

## 強震時における地盤と構造物の間の剝離と滑動

SEPARATION AND SLIDING BETWEEN SOIL AND STRUCTURE  
DURING STRONG GROUND MOTION土岐 憲三\*・佐藤 忠信\*\*・三浦 房紀\*\*\*  
By Kenzo TOKI, Tadanobu SATO and Fusanori MIURA

## 1. まえがき

地盤と構造物の動的相互作用は両者の間の接触面を通じての運動エネルギーの授受の問題であるから、相互作用の特性は地盤と構造物のそれぞれ固有の力学特性のみならず、接触面の幾何学的形状やその状態によっても変動する。したがって、このような動的相互作用を1つの統一的な手法で記述し、解析することは困難であり、従来からも対象とする系に応じて適宜有効な手法が用いられてきた。これらの解析手法は、弾性波動論の適用に代表されるように系を連続体として扱う手法、および集中質量法に代表されるように、地盤-構造物系を離散的な系に置き換えて扱う手法に大別されるが、いずれも地盤と構造物との接触面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。

大地震時には地盤と構造物の間には剝離現象の生じる可能性が考えられるが、このような状態においては前述の仮定のもとでは地盤と構造物は接触面を通じて互いに引き合うことになる。実際には剝離現象が生じると剝離の生じた領域では力の伝達が行われず、残りの接触面で地震外力に抵抗することになり、接触面積の減少に伴ってその面に発生する接触圧は増大することになる。地盤を構成する土のような媒質は一般に作用外力の程度によって強度が変化することから、地盤-構造物系は接触面積の変化と材料の非線形性とが相乗効果として働き強い非線形挙動を示すことになる。したがって、剝離現象を考慮に入れて系の耐震性の検討を行う場合と接触面の全面積が有効な接触を保つと考えた場合とではその耐震安全性に相違の生じることが考えられる。また、大地震時には剝離現象のみならず、地盤と構造物との間に滑動

現象の生じる可能性も考えられ、いったん滑動が生じると接触面の状態に変化が生じ、系の応答は完全固着を仮定した場合とはかなり異なってくることが予想される。

上述のような観点から、最近になって地盤と構造物の間の剝離、滑動の問題が扱われつつある。Wolf<sup>1)</sup>は半無限弾性地盤とその上に載っている剛な板との間に生じる剝離の問題を Impedance function を用いて定式化し、剝離現象とともに滑動現象も生じる場合の原子炉建屋の地震応答解析を試みている。しかし、この手法では、地盤を均質な線形弾性体で、しかも地盤の変形特性が振動数に独立なものとして仮定せざるを得なく、構造物が地盤内に根入れされているような場合については適用が困難であり、解析手法そのものがきわめて煩雑である。坪井ら<sup>2)</sup>は有限要素法を用いて、線形弾性体と仮定した地盤上の構造物の転倒に対する検討を行っているが、滑動に関する検討はこの手法では行えない。また、佐々木・藤野・伯野<sup>3)</sup>はクーロン摩擦力のみを受ける物体をモデルとして、3種類の地震動による滑動の検討を行っている。しかし、ここで扱われている滑動面は剛な物体間の接触面であり、地盤と構造物の動的相互作用といった現象を表すには必ずしも十分でない。

一方、静力学の分野においては連続体内の弱線、たとえば岩盤内の破碎帯や節理、あるいは鉄筋コンクリート内のコンクリートと鉄筋の付着面における滑動や剝離の問題が従来から取り扱われており、特に有限要素法による解析では種々の不連続性を表現する要素が考案されており<sup>4)</sup>、この種の問題の詳細な検討の可能性が開かれつつある。特に Goodman により提案されているジョイント要素<sup>5)</sup>は2次元的な広がりをもつ連続体内に存在する不連続面の力学特性の与え方が明解であり、また取り扱いが容易である。そこで本研究では、地盤と構造物の動的相互作用の問題に対して有限要素法を適用して、これにジョイント要素を導入することによって動的な外力の作用下における、構造物と地盤との部分的な剝離現象

\* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所

\*\* 正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所

\*\*\* 正会員 工修 京都大学助手 防災研究所

や、地盤に対する構造物の滑動の問題を検討するための解析手法の確立を図り、実際そのような系が強大な地震外力を受けた場合、剝離や滑動現象が発現するのか否か、また発現するとすればどのような挙動を呈し、応答量は従来の解析手法により得られるものとの程度異なるのかといった点に着目して地震応答に対する検討を行ったものである。このような解析や検討を行うことによって長大な構造物の地盤との関係における終局の耐震安全性、すなわち滑動、転倒、支持力などの、動荷重に対する安全度の把握が可能となる。

