

すべり剝離を伴う基礎・地盤の動的相互作用に関する 模型振動実験と数値シミュレーション

MODEL VIBRATION TESTS CONCERNING THE DYNAMIC INTERACTION OF SOIL-STRUCTURE SYSTEM FOLLOWED BY SLIDING AND SEPARATION AND THEIR NUMERICAL SIMULATION

渡辺啓行*・栃木 均**

By Hiroyuki WATANABE and Hitoshi TOCHIGI

It is indicated that the stiffness of bedrock under foundations evaluated analytically by FEM tends to be larger than that evaluated from in-situ vibration tests performed on the concrete block foundation. One reason may be considered to be owing to lowering of rigidity in this surface layer, another owing to imbalance of rigidity coming out between both parts of tension and compression sides in bedrock during rocking vibration, in extreme case, being followed by uplift. In this research some vibration tests are carried out with structural models on ground ones of silicon rubber, and the phenomena mentioned above and its characteristics are clarified. At the same time numerical simulations are carried out with the computer program developed here which can simulate nonlinear seismic response followed by sliding and separation. Accuracy of above numerical procedure is confirmed comparing the numerical results with experimental ones.

1. 緒 言

原位置のブロック起振実験により岩盤の弾性係数等を評価する場合、物理探査による地盤物性を用いてFEM解析で実験結果をシミュレートすると、固有振動数の計算値は実験値よりかなり大きな値となる。FEM解析結果を実験結果に近づけるべく種々の試行的検討を加えたところ、表層直近の剛性のみを検層時の値からゆるめた地盤モデルを用いると大、小の寸法のブロックとも同一地盤モデルに対してFEM解析結果が実験結果と比較的良好に一致するという結果が得られている¹⁾。この表層のごく薄い部分の剛性低下は、発破による岩盤掘削では表層1m程度がゆるむとされていること、発破によらなくてもシルト岩、礫岩、凝灰岩、コンクリートのボーリングコアの一軸圧縮強度はコアの高さと直径との比が大きいほど低下し採取時の周面のゆるみの影響によるとされていること、等を考え合わせると、大部分が施工に伴うゆるみに起因するものと考えられる。一方、凝灰角礫岩の動的な一軸圧縮試験により観測された動的弾性定数はサーチャージの増加につれて大きくなること²⁾から、

このような岩盤では、ゆるみとは別に掘削に伴うサーチャージの減少が表層の一部に剛性の低下をもたらすという岩盤の本質的特性に起因する場合もあるものと考えられる。

いずれにしても、表層部分の剛性低下に対しては上記論文の手法で対応可能であるが、これとは別に、岩盤上のブロックがロッキングを伴いながら振動している場合接地部分の岩盤の不整形などにより圧縮側と引張り側で剛性の不均衡が生ずることがあり、極端な場合、引張り側で浮上りが生ずることも考えられる。この場合、ブロックに対する岩盤のばね定数はスウェイ、ロッキングともソフトニング型の非線形を呈するようになり、前述の固有振動数の不一致のもう1つの原因となり得る。本論文では、地盤と構造物との動的相互作用に境界でのすべりや剝離を伴う現象に着目し、これに対する地盤剛性と構造物剛性とがどのようにかわるかを、シリコンゴム製の模型地盤とその上にのせた構造模型との連成振動実験により解明するものである。ついで、実地盤への適用を目的に非線形動的解析プログラムを開発したが、これは、矢野達^{3),4)}のロッキング転倒モーメント対回転角をマルチリニア系のソフトスプリングで表現する手法と異なり、境界にジョイント要素を配する手法であり、その妥当性を上記模型実験との対比で検証し、実験結果と合わ

* 正会員 工博 埼玉大学助教授 工学部建設工学科
(〒338 浦和市下大久保 255)

** 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木研究所

せて地盤ばねの合理的評価手法に貢献しようとするものである。

2. 模型振動実験による動的相互作用の検討

(1) 模型の概要

地盤模型は二液混合型の特性シリコンゴムを用いて、縦40 cm、横30 cm、厚さ10 cmの寸法で厚さ5 cmの亚克力板上に製作した。地盤模型の個数は、混合比によって剛性が変化する性質を利用して表層1 cmと2 cmを柔層とした二層地盤2個と全層を柔層とした一層地盤1個の計3種類である。

上部構造モデルは、鋼製の板ばねの一端に鋼製ブロックをマスとして取り付け、他端を縦10 cm、横10 cm、厚さ1 cmの石膏製の基礎に取り付けたもの4種類である。予備試験として縦7 cm、横7 cm、高さ14 cmの石膏ブロックを一層模型地盤上に載せ、振動台による加振実験を行ったが、そのブロック・地盤系の固有振動数を基準として、上記構造模型は、質量と重心位置を石膏ブロックとはほぼ同じ値で一定とし、板ばねの幅のみ変えることにより上記固有振動数に近いものから柔らかい側に变化させてある。

上記地盤模型と構造模型の模式図を Fig. 1 に示す。

(2) 模型の動的諸定数の測定

模型振動実験に先立ち、模型地盤の弾性定数、減衰定数、構造模型のばね定数、慣性助変数および減衰定数の測定を行った。これらは、模型振動実験の結果の解釈に不可欠であるばかりでなく、後述する模型振動実験の数値シミュレーションに適用するので非常に重要である。したがって、測定方法も含めて、やや詳細に述べる。

地盤模型材料のシリコンゴムは混合比1:1のものを材料1、3:4のものを材料2、混合比は1:1であるが打設後長時間経過したものを材料3と分類する。材料1と材料3とは本来同一物性をもつはずであるが、経年変化により若干異なってくるのであえて区別した。模型地盤材料の弾性定数は、各模型打設時に各層材料により別途10 cm×10 cm×20 cmの小地盤を製作しておきそのP波速度とS波速度とを測定することにより決定した。測定は、小地盤上に圧電子型加速度計を等間隔に配置し、

Table 1 Material Properties of Ground Models.

