

地盤-構造物系の非線形地震応答解析

NON-LINEAR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF
SOIL-STRUCTURE INTERACTION SYSTEM

土岐 憲三*・三浦 房紀**

By Kenzo TOKI and Fusanori MIURA

1. ま え が き

地盤との間の動的相互作用を考えて構造物の耐震性を検討する際に、従来から用いられてきた解析手法は、弾性波動論の適用に代表されるように振動系を連続体として扱う方法、および集中質量法や有限要素法に代表されるように振動系を離散的な系に置換して扱う方法に大別されるが、これらはいずれも地盤と構造物との間の接触面において両者は完全に固着しているという仮定を前提としたものである。しかしながら、この仮定のもとでは、強震時のように強大な外力が作用する際に地盤と構造物との接触面において発現する可能性の考えられる剝離や滑動現象を考慮に入れることができないため、現実には生じ得ない引張り力や過剰なせん断力がここに発生することになる。

ここ数年来、このような観点から、強震時におけるこれらの現象を解析に取り入れる試みが行われつつあり、特に原子力発電所の耐震性に関する研究では原子炉建屋の浮上り現象や滑動現象に対する安全性の検討が行われている。内田ら¹⁾は三次元有限要素法を用いて、あらかじめ原子炉建屋の動揺運動による基礎と地盤との間の浮上りを伴う回転ばね特性を求め、これを用いて基礎の浮上りを考慮した地震応答特性を調べている。Kennedyら²⁾、および Takemori ら³⁾も、有限要素法に代わって半無限弾性地盤と剛な板との間の Impedance function から非線形ばね特性を近似的に決定するという差はあるが、基本的には内田らと同じ概念に立脚した解析手法によって地震応答解析を行い検討を加えている。しかしながら、これらの手法には浮上り現象と滑動現象の連成効果は考慮に入れられていない。Wolf⁴⁾はこの点に改良を加え、浮上り現象とともに滑動現象も表現し得る解析

手法を提案し、種々の入力レベルやモデルに対して応答特性を調べているが⁵⁾、解析手法が複雑であり、また構造物が地盤内に根入れを有するような場合には適用がきわめて困難である。

著者らは、岩盤力学や土質力学の静力学の分野で、連続体内の不連続面を表現するために考案されたジョイント要素⁷⁾を地盤と構造物との接触面に配列し、有限要素法を用いてこの面における剝離や滑動現象を動的問題に組み込むための解析手法を提案した⁸⁾。そしてジョイント要素を導入することにより、接触面における剝離や滑動現象も含めて、強震時における地盤-構造物系の挙動が比較的容易に、しかも合理的に表現できることを明らかにし、さらに、動的荷重下における構造物の局所的な滑動や構造物全体の滑動に対する安全性の詳細な検討が可能であることなどを明らかにした。また、地盤と構造物とが完全固着状態にあるとする従来の解析手法では、剝離や滑動現象の生じる強震時における応答量は十分な精度で推定できない場合があることを示した。しかしながら、そこでは地盤および構造物はいずれも線形弾性体と仮定して解析を行っており、これは換言すれば地盤はいかなる応力状態にあっても破壊しないということであって、ここで問題としているような強震時におけるひずみレベルでの土の物性、あるいは重量構造物底面隅角部近傍の偏向荷重下での土の物性を表現し得るものではない。すなわち、接触面における滑動や剝離現象による破壊に対して、構造物周辺地盤の降伏破壊がこれに先行したり、あるいは同時に起こる可能性についても考慮を払わねばならない場合もあり得る。

そこで、本研究は地盤に材料非線形性を導入することにより、地盤の降伏破壊も同時に考えて地盤-構造物系の動的な安定性の評価を試みるものである。このように地盤に材料非線形性を導入し、これと地盤-構造物間において生じる剝離・滑動現象という構造非線形性を同時に考えることにより、構造物の動的安定性に対して、よ

* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所

** 正会員 工修 京都大学助手 防災研究所

り現実に近い力学モデルによって検討が行われることになる。

2. 地盤-構造物系の非線形モデル

本研究では、1. で述べたように、地盤-構造物間の接触面における剝離・滑動現象という構造非線形性、および地盤の材料非線形性の両非線形性を扱うが、前者については、文献 8) に詳しいので、ここでは (1) で簡単に述べるにとどめ、後者の地盤の非線形の導入について (2) で詳しく述べる。

(1) 地盤と構造物の接触面のモデル化

地盤と構造物の接触面のモデル化に用いるジョイント要素は Fig. 1 に示すように 2つの面 I-J と K-L とからなる要素で、接触面の状態はこの面 I-J および面 K-L の相対的位置関係で表わされる。この両面の相対運動は、

- (i) 面に平行な方向への運動 (地盤と構造物との滑動)
- (ii) 面に垂直な方向への運動 (剝離および接触)
- (iii) ジョイント要素の中心を回転中心とする回転運動

