8月
- 12) Smith, J.O. : Techniques for Digital Filter Design and System Identification with Application to the Violin, A dissertation submitted to the Department of Electrical Engineering and the Committee on Graduate Studies of Stanford University, 1983
- 13) Hayashi, Y. and Takahashi, I. : An Efficient Time-Domain Soil-Structure Interaction Analysis Based On The Dynamic Stiffness of an Unbounded Soil, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 787~798, 1992
- 14) 源栄正人, 永野正行 : 周波数依存性を有する線形境界をもつ非線形構造物系の動的問題におけるコンボリュ

ション積分の再帰的評価法, 応用力学講義録2, 連続体力学の最近の発展と展望, pp. 77~100, 1992年3月

- 15) Wolf, J.P. : Soil-Structure Interaction with Separation of Base Mat from Soil (Lifting-off), Nuclear Engineering and Design, Vol. 38, pp. 357~384, 1976. 8
- 注) 昭和55年度 耐震設計の標準化に関する調査報告書, 別冊1 (建屋系), 軽水炉改良標準化耐震設計小委員会, 1981年6月

Appendix 浮き上がり挙動を伴う運動方程式の離散化解法

地盤—構造物相互作用解析において浮き上がり挙動を考慮した(1)~(4)式の運動方程式の時間離散化と算定手法を示す。基礎下地盤での入力動に対する相対系を考えて(2)式を次のように時間に関し離散化する。

$$\begin{bmatrix} [k_{11}] & [k_{12}] \\ [k_{21}] & [k_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_{1n}\} \\ \{u_{2n}\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [c_{11}] & [c_{12}] \\ [c_{21}] & [c_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_{1n}\} \\ \{\dot{u}_{2n}\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{R_{r,1n}\} \\ \{R_{r,2n}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{R_{1n}\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (A1)$$

ここで

$$\{u\}_n = \{u\}_n^i - \{u\}_n^q \dots\dots\dots (A2)$$

(A1) 中, $\{R_{r,1n}\}^T, \{R_{r,2n}\}^T$ は(2)式の積分項を表し, これは Newmark の β 法の関係に基づいて前ステップの状態量より予測した変位を用いて(8)式の再帰評価式によって算定する。(A1)の速度項を次式の Newmark の β 法によって次のよう表す。

$$\begin{aligned} \{\dot{u}\}_n &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{u\}_n - \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{u\}_{n-1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \{\dot{u}\}_{n-1} \\ &+ \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \{\ddot{u}\}_{n-1} \dots\dots\dots (A3) \end{aligned}$$

(A1) に (A3) を代入して次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} [B_{11}] & [B_{12}] \\ [B_{21}] & [B_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_{1n}\} \\ \{u_{2n}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{R_{1n}\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{F_{1n}\} \\ \{F_{2n}\} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (A4)$$

ここで

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} [B_{11}] & [B_{12}] \\ [B_{21}] & [B_{22}] \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} [k_{11}] & [k_{12}] \\ [k_{21}] & [k_{22}] \end{bmatrix} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \begin{bmatrix} [c_{11}] & [c_{12}] \\ [c_{21}] & [c_{22}] \end{bmatrix} \\ &\dots\dots\dots (A5) \\ \begin{Bmatrix} \{F_{1n}\} \\ \{F_{2n}\} \end{Bmatrix} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \begin{bmatrix} [c_{11}] & [c_{12}] \\ [c_{21}] & [c_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_{1n-1}\} \\ \{u_{2n-1}\} \end{Bmatrix} \\ &- \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \begin{bmatrix} [c_{11}] & [c_{12}] \\ [c_{21}] & [c_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_{1n-1}\} \\ \{\dot{u}_{2n-1}\} \end{Bmatrix} \\ &- \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \begin{bmatrix} [c_{11}] & [c_{12}] \\ [c_{21}] & [c_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_{1n-1}\} \\ \{\ddot{u}_{2n-1}\} \end{Bmatrix} \\ &- \begin{Bmatrix} \{R_{r,1n}\} \\ \{R_{r,2n}\} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (A6) \end{aligned}$$

(A4) を $\{R_{1n}\}$ について解き, (3)(4)の関係を考慮すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \{R_{1n}\} &= [T]^T ([B_{11}] - [B_{12}][B_{22}]^{-1}[B_{21}])[T] \{u_{2n}\} \\ &- [T]^T (\{F_{1n}\} - [B_{12}][B_{22}]^{-1}\{F_{2n}\}) \dots\dots\dots (A7) \end{aligned}$$

(A7) を時間に関して離散化した(1)に代入し, 再び Newmark の β 法を適用することによって $\{u_{2n}\}, \{u_{1n}\}$ を求める。また (A4), (4) の関係より $\{u_{2n}\}$ を算定することができる。

(1992年10月9日原稿受理, 1993年6月1日採用決定)