Material No. Properties	Material 1 New(1:1)	Material 2 (3:4)	Material 3 Old(1:1)
ρ (g/cm ³)	0.962	0.969	0.979
V_p (cm/sec)	1050	1370	1210
V_s (cm/sec)	443	760	543
G (kgf/cm ²)	0.193	0.571	0.295
E (kgf/cm ²)	0.537	1.459	0.811
ν	0.392	0.278	0.374
ω (rad/sec)	Tension	15.2	21.99
	Compression		14.83

ω : Natural Circular Frequency of Rectangular Column of Material

原位置で行う板叩き法と全く同じ要領で行った。センサーの間隔を変え、数多くの測定を繰り返している。このようにして求めた弾性波速度から弾性定数 E 、 G 、ポアソン比 ν を決定した。各層材料の結果を Table 1 に示す。P波速度には、丹念な測定にもかかわらず若干ばらつきが認められた。そこで、小地盤と同時に製作しておいた長さ12 cm、断面積10~12 cm²の矩形断面のほりを片持ばりとして自由振動実験を行い、その固有振動数から弾性定数 E を求めP波速度より求めた E と照合することによりその妥当性の検証を行った。ところが、材料2(混合比3:4)の例で、倒立した場合と吊った場合の固有振動数は、それぞれ、2.36 Hzと3.50 Hzと大きな差を生じた。寸法の変化は1%程度であるからこの差異は自重による軸力の影響である。ほりの軸方向座標を x とし、たわみを y 、密度を ρ 、断面積を A 、長さを l 、曲げ剛性を EI とすると、軸力 N を伴うほりの曲げ振動方程式は次式となる。

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} - \frac{\partial}{\partial x} \left(N \frac{\partial y}{\partial x} \right) + \rho A \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

軸力 N は x に比例するが、解析解は求めにくいので、 N をある断面の代表値で近似して一定と仮定する。すなわち、全重量 $\rho A l g$ にある定数 α をかけて次のように置く。

$$N = \alpha \rho A l g \dots\dots\dots (2)$$

定常解 $\phi(x) \exp(i\omega t)$ を仮定し、次の信号を用いる。

$$\begin{cases} \beta^4 = \frac{\rho A \omega^2}{EI}, \quad \xi = \frac{1}{2\beta^2} \frac{\alpha \rho A l g}{EI} \\ \eta = \sqrt{\sqrt{1+\xi^2} - \xi}, \quad \chi = \sqrt{\sqrt{1+\xi^2} + \xi} \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

固定端では、たわみとたわみ角がゼロ、自由端では、曲げモーメントとせん断力がゼロとなる境界条件に定常解を式(1)に代入して求めた $\phi(x)$ の一般解を適用すると次の特性方程式を得る。

$$1 + \xi \sin \eta \beta l \sinh \chi \beta l + (1 + 2\xi^2) \cos \eta \beta l \cosh \chi \beta l = 0 \dots\dots\dots (4)$$

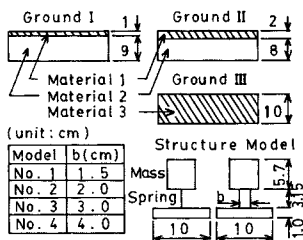


Fig.1 Dimensions of Structure Models and Ground Models.

片持ばりの吊った場合と倒立した場合とのおのおのごとに固有角振動数 ω の実測値を与えると式 (4) は βI のみの式となり数値的に解ける. α の値を種々変えて E の値を求めた結果, Fig. 2 が得られた. 引張りと圧縮の軸力下で E の値が一致するのは $|\alpha|=0.372$ であった. このときの, E の値は $E=1.322 \text{ kgf/cm}^2$ となり, P波速度から求めた値 $E=1.459 \text{ kgf/cm}^2$ と比較してほぼよい値である. 逆にP波速度による E の値を用いて, $|\alpha|=0.372$ として計算した固有振動数は 2.55 Hz と 3.62 Hz となり, 先に述べた実験値とほぼよい一致が認められる. 材料1 (混合比 1:1) では倒立状態ではりが自立しないため吊った状態の実験しかできなかったが固有振動数は 2.43 Hz と測定された. Table 1 に示す P波速度より求めた E の値と上記 α の値を用いて計算した固有振動数は 2.41 Hz となり, 上記実験値とほとんど一致している. 材料3については片持ばりの自由振動実験は行っていないが, Fig. 1 に示すように Ground III (以下 G III と省略) は, この材料1種のみから成る一層地盤であるので, かわりにその共振実験を行った. 測定された固有振動数は 13.5 Hz であったが, Table 1 に示す $V_s=543 \text{ cm/s}$ と層厚 10 cm とから計算される固有振動数は 13.57 Hz であり, 両者の一致はきわめて良好である. 以上を総合すると, Table 1 に示す弾性波速度の測定から決定した模型地盤の弾性定数は十分正確であるといえることができる.