の3成分に分離される。これらの運動はせん断方向のばね係数 k_s と垂直方向のばね係数 k_n を用いて外力と関係づけられる。

ジョイント要素に付与すべき復元力特性は、Fig. 2 に示すように仮定する。

Fig. 2 (a) はジョイント面に垂直な方向、(b) はせん断方向における特性である。図中、 ϵ_0, τ_0 はそれぞれジョイント要素中心における2つの面の垂直方向およびせん断方向の相

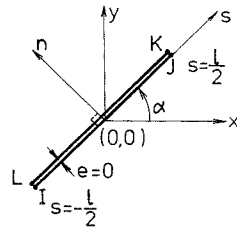
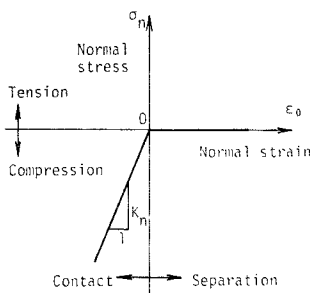
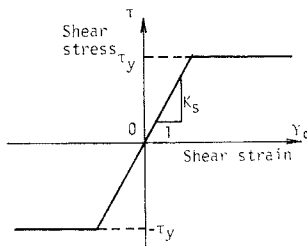


Fig. 1 Configuration of the joint element.



(a) Normal direction



(b) Tangential direction

Fig. 2 Constitutive relations of the joint element.

対変位をジョイント要素の長さで除して無次元化した量である。垂直方向に関しては、 $\epsilon_0 \geq 0$ (剝離) の場合には力の伝達は行われず、 $\epsilon_0 < 0$ の場合にはばね係数 k_n を介して構成関係は線形関係にあるものとする。一方、せん断方向に関しては発生しているせん断応力の絶対値が降伏応力 $|\tau_y|$ に達すると滑動を生じ、それ以下であれば線形関係にあるという弾性-完全塑性体としての挙動を呈するものと仮定する。また、垂直方向に剝離が生じた場合には、せん断応力も伝達されない。降伏せん断応力 τ_y は Mohr-Coulomb の降伏条件に従うものとして次式で与える。

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= C_J - \sigma_n \tan \phi_J & \sigma_n \leq 0 \text{ (圧縮)} \\ \tau_y &= 0 & \sigma_n > 0 \text{ (引張り)} \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

ここに、 C_J, ϕ_J はそれぞれジョイント要素の粘着力および摩擦角であり、 σ_n は垂直応力である。なお、本研究では応力はすべて引張りを正としている。

ここで、降伏せん断応力以下および圧縮応力状態に対しては線形ばねを仮定しているが、これは接触面に弾性的な挙動を許すことであり、たとえば圧縮応力下では接触状態にある2つの媒質が互いに重なり合うという現実には生じ得ない現象を容認することになる。したがってこのような現象を極力小さく抑えるためにばね係数を数値解析上の不都合が生じない範囲内でできる限り大きくする必要がある。

(2) 地盤の非線形性の導入

a) 地盤の構成関係

現在土質力学の分野でよく用いられている土の構成関係としては、剛性-完全塑性体、弾性-完全塑性体、弾性-ひずみ硬化塑性体などがある⁹⁾が、ここでは、低ひずみレベルでは地盤は弾性的な挙動を示すこと、取扱いが容易であること、およびジョイント要素の構成関係との対応といった点から、弾性-完全塑性体として地盤の材料非線形性を仮定する。

地盤の破壊条件式である破壊規準としては、実際に土の強度試験から得られる結果と近似度がよく、また取扱いが容易である¹⁰⁾ことから、次式で与えられる Mohr-Coulomb の破壊規準を採用するものとする (Fig. 3)。

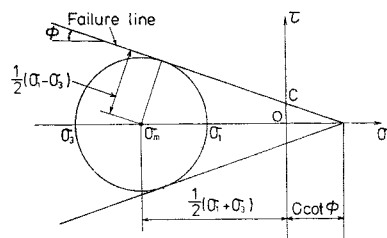


Fig. 3 Mohr-Coulomb failure law.

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= C \cos \phi - \sigma_m \sin \phi \\ \sigma_m &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 τ_y は降伏せん断応力、 C 、 ϕ はそれぞれ土の粘着力および内部摩擦角であり、 σ_1 、 σ_3 はそれぞれ最大主応力、最小主応力である。

b) 荷重伝達法による非線形振動解析

本研究では荷重伝達法により非線形解析を行うが、ここでは地盤の非線形性の取扱いについて述べる。ジョイント要素の取扱いも含めて、荷重伝達法による一般的な解析手順については文献 7)、8) を参照されたい。

解析は以下の手順により行う。

(i) 地盤-構造物系を線形系として、時刻 t における運動方程式を解くことにより節点変位を求め、これより要素内の応力を求める。

(ii) 求めた応力 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} から次式により最大せん断応力 τ_{max} を求める。

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \dots\dots\dots (3)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{aligned} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} \dots\dots (4)$$