2. 地盤-構造物系のモデル化

地盤-構造物系においては両者の接触面に沿って剝離や滑動の生じる可能性が最も高いと考えられるから、この面に沿ってジョイント要素を配置すればよいことになるが、動的解析を実施するにはいくつかの問題が生じる。そこで、まずジョイント要素を動的な問題に適用する場合に生じる種々の問題点およびそれに対する対処ならびに本研究で用いた仮定等について述べる。

(1) ジョイント要素の剛性マトリックス

ジョイント要素を Fig. 1 に示す。ジョイント要素は I, J, K, L の 4 節点から構成される要素であり、初期状態においては節点 I と L, J と K は同一座標上にある、すなわち面 I-J と面 K-L とは密着しているものとする。地盤と構造物との接触面の状態は、ジョイント要素の面 I-J および面 K-L の相対的位置関係で表される。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。これらの運動成分に対応してジョイントのせん断方向の剛性  $k_s$ 、垂直方向の剛性  $k_n$ 、回転剛性  $k_\omega$  なる非線形ばね係数によってジョイント要

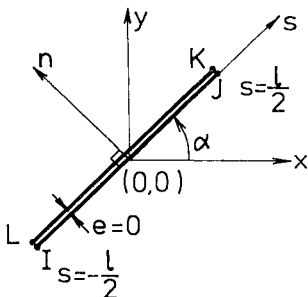


Fig. 1 Configuration of joint element.

素の構成関係は規定される。ここで回転剛性  $k_\omega$  はジョイントの変形モードを適当に仮定することにより  $k_n$  の関数として表せるから、結局ジョイント要素の独立なばね係数は  $k_s, k_n$  の 2 つとなる。

ジョイント要素では一般の有限要素における無次元量であるひずみに対応する量として、ジョイントの中心 ( $s=0$ ) での相対変位をジョイント要素の長さ  $l$  で除して無次元化した次式で定義される量をジョイント要素の「ひずみ」とする。

$$\begin{Bmatrix} \tau_0 \\ \epsilon_0 \\ \omega \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{u_K + u_L}{2l} - \frac{u_J + u_I}{2l} \\ \frac{v_K + v_L}{2l} - \frac{v_J + v_I}{2l} \\ \frac{v_K - v_L}{l} - \frac{v_J - v_I}{l} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\tau_0$ : ジョイントのせん断ひずみ、 $\epsilon_0$ : ジョイントの垂直ひずみ、 $\omega$ : 面 I-J に対する面 K-L の反時計方向の回転角、 $u_i$  ( $i=I, J, K, L$ ): 節点  $i$  の  $s$  方向の節点変位、 $v_i$  ( $i=I, J, K, L$ ): 節点  $i$  の  $n$  方向変位、 $l$ : ジョイント要素の長さである。

次にジョイント要素でモデル化される不連続面において、1 つの要素内では力はその面全体を通じて一様に伝達されるものと仮定して、ジョイント要素に発生する応力を次式で定義する。

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \\ M_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (F_{s,K} + F_{s,L})/l \\ (F_{n,K} + F_{n,L})/l \\ (F_{n,K} + F_{n,L})l/2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\tau$ : ジョイント要素のせん断応力、 $\sigma$ : ジョイント要素の垂直応力、 $M_0$ : ジョイント要素の中心に関する節点力によるモーメント、 $F_{s,i}$  ( $i=K, L$ ): 節点  $i$  における  $s$  方向の節点力、 $F_{n,i}$  ( $i=K, L$ ): 節点  $i$  における  $n$  方向の節点力である。

式 (1), (2) で定義されるジョイントのひずみと応力とは次の構成式で関係づけられる。

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \\ M_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & \frac{l^2}{4} k_\omega \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tau_0 \\ \epsilon_0 \\ \omega \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3)$$

節点変位とそれに対応する節点力とを関係づけるものが剛性マトリックスであり、これは式 (1)~(3) および  $F_I = -F_L, F_J = -F_K$  なる関係を用いて次式で表される。

$$\{F\}_{s,n} = [k]_{s,n}^T \{u\}_{s,n} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $\{F\}_{s,n}, \{u\}_{s,n}$  はそれぞれ節点力ベクトル、節点変位ベクトルであり、次式のように書ける。

$$\{F\}_{s,n} = \{F_{s,I} \ F_{n,I} \ F_{s,J} \ F_{n,J} \ F_{s,K} \ F_{n,K} \ F_{s,L} \ F_{n,L}\}^T \dots\dots\dots (5)$$

$$\{u\}_{s,n} = \{u_I \ v_I \ u_J \ v_J \ u_K \ v_K \ u_L \ v_L\}^T \dots\dots\dots (6)$$