G III は後述する数値シミュレーションに適用するので減衰定数を求めておく必要がある. 上記共振実験から, $\sqrt{2}$ 分の 1 法では $h=0.13$, 共振時の応答倍率から求めた値は $h=0.12$ であった. 一方, 材料1 (混合比 1:1) の矩形断面ばりの対数減衰率から求めた減衰定数は, $h=0.04$ であった. これを G III の材料からなるはりのかわりとして近似的に用いるものとする. すなわち, 固有振動数 2.43 Hz に対して $h=0.04$, 同 13.5 Hz に対して $h=0.12 \sim 0.13=0.125$ を得るから, シリコンゴムの減衰は内部摩擦あるいは粘性によるものといえ, ひずみ速度依存型の減衰特性をもつといえる.

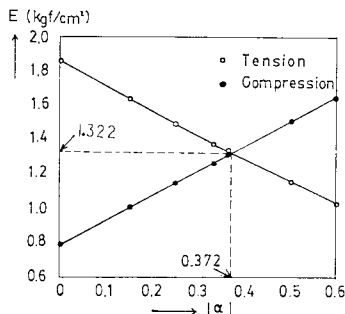
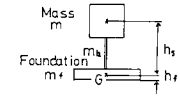


Fig. 2 The coefficient of Elasticity due to Parameter α .

上部構造模型については, 静的水平載荷試験と振動台上に固定した共振実験を行い, 総合的に模型の諸定数を設定するように図ったが, まず, 前者では, 荷重~たわみ関係は直線となり, ばね定数はモデル 1~4 の 4 個のモデルに対して Table 2 の k の欄の値となった. 同表に示す質点部の質量 m を用いて一自由度系の固有振動数を計算した結果, Table 3 の f_a の欄の値を得た. 一方, 後者, すなわち, 振動台上に固定した構造模型の共振実験からは Fig. 3 に示す共振曲線が得られている. これらの実験による固有振動数の値を Table 2 および 3 の f_0 の欄に示す. 表中の f_0 と f_a との差は無視できないほど大きい. Fig. 1 および Table 2 に示すように, この構造模型のマスが大きくその回転慣性が無視できないことが一因と考えられる. すなわち, 単純に一自由度系とみな

Table 2 Fundamental Characters of Structure Model.



Structure Model	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
m (g)	14 22	14 23	14 23	14 27
m_s (g)	3	4	7	9
h_s (cm)	6.615	6.614	6.603	6.603
m_e (g)	1912	1856	1867	1790
k (kgf/cm)	2.989	4.284	7.034	8.504
h (%)	1.44	1.26	0.885	0.860
f_0 (Hz)	6.23	7.57	9.67	10.86

Foundation	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
m_f (g)	228	227	245	246
I (g cm ²)	1919	1910	2062	2071
h_f (cm)	0.385	0.386	0.397	0.397

Table 3 Natural Frequency of Four Unit Structure Models.

	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
Experiment f_0 (Hz)	6.23	7.57	9.67	10.86
Mode (a) f_a (Hz)	7.22	8.64	11.08	12.16
Mode (b) f_b (Hz)	6.45	7.72	9.89	10.86

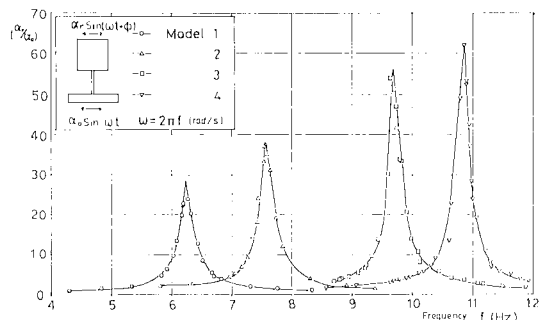


Fig. 3 Resonant Curves of Four Unit Structure Models.

した場合は、変形モードを Fig. 4 (a) のように考えているが、現実には Fig. 4 (b) のように考えなければならない。このように回転慣性を考慮した固有振動数を Fig. 4 (b) 中の式で示してあり、この式を一自由度系の固有振動数とみなすときの等価な質量を m_e として次式で与える。

$$m_e = m \left[1 + 6 \left(\frac{\nu}{3 + (1 - \nu)^2} \right)^2 \right], \quad \nu = \frac{a}{l_k + a} \dots \dots (5)$$

ここに、 l_k はばね長、 a はマス高さとする。このようにして求めた m_e と k により計算した固有振動数 f_0 を Table 3 の最下段に示してあるが、実験結果である f_0 との一致は非常に良好で上記推測の妥当性が確認されたい。次に Fig. 3 に示す共振曲線から 4 個の構造模型の減衰定数を求めた結果、Table 2 の h の欄の値を得た。これらから明らかとなり、減衰定数は固有振動数の増加につれて減少する。すなわち、構造模型の減衰は運動量比例型の特性と類似しているといえる。以上、構造模型の諸元は Table 2 にまとめられる。

(3) 構造物・地盤系の強制振動実験

前述した模型地盤上に構造模型を設置し、全体を振動台で正弦波加振することにより、構造物・地盤系の連成振動実験を行った。実験の種類としては、構造物基礎を地盤に接着した浮上りを伴わない共振実験と基礎部地盤の間を部分的に接着を切った浮上りを伴う共振実験とに大別できる。

振動挙動の計測には、圧電子型加速度計 (10 G) ~ チャージアンプ系を構造模型と地盤模型に、ひずみゲージ型加速度計 (BA 2 G) ~ 動ひずみアンプ系をアクリル板製の入力基盤に用い、これらの信号を電磁オシログラフに同時記録するようにした。全加速度センサーは、同時に振動台上に並べて設置し、実験に必要な振動数範囲で較正を行っている。

共振実験に用いた振動台は最大加振力 5 t-G の水平一軸油圧サーボ型であり、ストローク ± 50 mm、最大速度 30 cm/s、最大積載時最大加速度 980 cm/s²、(5~15 Hz) の容量をもつ埼玉大学所有の設備である。

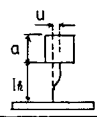

Mode of Deformation	Formula of Natural Frequency
(a) 	$f_a = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$
(b) 	$f_b = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m} \frac{1}{1 + 6 \left[\frac{\nu}{3 + (1 - \nu)^2} \right]^2}}$ $\nu = \frac{a}{l_k + a}$

Fig. 4 Natural Frequency due to Mode of Deformation.