(iii) 式 (2) で与えられる降伏せん断応力 $|\tau_y|$ と式 (3) で与えられる $|\tau_{max}|$ を比較する。このときすべての要素について $|\tau_y| \geq |\tau_{max}|$ であれば次の時間ステップ ($t + dt$) へ進んで (i) から同様の手順を繰り返す。

$|\tau_y| < |\tau_{max}|$ の場合はその要素が降伏破壊していることを意味するが、この場合、Fig. 4 に示すように σ_m の大きさにより次の 2通りの破壊形態が考えられる。

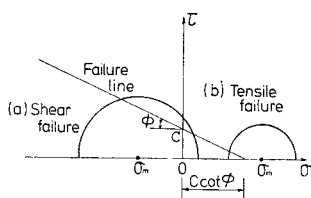


Fig. 4 Failure form of soil, (a) Shear failure, (b) Tensile failure.

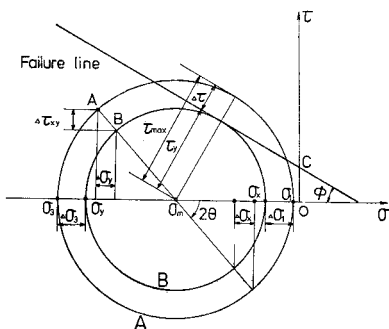


Fig. 5 Modification of Mohr's circle for shear failure.

- (a) $\sigma_m \leq C \cot \phi$; せん断破壊
- (b) $\sigma_m > C \cot \phi$; へき開破壊

まず (a) のせん断破壊の場合の調整外力 f (文献 8) の 2.(3) 節を参照されたい) は以下のようにして求める。Fig. 5 において、地盤を線形と仮定して求まっている応力状態を Mohr の応力円 A で表わすと、非線形地盤では破壊線 (Failure line) に接するようにこれを縮小しなければならない。その際、 σ_m および主応力方向 θ は不変であると仮定すれば、その結果得られる Mohr の応力円は B となる。この Mohr の応力円 B が本来非線形地盤内において生ずべき応力状態を表わしている。このように Mohr の応力円を A から B に縮小する際に生じる応力変化 $\{d\sigma\}$ は Fig. 5 から明らかなように次式で与えられる。

$$\{d\sigma\} = \begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -d\tau \cos 2\theta \\ d\tau \cos 2\theta \\ -d\tau \sin 2\theta \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

$$d\tau = |\tau_{max}| - |\tau_y| \dots\dots\dots (6)$$

調整外力 f は、式 (5) で与えられる応力増分に等価な節点力と異符号なる節点力として与えられる。

次に (b) のへき開破壊の場合には Mohr の応力円は Fig. 6 の点 P へ収縮する。したがって、このときの応力増分 $\{d\sigma\}$ は Fig. 6

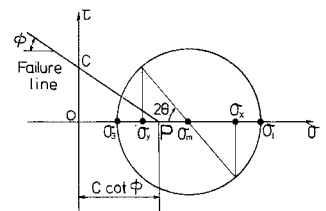


Fig. 6 Modification of Mohr's circle for tensile failure.

より明らかなように次式 (7) で与えられ、これより調整外力 f が求まる。

$$\{d\sigma\} = \begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} C \cot \phi - \sigma_x \\ C \cot \phi - \sigma_y \\ -\tau_{xy} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

以上の手順を経て得られた調整外力ベクトル $\{f\}$ を外力ベクトル $\{F\}$ に加えて、(i) へ戻る。

c) 初期応力の算定

地盤の降伏あるいは接触面での剥離や滑動等の現象を解析する場合には、重力に起因する地盤内あるいは接触面における初期応力をあらかじめ算定し、その応力状態から外乱を受けるという過程を経る必要がある。この初期応力は、地盤および構造物の自重を次の式 (8) を用いて等価な節点外力 $\{f_0\}$ に置換して静的問題を解くことにより求まる。

$$\{f_0\} = - \int_V [N]^T \{p\} dV \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $\{p\} = \{0, -\rho g\}^T$ 、 ρ は密度、 g は重力の加速度、 $[N]$ は変位関数マトリックスである。また T は転

置を, $\int_V dV$ は要素についての体積積分を意味する。

本研究では非線形解析に荷重伝達法を用いており, これは反復計算法であるが, 応答計算の過程では終始一定の剛性が用いられており, 応答計算に要する計算時間は増分法, Newton-Raphson 法に比べ大幅に削減できることがわかった。これに関しては次章で詳しく述べる。