また,  $[k]_{s,n}^j$  は,

$$[k]_{s,n}^j = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -k_s & 0 \\ & 2k_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2k_n \\ & & k_s & 0 & -k_s & 0 & -k_s & 0 \\ & & & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & 0 \\ & & & & k_s & 0 & k_s & 0 \\ & & & & & 2k_n & 0 & 0 \\ & & & & & & k_s & 0 \\ & & & & & & & 2k_n \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

で定義される局所座標系  $(s, n)$  系におけるジョイント要素の剛性マトリックスである。したがって、解析を行う際には全体座標系  $(x-y)$  系に座標変換する必要がある<sup>9)</sup>。

(2) ジョイント要素の動的問題への適用

一般の動的解析においては静的つり合い状態からの変動を問題にすればよいから、重力場による力を考慮する必要はない。しかしながら、ジョイント要素においては、要素に垂直な方向に働くわずかの引張り力によっても剝離が発生することになるから、これを地盤-構造物系に導入するためにはジョイント面上での重力に起因する応力を考慮する必要がある。本研究では、このような重力による初期応力を以下のようにして算出する。

a) 構造物が地表面上に設置されている場合

構造物の重量から等分布帯状荷重を算出し、これを  $q$  とする。地盤を半無限弾性体と仮定すると、地盤内の応力は Boussinesq の解により次式で与えられる (Fig. 2 参照)<sup>10)</sup>。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= -\frac{q}{\pi} (2\varepsilon + \sin 2\varepsilon \cos 2\psi) - r h \\ \sigma_x &= -\frac{q}{\pi} (2\varepsilon - \sin 2\varepsilon \cos 2\psi) - K_n r h \\ \tau_{xy} &= -\frac{q}{\pi} \sin 2\varepsilon \sin 2\psi \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

ここに、 $2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1$ ,  $2\psi = \beta_2 + \beta_1$ ,  $r$ : 土の単位体積重量,  $h$ : 地表面からの深さ,  $K_n$ : 静止土圧係数であり,  $\beta_1, \beta_2$  は図中に示されている。

b) 構造物が地盤内に根入れされている場合

この場合には、地盤を根入れ深さより浅い部分と深い

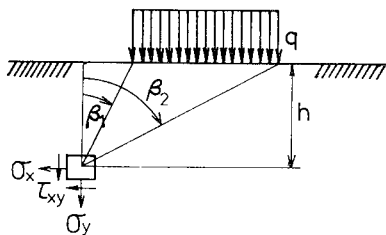


Fig. 2 Stress distribution in half space.

部分に分け、深い部分については浅い部分の地盤を荷重に換算して a) と同様の計算を行い、浅い部分については応力を次式で与えるものとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= -r_1 h \\ \sigma_x &= -K_n r_1 h \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $r_1$ : 浅い部分の土の単位体積重量,  $h$ : 地表面からの深さである。式 (8), (9) より有限要素およびジョイント要素の中心点での応力を求め、これを応答解析における初期の応力状態とする。

次に問題となるのはジョイント要素に付与すべき復元力特性である。滑動に関する特性としては接触面でのせん断強度を考慮することができるが、これを比較的少数のパラメーターで表示する必要があり、一般的手法としては粘着力と内部摩擦角とで表示することが考えられるが、実際の土や地盤においては動的な交番荷重の繰り返しの強度の変化がみられる。また、剝離に関しても、一度剝離の生じた接触面では引張り応力にはまったく無抵抗であっても、剝離の一度も生じていない接触面ではわずかな引張り応力に対しては抵抗することも考えられるが、このような現象を解析に組み込むにはこれらの特性の設定方法や数値解析技術上の多くの問題点が残されている。したがって、ここでは、ジョイント要素の復元力特性を Fig. 3 に示すように仮定する。Fig. 3 (a) はジョイント面に垂直な方向, (b) は平行な方向 (せん断方向) における特性である。垂直な方向に関し

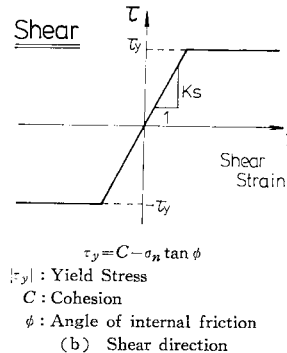
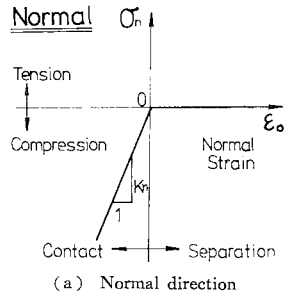


Fig. 3 Relationship between stress and strain at midpoint of joint element.