浮上りを伴わない共振実験は、Fig. 1 に示す 3 種類の地盤模型のおのおのごとに前述した 4 種類の上部構造模型を 1 個ずつ設置し、2.5~12 Hz の間を平均 0.5 Hz 刻み、共振点付近で 0.05 Hz 刻みで一定振幅の正弦加振を振動台に与え、定常応答を求めるものである。地盤・構造物の 12 種類の組合せのおのおのについて振動台の振幅を 30, 50, 80 gal と変化させ、合計 36 ケースの共振実験を行った。模型基礎を地盤に直接圧着させると、シリコンゴムの粘性のため両者は密着し相当大きな回転角を静的に加えても引張側での剥離は生じないことを確認した。加速度センサーは、構造模型質点の頂部、模型基礎上面中心点および地盤表面の 3 点で加振方向に向け水平に、また、模型基礎の加振方向に直交する両側面中央部の 2 点で上下方向に、圧電子型加速度計を配置し、振動台に取り付けたアクリル板上 1 点で加振方向にひずみゲージ型加速度計を配置した。

浮上りを伴う共振実験は一層モデル (Fig. 1, Ground III) のみを地盤として用い、上部構造模型の基礎底面と地盤との間に紙を敷き接地面積を変化させて、浮上りを伴わない場合と同じようにして定常応答を求めるものである。紙は模型基礎両端から加振方向に 1 cm~4 cm 内側まで敷き、浮上り時に片側の紙を敷いた部分はすべて剥離するものとして、基礎全部からこの分を差し引いた長さ基礎全幅との比で接地率を定義している。4 個の構造模型ごとに接地率を 90, 80, 70, 60 % とした 16 組合せのおのおのに振動台の加速度振幅を 50, 80 gal とした 32 ケース、また、Fig. 1 に示す構造模型 2 に対して接地率を 90, 80, 60 % としたおのおのに振動台加速度を 60, 100 gal と変化させた 6 ケース、合計 38 ケースの実験を行った。センサーの配置は浮上りを伴わない場合と同じとした。

(4) 浮上りを伴わない構造物・地盤系の強制振動実験結果と考察

Fig. 1 に示す地盤モデル G I ~ G III のおのおのごとに、実験より得られた連成系の共振曲線を構造模型上端についてプロットすると、それぞれ Fig. 5, Fig. 6 および Fig. 13 を得る。図はいずれも、構造物地盤系の固有振動数が増加するにつれ、応答倍率が低下することを示し、Fig. 3 に示す上部構造模型のみの減衰特性とは逆である。このことは、地盤模型の減衰がひずみ速度依存型であることを思い起こすと、地盤の振動減衰特性が全体系の振動減衰特性に支配的役割を果たしていることを示し、実物でもあり得そうなことで興味深い。以下に結果を要約する。

i) 入力加速度レベルによらず、いずれの構造物・地盤系の固有振動数とも一定であり、浮上りを伴わない場合に系は線形振動を維持する。

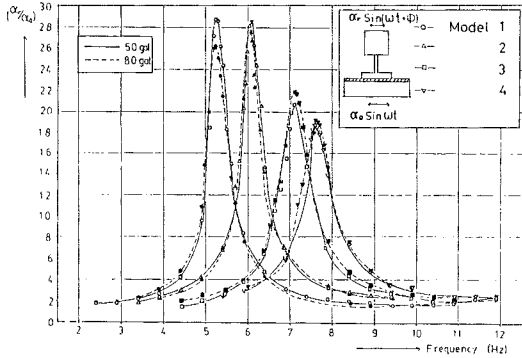


Fig. 5 Resonant Curves at the Top of Structure-Ground Systems (Without Uplift, Ground I).

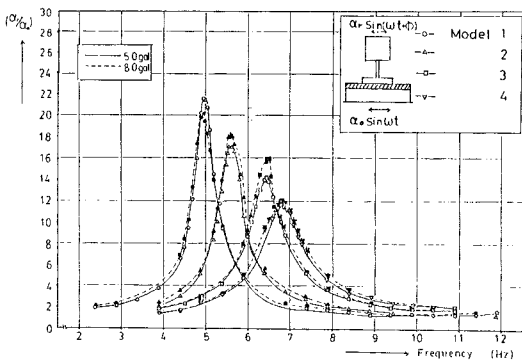


Fig. 6 Resonant Curves at the Top of Structure-Ground Systems (Without Uplift, Ground II).

ii) 32 ケースすべての実験で測定された連成系の固有振動数を Table 4 に示し、これを上部構造物ごとに、柔層の厚さの差を示している地盤模型の種類に対してプロットしたものを Fig. 7 に示す。図より、上部構造の剛度が高いほど、表層の厚さの増加に伴う固有振動数の低下の程度が著しいといえる。これは、連成系の最低次固有振動数が構造物の剛度に対する地盤の剛度の比の低下につれて減ずる割合が、上記比の変域によって異なる結果が単に現われたもので、構造物・基礎・地盤系を水平方向振動のみの 2 自由度系とした場合の連成系固有振動数を検討することにより、容易にかつ完全に説明できる。

Table 4 Resonant Frequencies of Structure-Ground Systems (Without Uplift).

	unit (Hz)			
Structure	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
Ground I	5.25	6.10	7.10	7.55
Ground II	4.95	5.60	6.45	6.80
Ground III	4.90	5.40	6.25	6.45

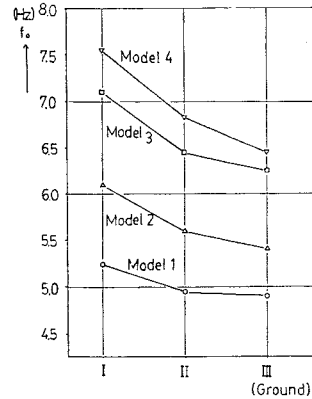


Fig. 7 $f_0 \sim$ Ground No. Relation for Each Structure Model (Without Uplift).