3. 地震応答解析

(1) 解析モデル

解析に用いる地盤-構造物系のモデルを Fig. 7 に示し, その有限要素網を Fig. 8 に示す。ここでは地盤を線形弾性体と仮定したものを Model 1, 地盤に前章で述べた非線形性を導入したものを Model 2 とよぶ。地盤については比較的硬いものを想定し, せん断波速度は弾性域で 500 m/s, 減衰定数は逸散減衰効果も考慮に入れて 20%, また非線形地盤については, 粘着力 C を 10 tf/m^2 (98 kN/m^2), 内部摩擦角 ϕ を 30° と仮定している。一方構造物については, せん断振動の 1 次の固有振動数が 5 Hz となるように弾性定数を定め, 減衰定数は 5% を仮定している。また構造物は高くなるほど軽くなっており平均の単位体積重量は約 1 tf/m^3 (9.8 kN/m^3) である。ジョイント要素の粘着力 C_j は 5 tf/m^2 (49 kN/m^2), 摩擦角 ϕ_j は 30° として, これを接触面に 3 要素配列してある。Table 1 にモデルの諸元を示す。モデルの境界条件は, 側方の境界は自由, 底面は固定, すなわち, 地盤の下に剛な基盤の存在を仮定している。

入力地震波は, El Centro (1940) の NS と UD の 2 成分の加速度記録を用い, 両成分を同時に基盤から入力する。応答計算は線形加速度法により, 時間きざみは 0.002 秒として, 収束判定条件は 3% としている。

(2) 解析精度と演算速度

ジョイント要素のばね係数が小さい場合には, 接触面での弾性変形量が系全体の応答量に対して無視できなくなり, 誤差が大きくなる。そこで, 上述のモデルと同じ

Table 1 Material properties of the model.

	Unit weight (tf/m ³)	Shear wave velocity (m/s)	Poisson's ratio	Damping factor	Cohesion (tf/m ²)	Internal friction angle (degree)
Ground	$\gamma_1=1.8$	$C_1=500$	$\nu_1=0.4$	$h=0.2$	10.0	30.0
Structure	$\gamma_2=0.75$	$C_2=1720$	$\nu_2=0.167$	$h=0.05$	—	—
	$\gamma_3=1.7$	$C_3=1600$	$\nu_3=0.167$			
	$\gamma_4=2.4$	$C_4=1600$	$\nu_4=0.167$			
Joint	Shear spring const. $K_s=2.0 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$ Normal spring const. $K_n=2.0 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$				5.0	30.0

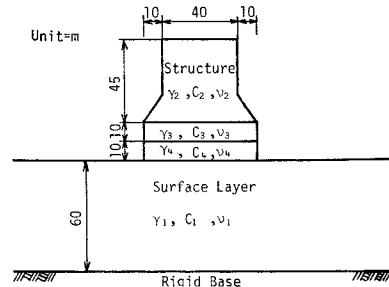


Fig. 7 General view of soil-structure system.

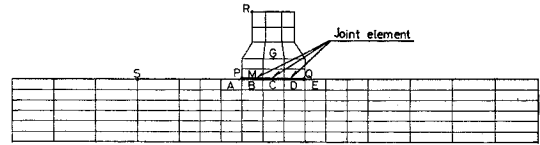


Fig. 8 Finite element mesh of the model scheme.

ばね係数で線形の構成関係を有するジョイント要素を用いたモデルと, Model 1 からジョイント要素をすべて取り除いた線形モデル (以下, Model LI とよぶ) について El Centro 加速度記録入力に対して応答計算を行って構造物の重心における応答量を比較した結果, 最大加速度, 最大速度, 最大変位についてそれぞれ 2.4%, 3.0%, 3.3% とわずかながらジョイント要素を用いたモデルに応答量の増大がみられた。

次に, 京都大学大型計算機センターの M-200 システムによって上述の Model 1, Model 2 および Model LI についての 10 秒間 (5000 ステップ) の応答計算に要した CPU 時間は Table 2 に示すとおりである。このうち, マトリックスを作成し, 逆マトリックスを解くのに要する時間が 1.69 秒である。すなわち増分法などのように各時間ステップごとに剛性マトリックスを

Table 2 Comparison of CPU time.

Model	CPU time (s)
Model LI	369.77
Model 1	410.87
Model 2	416.13

作り直して逆マトリックスを解く必要のある手法によれば 5000 ステップの応答計算に要する CPU 時間は約 8500 秒にも達することになり, このことから荷重伝達法による非線形解析がきわめて有効であることがわかる。

(3) 構造物の存在による地盤の降伏

Fig. 9 は Model 2 の応答解析に際して, 図中に示した時間内において降伏した要素を斜線を施して示したものである。図 (a) は地盤の降伏が生じた初期の段階, 図 (b) は全応答時間中に 1 度でも降伏を経験したことがある領域を示したものであ

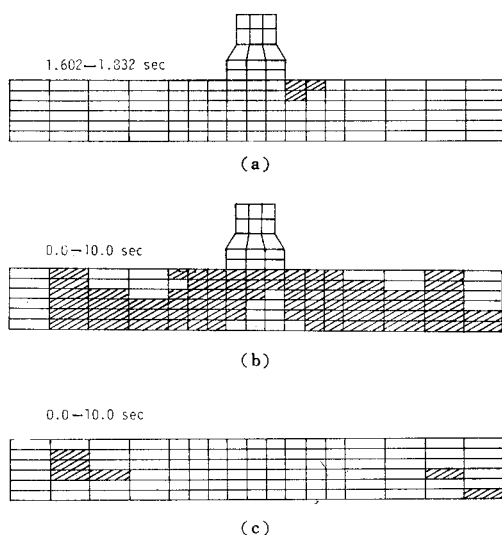


Fig. 9 Failure zone of the ground.