ては、 $\epsilon_0 \geq 0$  (剝離) の場合には力の伝達が行われず、 $\epsilon_0 < 0$  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  $|\tau_y|$  を超すと滑動を生じ、それ以下であれば線形関係にあるといういわゆる完全弾塑性体としての挙動を呈するものとする。なお、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。ここで、ばね係数は接触面における地盤と構造物とのせん断および圧縮方向の相対運動に関与する係数であるが、現実にはこのような運動を考えることは困難であり、この意味から  $k_s$  と  $k_n$  はできる限り大きな値とすることが望ましい。しかし、極端に大きな値とすると数値解析における収束条件が困難となる。したがって、本研究ではジョイント要素と構造物部分の剛性マトリックスの値が同程度の大きさとなるように  $k_s$ ,  $k_n$  を選定している。

降伏応力  $\tau_y$  は  $\sigma_n \leq 0$  (圧縮) に対しては Mohr-Coulomb の降伏条件を仮定して次式で与えられるものとする。

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= C - \sigma_n \tan \phi & \sigma_n \leq 0 \text{ (圧縮)} \\ \tau_y &= 0 & \sigma_n > 0 \text{ (引張り)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(10)$$

ここに、 $C$ : 粘着力,  $\phi$ : 内部摩擦角である。

(3) 数値計算法

上述のように、接触面での剝離や滑動現象を考慮した地盤-構造物系の復元力特性は強い非線形性を示すことから時間領域で逐次計算法によって運動方程式を解く必要があり、数百から数千分の一秒ごとに系の動的なつり合い状態を求めねばならない。したがって、数十秒間の地震動に対する応答でも計算量は膨大な量となり数値計算に要する時間の短縮を最大限に図らなければ実用性を損なうことになる。これらのことを勘案して本研究では荷重伝達法<sup>11)</sup>を用いた。この手法は、ある時刻における外力のもとで運動方程式が満足されるまで解を連続的に修正してゆく反復計算法であるが、計算の過程では終始一定の剛性が用いられるため、応答計算に要する計算量は増分法、Newton-Raphson 法よりも少なくすむ。

Fig. 4 は荷重伝達法による反復計算法を示したものであるが以下に述べるような手順を経る。

- (i) 前時間ステップ ( $t=t_{i-1}$ ) における地震外力  $F_{i-1}$  に対する変位と等価外力の収束値をそれぞれ  $u_{i-1,c}$ ,  $P_{i-1,c}$  とする。
- (ii)  $t=t_i$  において  $F=F_i$  が作用するとこのときの等価外力  $P_{i,1}$  は  $P_{i,1}=P_{i-1,c}+\Delta F_i$ ,  $\Delta F_i=F_i-F_{i-1}$  で与えられ、これに対する応答変位は  $u_{i,1}$  となる。
- (iii) 変位  $u_{i,j}$  ( $j$ : 繰り返し数) に対応する非線形

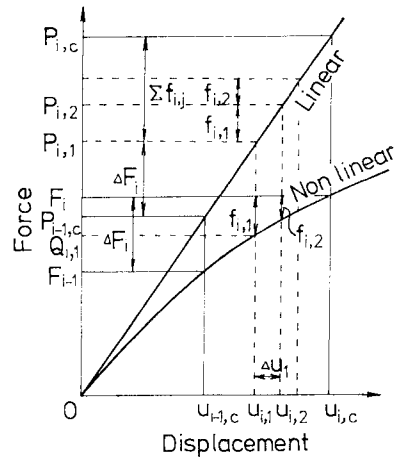


Fig. 4 Iterative process for load transfer method.