上部構造の剛度が高いほど、相互作用が強く現われるという通常概念が再現されただけであるが、原位置岩盤上のブロック起振実験などにおいては、地盤剛性が高いのでブロックの剛性との関係において上記現象をチェックしておく必要があることを示唆するものといえる。

(5) 浮上りを伴う構造物・地盤系の強制振動実験結果と考察

先に定義した接地率を μ と書き、 $\mu=80\%$ および入力加速度振幅 80 gal の場合の共振曲線の例を Fig. 8 に示す。3 種類の接地率で加速度振幅 80 gal の場合の基礎上面の共振曲線を Fig. 9 に示す。Table 5 には加速度振幅を 80 gal としたときの接地率に応じた固有振動数 f_0 の変化を上部構造物ごとにまとめたものを示す。表中 $\mu=100\%$ は G III 地盤に対する浮上りを伴わない場合の結果である。これらを図示したものが Fig. 10 (a) である。Fig. 10 (b) には上部構造模型 2 を $\mu=90, 80, 60\%$ の状態にして入力加速度振幅 α_0 を 50, 60, 80, 100 gal

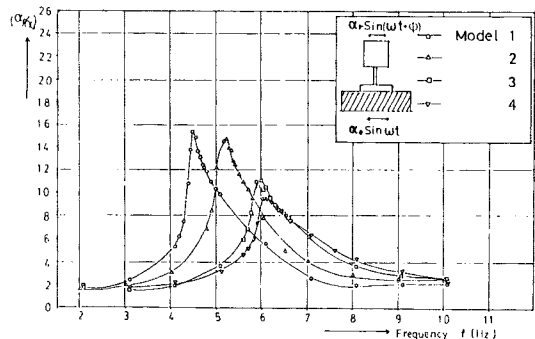


Fig. 8 Resonant Curves at the Top of Structure-Ground Systems (Followed by Uplift, Ground III, $\alpha_0=80$ gal, $\mu=80\%$).

とした実験における固有振動数の入力加速度振幅による変化状況を示したものである。以上より次のようにいうことができる。

- i) 浮上りを伴うことにより固有振動数は浮上りを伴わない場合より低下し (Fig. 10), 共振曲線もソフトスプリング型のばねのものと類似している (Fig. 8).
- ii) 基礎上面の共振曲線には浮上りに伴う固有振動数の低下が接地率の減少に応じて著しくなる傾向が模型頂部と同じように認められる (Fig. 9). また, 上部構造の剛性が低いほど, 基礎上面の応答倍率は小さくなり, 構造物頂部の応答倍率は大きくなる。

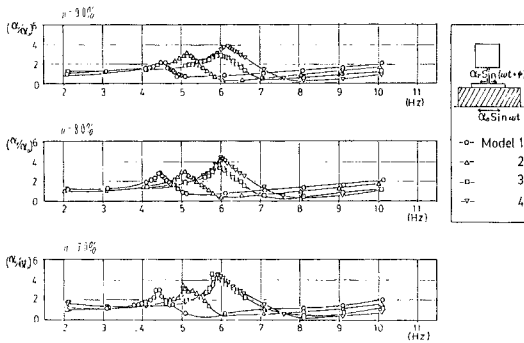


Fig. 9 Resonant Curves at the Base of Structure-Ground Systems (Followed by Uplift, Ground III, $\alpha_0 = 80$ gal).

Table 5 Resonant Frequency of Structure-Ground Systems (Followed by Uplift).

Model No.	unit (Hz)				
	100 %	90 %	80 %	70 %	60 %
Model 1	4.90	4.69	4.50	4.35	4.32
Model 2	5.40	5.32	5.23	5.10	4.97
Model 3	6.25	6.12	6.00	5.80	5.60
Model 4	6.45	6.20	6.06	5.90	5.76

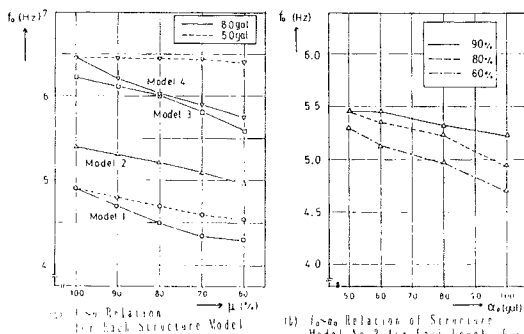


Fig. 10 Variation of Natural Frequency of Structure-Ground System due to Uplift and Intensity of Input Motion.