り、図(c)は比較のために地盤だけからなるモデルの全応答時間中に降伏を経験したことがある領域を示したものである。これらの図から、地盤の降伏領域は構造物下方よりもむしろ構造物底面の両端から斜め下方に広がる傾向がある。これは初期応力状態において構造物の下方は垂直応力が大きく比較的安全な応力状態にある反面、構造物底面の両端から斜め下方に広がる領域には大きなせん断応力が生じており、せん断降伏に至りやすい応力状態にあることも大きな要因となっている。

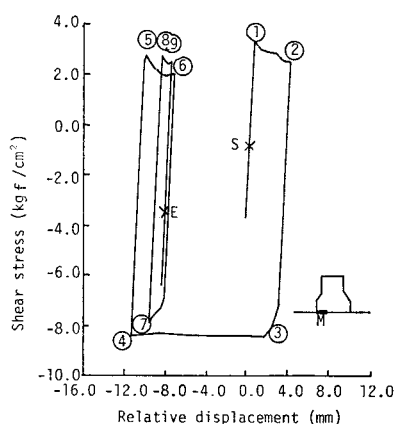
また、図(b)と(c)を比較すればわかるように、図(b)に示す全領域が同時に降伏しているわけではない。とはいえ、きわめて広範にわたる領域が降伏を経験しており、構造物の存在が地盤の降伏に及ぼす影響の大きいことがわかる。

(4) 地盤の非線形性が応答量に及ぼす影響

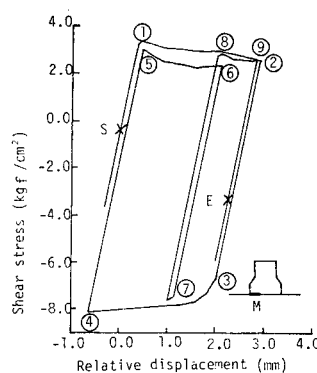
a) 構造物の滑动および構造物直下の地盤内ひずみ

Fig. 8 に示す接触面 M に発生するせん断応力と相対変位の履歴曲線を、Model 1 の場合には Fig. 10 (a) に、Model 2 の場合には図(b)に示す。図中 S は応答計算開始時、E は終了時を意味する。図において、点 S を含む直線に平行となっていない部分は滑动の生じていることを意味するが、時々刻々この勾配が変化しているのは、垂直応力の時間的変動に対応して降伏応力が変化しているためである。

滑动は約 2.2~2.3 秒の間(図(a),(b)のいずれにおいても③~④に対応)に顕著であるが、滑动量は Model 1 で約 13 mm、Model 2 で約 2.6 mm となっている。これは構造物全体の滑动のほかに局所的な滑动も含むものであり、構造物全体の滑动量は Model 1 で



(a) Model 1



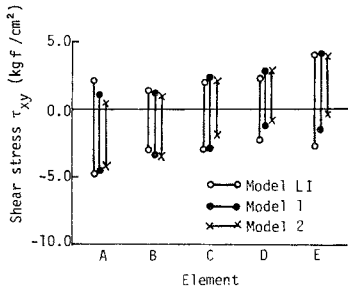
(b) Model 2

Fig. 10 Hysteresis loop for shear direction at contact surface M.

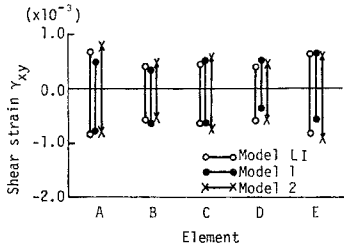
約 11 mm、Model 2 で約 1.2 mm となり、地盤を弾性体と仮定した場合の滑动量は地盤の非線形挙動を考えた場合の約 10 倍となっている。

構造物直下の地盤内 (Fig. 8 の要素 A, B, C, D, E) のせん断応力 τ_{xy} およびせん断ひずみ r_{xy} の全振幅を Fig. 11 (a), (b) にそれぞれ示す。図には比較のため Model LI の場合もあわせて示してある。当然のことながら地盤に非線形性を仮定した Model 2 の方が Model 1 に比べて、応力は小さく、逆にひずみは大きいものとなっている。 σ_x , σ_y および ϵ_x もこれとほぼ同様の傾向にある。しかし、 ϵ_y については Model 2 のそれは Model 1 のそれの約 2 倍の大きさとなっており、両者の差が著しい。これは地盤の降伏によって構造物の沈下が生じ、そのため Model 2 には大きなひずみが生じたためである。

次に、Fig. 12 は Model 2 の要素 C の $\tau_{xy}-r_{xy}$ の履歴曲線を示したものであるが、要素 A~E についてもこのような $\tau_{xy}-r_{xy}$ の履歴曲線を用いて塑性率 (ductility factor) を概算したところ 1.5~3.5 という範囲の値であった。これを Table 3 に示す。同表中の下欄は



(a) Amplitude of shear stress in elements A, B, C, D and E.