iii) 上部構造の剛性が最も高いモデル4では, 入力加速度が80 galの場合, 接地率の低下につれて連成系の固有振動数が明瞭に低下するにもかかわらず, 入力加速度が50 galの場合, その低下はほとんど認められない。これに対して上部構造の剛性が最も低いモデル1では, 入力加速度が50 galでも接地率の低下につれて連成系の固有振動数は明瞭に低下している。モデル4においては, 構造物・地盤系の動的相互作用理論でよく知られているように構造物の剛性が高くなるにつれてスウェーイ振動にロッキング振動が加味されてくる現象がモデル1より著しくなるが, 50 galの入力加速度に対しては自重に反発して浮き上がるには至らず, 接地率100%に近い振動となっているのに対して, モデル1では Fig. 8にその一端が認められるように構造物の水平応答加速度がモデル4より約1.6倍以上も大きいため, 接地面に加わる水平力も大きく50 galの入力加速度に対しても接地面で紙を敷いた部分にすべりを生ずるに伴い水平方向の地盤剛性の低下をもたらした結果上記固有振動数の特性が現われたものと考えられる。また, モデル1では, 入力加速度が大きくなると, ロッキングに伴う浮上りの影響も加味されるため固有振動数の低下は Fig. 10 (a)にみられるように多少著しくなる。

3. ジョイント要素を用いた有限要素法によるシミュレーション

(1) 数値解析モデル

地盤を平面ひずみで扱うため, 上部構造の質量と慣性モーメントなど1点に集中している量は基礎の奥行き寸法で割り単位厚さの量に変換した。このとき上部構造の固有振動数が変化しないようにばね定数を定めている。基礎は剛体として, このように二次元化した計算モデルを Fig. 11に示す。基礎と地盤の間にはジョイント要素⁵⁾を挿入してある。

地盤は通常の三角形要素のFEMでモデル化し, 質量行列には Lumped Mass と Consistent Mass との平均値として与えた。

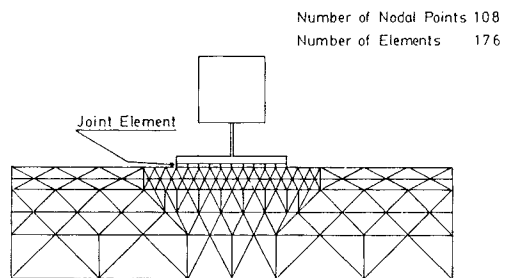


Fig. 11 Finite Element Idealization of Tested Structure-Ground System.

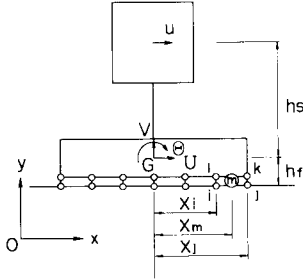


Fig. 12 Introducing of Joint Element between Ground and Foundation.

基礎を剛体とすることによってジョイント要素の上面の自由度が1つ減る。これを Fig. 12 に示すように定式化する。すなわち、 m 番目のジョイント要素の底面（地盤表面）の節点番号を i, j とし、これらの節点の水平、鉛直反力をそれぞれ、 X_i, X_j, Y_i, Y_j とする。また基礎中心からこれらの節点までの水平距離を x_i, x_j とする。 m 番目のジョイント要素の上節点力によって基礎中心に作用する力とモーメントを $F_{x,m}, F_{y,m}, M_m$ とし、基礎の水平変位、鉛直変位、回転角を U, V, θ とする。節点 i, j の水平、鉛直変位成分を u_i, u_j, v_i, v_j とすると、 m 番目のジョイント要素の節点外力と節点変位との関係は次式で与えることができる。

$$\begin{cases} \mathbf{u}_R^T = [u_i \ u_j \ v_i \ v_j \ U \ V \ \theta] \\ \mathbf{F}_R^T = [X_i \ X_j \ Y_i \ Y_j \ F_{x,m} \ F_{y,m} \ M_m] \dots\dots\dots (6) \\ \mathbf{F}_R = [\mathbf{K}]_R \mathbf{U}_R \end{cases}$$

$$[\mathbf{K}]_R = \frac{t}{4} \begin{bmatrix} k_s & k_s & 0 & 0 & -2k_s & 0 & 2h_f k_s \\ k_s & 0 & 0 & -2k_s & 0 & 0 & 2h_f k_s \\ 2k_n & 0 & 0 & -2k_n & 0 & 2x_i k_n & 2x_j k_n \\ 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2x_i k_n & 2x_j k_n & 0 \\ 4k_s & 0 & -4h_f k_s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & & 4k_n & -4x_m k_n & 0 \\ & & & & & & 4h_f^2 k_s + 2(x_i^2 + x_j^2) k_n \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 k_s, k_n はジョイント要素のせん断および垂直ばね定数であり、 t は平面要素厚さ、 x_m は基礎中心からジョイント要素中心までの水平距離、 h_f は基礎重心の高さである。基礎上面からの上部構造質点の相対水平変位を \mathbf{u} とすると質点の節点反力 \mathbf{F} と変位 \mathbf{u} との関係は、ばね定数を \mathbf{k} として次式となる。

$$\mathbf{F} = \mathbf{k}\mathbf{u} \dots\dots\dots (8)$$

基礎を含めた上部構造の質量行列を、運動エネルギーから導くと次式となる。

$$[\mathbf{M}]_R = \begin{bmatrix} m_f + m & 0 & mh_s & m \\ & m_f + m & 0 & 0 \\ & & I + mh_s^2 & mh_s \\ \text{Sym.} & & & m_e \end{bmatrix} \dots\dots (9)$$

ここに、 m はマスの質量、 m_f は基礎の質量、 m_e は式 (5) に定義した等価質量、 I は基礎の慣性モーメント、 h_s は基礎重心からマス重心までの高さであり、これらの実数値を Table 2 に与えてある。