(b) Amplitude of shear strain in elements A, B, C, D and E.

Fig. 11

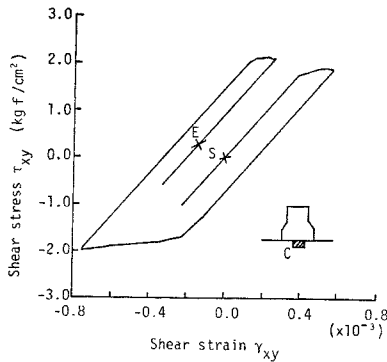


Fig. 12 Hysteresis loop of $\tau_{xy}-\gamma_{xy}$ in element C.

比較のための線形の場合に対するものであるが、これは非線形解析における降伏ひずみで線形解の最大ひずみ振幅を割った値である。したがって各要素での値を比較することによって、後述する S.F. < 1.0 の場合の線形解と非線形解による相違が明らかになる。

b) 応答変位, 応答速度および応答加速度

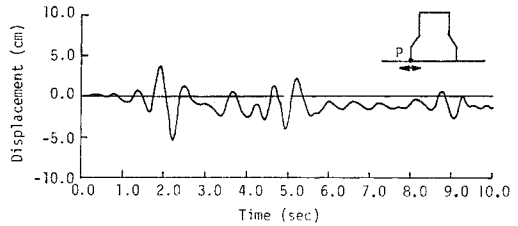
Table 4 に, Fig. 8 に示す地表面上の 1 点 S, 構造物の重心 G, および構造物天端 R における最大変位, 最大速度, 最大加速度の絶対値を示す。まず変位についてみると, 水平方向は各点とも, 3 種のモデル

についてほぼ同じ応答量となっているが, 鉛直方向に関しては, Model 2 の応答量が各点ともに大きくなっている。次に, 水平速度および水平加速度に関しては, 点 S では地盤をともに線形弾性体と仮定している Model LI と Model 1 が同じ応答量を示し, Model 2 のみ低い応答値となっている。一方, 鉛直方向の速度および加速度に関しては, 点 R の Model LI の応答量がやや大きい, 水平方向にみられるほどのモデルによる顕著な差は認められず, ほぼ同程度の応答量となっている。

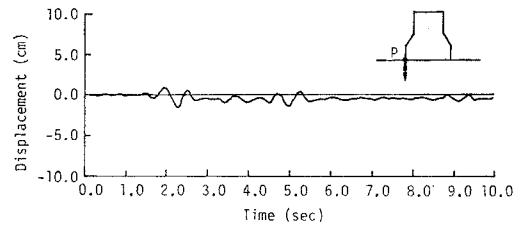
Fig. 13 (a), (b) はそれぞれ Model 2 の点 P の地盤側の水平および鉛直方向の変位応答曲線である。両図より明らかなように, 2.0~2.5 秒以降に残留変位が認められるが, この残留変位の方向から, この点はモデルに向かって左下方へ塑性変形していることがわかる。ま

Table 3 Ductility factors obtained from hysteresis loop of $\tau_{xy}-\gamma_{xy}$ in element A, B, C, D and E.

Element	A	B	C	D	E
Ground					
Non linear	3.4	1.7	2.0	2.5	3.0
Linear	3.5	2.4	1.7	2.2	2.1



(a) Horizontal displacement (on the ground side)



(b) Vertical displacement (on the ground side)

Fig. 13 Displacement at point P of model 2.

Table 4 Maximum response displacement, velocity and acceleration.

Point	Model	Displacement (cm)		Velocity (cm/s)		Acceleration (gal)	
		Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
S	Model LI	3.92	0.19	42.2	4.0	576	185
	Model 1	3.92	0.18	42.8	4.0	577	185
	Model 2	3.95	0.25	37.0	4.0	542	186
G	Model LI	6.79	0.57	70.5	7.6	811	179
	Model 1	7.00	0.53	63.0	7.6	683	178
	Model 2	6.70	0.79	56.0	7.8	663	178
R	Model LI	9.36	1.25	103.2	16.9	1105	293
	Model 1	9.33	1.12	91.2	15.6	957	262
	Model 2	9.13	1.46	83.4	15.5	855	259

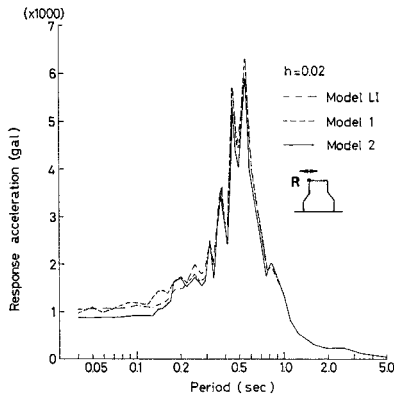


Fig. 14 Instructure response spectrum at point R.

た、構造物に対してP点と反対側にあるQ点の地盤はモデルに向かって右下方へ塑性変形しており、構造物直下の地盤の残留変位等も勘案すると構造物は全体的に約 3 mm 沈下している。

Fig. 14 は、構造物の点Rにおける応答を入力とし、減衰定数を 2% として求めた応答スペクトル (Instructure Response spectrum¹¹⁾、以下 I.R.S. と略記する) である。図中、破線は Model 1、実線は Model 2、一点鎖線は Model LI に対して求めたものである。この図を概観すればわかるように、地盤の非線形性を考えた Model 2 に対する I.R.S. は一般に低い応答量を与え、特に短周期領域でその傾向が強い。次に Model 1 と Model LI に対する I.R.S. を比較すると、長・中周期領域では両者はほとんど同程度の応答量を示しているが、約 0.22 秒以下の短周期領域では Model 1 の方が大きい応答量を与えることがわかる。この現象は、Wolf¹²⁾ ら、ならびに Kennedy ら¹³⁾ がそれぞれの提案した解析手法を用いて原子炉建屋の浮上り、滑動現象の解析を行い、それらの現象が生じた際には I.R.S. の短周期領域が線形解と比較して高い応答量を与えることを報告しているが、これと傾向を同じくするものと考えられる。

(5) 構造物の滑動に対する安全性

構造物の滑動に対する安全性は、降伏せん断応力 τ_y のせん断応力 τ に対する比 τ_y/τ によって評価することが可能であると考え¹⁴⁾、ここではこの比を滑動安全係数とよぶことにし、以下これを用いて滑動に対する安全性について考察を進めていくことにする。

地盤と構造物の接触面での粘着力 C_f を 5.0 tf/m^2 (49 kN/m^2)、摩擦角 ϕ_f を 30° とした場合には、前節で述べたように Model 1, Model 2 のいずれの場合においても構造物全体の滑動が生じている。すなわち、この場合両モデルとも滑動安全係数は 1.0 以下ということ

になる。

次に、接触面の強度パラメーターを $C_f=6.5 \text{ tf/m}^2$ (63.7 kN/m^2)、 $\phi_f=30^\circ$ として応答解析を行ったところ、Model 1 ではこの場合にも構造物全体の滑動が生じている。一方 Model 2 では構造物全体の滑動を生じることはなく、最も滑動に対して危険な時刻は応答計算開始後約 2.25 秒であり、このとき両側のジョイント要素では局所的な滑動を生じており、中央のジョイント要素のみが滑動していない状態にある。このときのこの要素における滑動安全係数は 1.01 であり、この値が構造物全体の滑動に対する安全性を示しているものと考えられる。このように、地盤の非線形挙動を考慮すれば、構造物の滑動に対する安全性は増大するが、これは構造物が地盤に対して滑動する前に地盤が降伏してしまうことによるものである。ここでの解析例は、線形地盤モデルでは構造物全体の滑動が生じ、一方非線形地盤モデルではかろうじて滑動が生じていないという場合であり、地盤の非線形挙動の程度とこれに伴う安全率の増大との一般的な関係は明らかでない。したがって、この両者の関係に関しては数多くの例についての検討の結果に待たねばならない。

一方、滑動に対する安全性を検討する際によく行われるように、線形モデルを用いて求めた構造物の重心における最大加速度を静的にその点に作用させ、次式によって静的な滑動安全係数 τ_{ys}/τ_s を算定してみる。

$$\tau_{ys} = C_f + \frac{W}{L} \cdot \tan \phi_f \dots\dots\dots (9)$$

$$\tau_s = \frac{H}{L} = W \cdot \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{1}{L} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 W は構造物の重量、 L は構造物の敷幅、 H は水平荷重、 α は重心における水平最大加速度、 g は重力の加速度である。得られた最大加速度 α は 811 gal であり、これと $W=3885 \text{ tf}$ (38.073 MN)、 $L=60 \text{ m}$ を用いて τ_{ys}/τ_s を算出したところ、 $C_f=5.0 \text{ tf/m}^2$ (49 kN/m^2)、 $C_f=6.5 \text{ tf/m}^2$ (63.7 kN/m^2) のそれぞれの場合について、0.79, 0.82 なる結果を得る。これらの結果はいずれの場合にも構造物全体の滑動は生ずることを意味するものである。Table 5 にここで得られた結果をまとめて示す。

以上より、滑動に対する安全性を検討する際に、よく

Table 5 Safety factor τ_y/τ_s .