地盤表面以下の各節点の全体構造剛性行列は通常の FEM での方法で重ね合わせればよい。基礎底面以上にある節点の全体構造剛性行列は、マスに作用する外力を F_x 、基礎に作用する外力の水平と鉛直成分を $F_{x,f}, F_{y,f}$ 、外力モーメントを M として、マスおよびジョイント要素上面に作用する節点外力式 (6)、式 (8) とのつり合いを示す次式によって重ね合わせればよい。

$$\begin{cases} F_x + F = 0 \\ F_{x,f} + \sum_m F_{x,m} = 0 \\ F_{y,f} + \sum_m F_{y,m} = 0 \\ M + \sum_m M_m = 0 \end{cases} \dots\dots\dots (10)$$

外力と加速度との関係より次式を得る。

$$\begin{bmatrix} F_{x,f} \\ F_{y,f} \\ M \\ F_x \end{bmatrix} = [\mathbf{M}]_R \begin{bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{V} \\ \ddot{\theta} \\ \ddot{u} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (11)$$

地盤表面以下の外力と加速度との関係は通常の FEM の方法によればよい。

以上により質量行列と剛性行列とを全体構造に重ね合わせれば全体構造の質量行列と剛性行列を得る。

減衰行列は、地盤については Rayleigh 減衰とし、

$$\begin{cases} [c] = \alpha[m] + \beta[k] \\ h_r = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_r} + \beta\omega_r \right) \end{cases} \dots\dots\dots (12)$$

と表現し、G III モデルの一次固有振動数と減衰定数を上式に与えたものと、矩形断面ばり（材料 1）の固有振動数と減衰定数を上式に与えたものことから α, β を定めて計算に用いている。上部構造は、Table 2 に示した固有振動数と減衰定数との関係を

$$h_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha}{\omega_1} \dots\dots\dots (12)'$$

としたときの最小二乗法による係数から α を定めて計算に用いている。

(2) 構造物・地盤系の固有値解析

浮上りを伴わない系について、地盤モデル G I, G II, G III のおのおのに構造モデル 1~4 を載せた 12 ケースについて固有振動数を求めた。実験値と重ねて Table 6 に示す。Table 6 より、すべてのケースで計算値と実験値との一致は非常によい。このことから次のようにいえる。

上部構造の質量や慣性モーメントを基礎の奥行きで平均化し、上部構造の固有振動数が合うように定めたばね

Table 6 Comparison of Natural Frequency between Theory and Experiment.

Structure		unit(Hz)				
Model 1	Model 2	Model 3	Model 4			
Ground I	Experiment	5.25	6.10	7.10	7.55	
	Theory	5.11	5.71	6.38	6.61	
Ground II	Experiment	4.95	5.60	6.45	6.80	
	Theory	4.98	5.52	6.11	6.30	
Ground III	Experiment	4.90	5.40	6.25	6.45	
	Theory	4.85	5.33	5.83	5.99	

定数を与えて二次元化した地盤と連成させた数値モデルは、構造物地盤系の連成振動固有振動数を非常に良好にシミュレートできるといえる。原子炉建屋基礎地盤の安定解析において建屋反力を地盤に考慮するための動的解析数値モデルとして通常行われる二次元化の方法の妥当性を確認できたものといえる。

(3) 浮上りを伴わない構造物・地盤系の定常応答のシミュレーション

実験と同一の地盤を入力し、2.(2) で定めた物性値を用い、G III 地盤上の構造モデル 1 と 2 の共振点付近の各 4 振動数について定常解を求めて、実験で得られた共振曲線と比較したのが Fig. 13 である。同図には実験による構造モデル 3 と 4 の応答倍率も併せてプロットしてある。応答倍率の計算値は実験値よりやや大きく、減衰の評価に誤差を伴っているが連成系の固有振動数と共振特性の一致は良好である。このことは剛性の評価の精度が高いことを示す。

(4) 浮上りを伴う構造物・地盤系の定常応答のシミュレーション

G III の地盤、構造モデル 2 に対して接地率を 80 % にして、入力加速度振幅を 80 gal とした場合、基礎と地盤にすべりと浮上りを許容する定常応答のシミュレーションを行った。振動数は実験で求めた共振点付近の 4

点を採用している。ジョイントの強度定数は紙を敷いた部分の要素に対して $c=5 \text{ gf/cm}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ を仮定した。この値は、スウェーの卓越するモデル 1 が明らかにすべっている状態のマス の 応答加速度を Fig. 8 から求め、50 gal の入力加速度に対してモデル 4 がすべっていないとみなせるので Fig. 13 からマスの 応答加速度を求め、両者の慣性力の単位接地面積当たりの力の間 に すべり抵抗 力があるように仮定した値で、下限値がすべて摩擦抵抗であるとみなしたとき $\phi=30^\circ$ が得られ、上下限の平均値を抵抗 力とすると $\phi=30^\circ$ のもとで $c=5 \text{ gf/cm}^2$ が得られた結果、上記値を強さ定数に仮定したものである。浮上りについては、自重による初期応力と動的応力との和が正になったときに浮き上がるようにした。紙を敷かない所ではジョイントに引張力を受け持たせ剥離（浮上り）を生じないようにしている。浮き上がるまではジョイントの垂直ばねは線形とし、浮上り後のジョイントの垂直抵抗応力は初期応力と絶対値の等しい引張応力で一定となるようにした。ジョイントのせん断応力とせん断ひずみは前述した強度定数を降伏点としたバイリニアのヒステリシス復元力特性を与えた。しかし、浮上りを生じている間はせん断応力は常にゼロになるようにしている。非線形解析では 3.(1) で述べた線形運動方程式を基礎に荷重伝達法⁶⁾を用いている。ヒステリシスの導入方法は著者達がすでに提案した方法によっている⁷⁾。非線形解析における収束性は、Fig. 11 に示す要素分割に対して、まず初期値に関する安定条件から $\Delta t = 2/10000$ 秒を設定したが、Fig. 11 に示す基礎と地盤の境界に設置した非線形ジョイント要素を 10 個とした場合、全節点おのおのの許容加速度相対誤差 10^{-6} のもとで時間刻み Δt ごとの収束繰返し回数は 1~8 回であった。また、連成系が共振振動数付近（約 5 Hz 強）で定常応答に達するまで 2 万~5 万ステップを要した。