Method of analysis Parameters	Static analysis	Dynamic analysis	
		Model 1 (linear)	Model 2 (nonlinear)
$C_f=5.0 \text{ tf/m}^2$ $\phi_f=30^\circ$	0.79 (sliding)	S.F.<1.0 (sliding)	S.F.<1.0 (sliding)
$C_f=6.5 \text{ tf/m}^2$ $\phi_f=30^\circ$	0.82 (sliding)	S.F.<1.0 (sliding)	1.01

行われるように静的に水平荷重を加えて検討を行ったり、動的であっても地盤を弾性体として取り扱ったりする場合には、滑動に対する安全性を過小に評価する可能性のあることがわかる。

4. 結 論

本研究は、地盤と構造物とからなる系に地震力が作用する際の応答解析において、地盤と構造物の接触面における滑動や剝離現象という構造非線形性に加えて、地盤の材料非線形性を考慮に入れ、構造物の地震時挙動ならびに滑動に対する安全性に関して検討を行ったものである。本研究によって得られた成果を列挙すれば以下のとおりである。

(1) 本研究では荷重伝達法によって非線形震動解析を行っているが、この手法によれば増分法などのような他の非線形解析手法と比較して大幅に CPU 時間を削減でき、動的な非線形解析に荷重伝達法がきわめて有効であることが明らかにされた。

(2) 地盤を弾性-完全塑性体と仮定して材料非線形性を導入して応答解析を行ったところ、地盤の降伏は構造物底面隅角部より生じ始め、次第にその周辺へと拡大していき、本研究における解析例では構造物の存在によって相当広い範囲にわたる地盤が降伏を経験することが明らかとなった。なお、地盤の降伏は接触面の局所的な滑動に先行するものであった。

(3) 系の応答量に及ぼす地盤の非線形性の影響を調べた結果、場所によって異なるが、水平応答加速度については 30~150 gal (約 5~15%)、水平応答速度については 5~20 cm/s (約 10~20%) の応答量の低下が認められた。逆に鉛直変位については多少の増加が認められた。また接触面における滑動量に関しては地盤の非線形性の影響は大きく、地盤を弾性体と仮定した場合の約 1/10 に低減している。

(4) 構造物の応答を入力とする応答スペクトル (Instructure Response Spectrum) により検討を行った結果、地盤に非線形性を仮定した場合には、長周期領域を除いて、一般に応答量を低減せしめ、特に短周期領域においてその傾向の強いことが明らかとなった。

(5) 構造物全体の滑動に対する安全性については、静的に荷重を加えたり、また動的であっても地盤を線形弾性体として取り扱ったりする場合には、滑動に対する安全性を過小に評価する可能性のあることが明らかとなった。

以上を要するに、地盤の非線形挙動はそれによって支持されている構造物の応答を低減することが明らかであり、このことは、弾性地盤の仮定のもとで、特定の地震力を対象として設計された構造物は、より強い地震力に対してもなお耐震安全性を保持することを意味しており、ここで得られた知見は、重要構造物の終局強度の検討を行う際に有力な示唆を与えるものと考えられる。

最後に、本研究のプログラム開発に際しては、日本コンピュータ・コンサルタンツの岸本英明氏の努力に負うところが大きい。記して感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 内田一義・宮下 丘・永田修一：円形基礎をもつ原子力発電所の非線形ロッキング振動，鹿島建設技術研究所年報，第 21 号，pp. 673~678, 1973.
- 2) Kennedy, R.P., S.A. Short, D.A. Wesley and T.H. Lee : Effect on non-linear soil-structure interaction due to base slab uplift on the seismic response of a high-temperature gas-cooled reactor (HTGR), Nuclear Engineering and Design 38, North-Holland publishing company, pp. 323~355, 1976.
- 3) Takemori, T., K. Sotomura and M. Yamada : Nonlinear dynamic response of reactor containment, Nuclear Engineering and Design 38, North-Holland publishing company, pp. 463~474, 1976.
- 4) Wolf, J.P. : Soil-structure interaction with separation of base mat from soil (lifting-off), Nuclear Engineering and Design 38, North-Holland publishing company, pp. 357~384, 1976.
- 5) Wolf, J.P. : Seismic response due to travelling shear wave including soil-structure interaction with base mat uplift, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 5, pp. 337~363, 1977.
- 6) Wolf, J.P. and Skrikerud : Seismic excitation with large over-turning moments : Tensile capacity, projecting base mat or lifting-off ?, Nuclear Engineering and Design 50, North-Holland publishing company, pp. 305~321, 1978.
- 7) Goodman, R.E. : Methods of geological engineering in discontinuous rocks, West publishing company, Ch 8, pp. 300~368, 1976.
- 8) 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，No. 302, pp. 31~41, 1980 年 10 月。
- 9) 龍岡文夫：粒状体の変形に関する理論的研究について，土と基礎，pp. 82~89, 1978 年 6 月。
- 10) 赤井浩一：土質力学特論，土木工学大成 7，森北出版，pp. 55~65, 1974.
- 11) Atalik, T.S. : An alternative definition of instructure response spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, pp. 71~78, 1978.
- 12) 前出 6) に同じ。
- 13) 前出 2) に同じ。
- 14) 前出 8) に同じ。

(1981.1.19・受付)