Fig. 14 には共振曲線の計算値を Fig. 8 に重ねてプロットしたものを示す。図より、浮上りとすべりに伴う

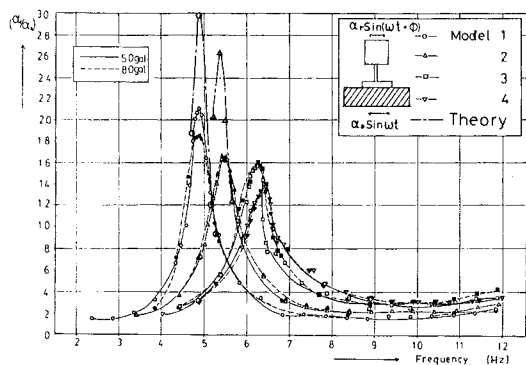


Fig. 13 Comparison of Numerical Results with Experimental Ones (Without Uplift).

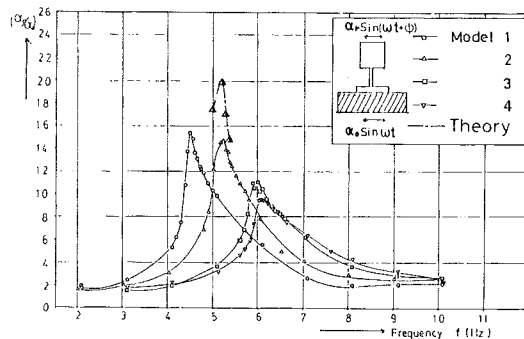


Fig. 14 Comparison of Numerical Results with Experimental Ones (Followed by Uplift).

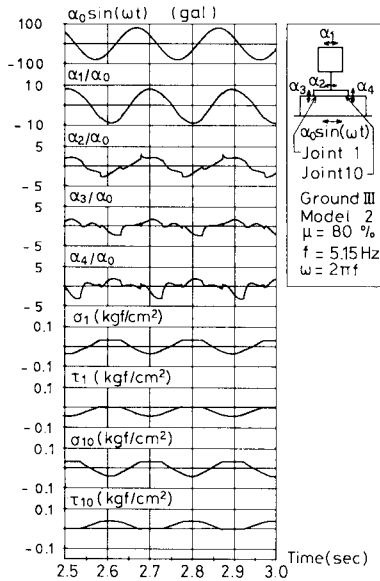


Fig. 15 Response Acceleration and Stress in the Each Point of Structure Model.

地盤ばねの剛性の低下に応じた連成系の固有振動数の低下が良好に模擬できているといえる。Fig. 15には、基礎と地盤との接触部の垂直応力とせん断応力ならびに構造物各点における応答加速度の時刻歴を示すが、すべりと剝離に伴う不連続性を明瞭に認めることができる。

4. 結 論

以上の模型実験と数値シミュレーションとから、地盤表層の軟化に伴う構造物・地盤系の固有振動数が上部構造物の剛性に応じて変化する特性、ならびに基礎と地盤とが浮上りやすべりを伴う場合の応答特性と連成系固有

振動数が上部構造物の剛性や接地率に応じて変化する特性を解明することができた。この浮上りやすべりを伴う現象を解析する非線形動的解析プログラムを開発し、その妥当性を模型実験により検証することができた。実務計算への適用の信頼性を深め得たものといえる。

本研究の遂行には(株)システムエンジニアリングの藤本広樹氏に多大のご協力を得た。ここに感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 上島照幸・平田和太・塩見 哲・渡辺啓行：基礎起振実験による岩盤の弾性および減衰特性の評価，土木学会論文報告集，第329号，pp.13~26，1983.1.
- 2) 弥鞆院輝明・栃尾和尾・藤原弘明：岩盤に関する現地試験と室内試験について（主として凝灰角礫岩について），北海道電力株式会社技術研究所，研究報告，第185号，昭和47年9月.
- 3) 矢野明義・佐藤仁人・原 昭夫・内藤幸雄：弾性地盤上の剛体建屋模型の浮上り振動実験とその解析（その1~その4），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.755~762，昭和58年9月.
- 4) 矢野明義・中沢正明・原 昭夫・内藤幸雄・福元敏之：埋め土・浮上り非線形に着目した地盤建屋模型の振動台実験とその解析（その1~その4），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），昭和59年10月.
- 5) Goodmann, R. E. : Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks, West Publishing Company, Ch. 8, pp. 300~368, 1976.
- 6) 土岐憲三・佐藤忠信・三浦房紀：強震時における地盤と構造物との剝離と滑動，土木学会論文報告集，第302号，pp. 31~41, 1980.10.
- 7) Hiroyuki Watanabe and Hitoshi Tochigi : A Consideration on the Equivalent Linearization of Restoring Force Characteristics of Structures, Proc. JSCE, No.356, pp.195~205, April, 1985.

(1985. 5. 27・受付)