系の外力  $Q_{i,j}$  を構成関係から求め、調整外力  $f_{i,j}=F_i-Q_{i,j}$  を算出する。

- (iv) 等価外力を  $P_{i,j+1}=P_{i,j}+f_{i,j}$  と修正して運動方程式を解き  $u_{i,j+1}$  を得る。ここで、 $\Delta u_j = u_{i,j+1}-u_{i,j}$  が十分小さくなり収束条件を満足するまで  $j=j+1$  として (iii) からの手順を繰り返す。そして収束条件が満足されれば  $i=i+1$  として (ii) からの手順を繰り返す。このときの等価外力  $P_{i,c}$  は次式で書ける。

$$P_{i,c}=P_{i-1,c}+\Delta F_i+\sum_j f_{i,j} \dots\dots\dots(11)$$

このような方法を用いることにより、等価外力に対する線形系の応答を定める際に必要となる逆マトリックスの演算は最初の1回のみでよいことから、応答計算に要する時間の短縮が可能となる。本研究では時間間隔を 0.002 秒としたが、後述の自由度が 246 であるモデル 2 に対して京都大学大型計算機センターの M-190 システムで地震応答計算に要した CPU は 600 秒であった。

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. 5, 6 に示す。Fig. 5 に示すモデルは構造物が地表面上に設置されている場合であり、以下これをモデル 1 とよぶ。Fig. 6 に示すモデルは構造物が地盤内に根入れされている場合であり、以下これをモデル 2 とよぶ。モデル 1 は原子炉建屋を、モデル 2 は長大橋梁の橋脚基礎を想定したものである。地盤と構造物の接触面にモデル 1 については 3 要素の、モデル 2 については 8 要素のジョイント要素を配置している。両モデルの諸元を Table 1, 2 に示す。滑動に対する降伏条件としてモデル 1 の接触面

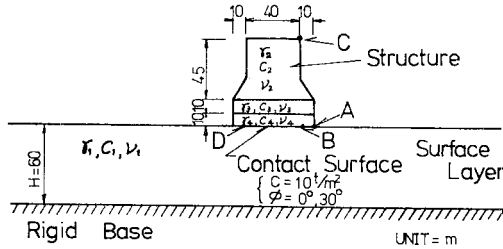


Fig. 5 General view of soil-structure system : Model 1.

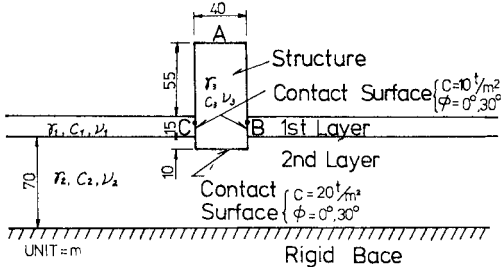


Fig. 6 General view of soil-structure system : Model 2.

Table 1 Physical properties of Model 1.

|           | Unit weight (t/m³)  | Shear wave velocity (m/s) | Poisson's ratio | Damping factor |
|-----------|---|---------------------------|-----------------|----------------|
| Ground    | $\gamma_1=1.8$  | $C_1=500$                 | $\nu_1=0.4$     | $h=0.2$        |
| 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. $k_s=518\ 200\ t/m^2$<br>Normal spring const. $k_n=518\ 200\ t/m^2$<br>Cohesion $C=10\ t/m^2$<br>Internal friction angle $\phi=0^\circ$ or $30^\circ$ |                           |                 |                |

Table 2 Physical properties of Model 2.

|           | Unit weight (t/m³)   | Shear wave velocity (m/s) | Poisson's ratio | Damping factor |
|-----------|--|---------------------------|-----------------|----------------|
| Ground    | $\gamma_1=1.8$   | $C_1=180$                 | $\nu_1=0.4$     | $h=0.2$        |
|           | $\gamma_2=1.8$   | $C_2=360$                 | $\nu_2=0.4$     |                |
| Structure | $\gamma_3=2.4$   | $C_3=1600$                | $\nu_3=0.167$   | $h=0.05$       |
| Joint     | Shear spring const. $k_s=200\ 000\ t/m^2$<br>Normal spring const. $k_n=200\ 000\ t/m^2$<br>Cohesion $C=10\ t/m^2$ or $20\ t/m^2$<br>Internal friction angle $\phi=0^\circ$ or $30^\circ$ |                           |                 |                |

については粘着力  $C=10\ t/m^2$  とし、内部摩擦角としては  $\phi=0^\circ, 30^\circ$  の2通りを仮定しており、モデル2の場合には構造物底面と地盤との接触面については  $C=20\ t/m^2, \phi=0^\circ, 30^\circ$  を、構造物側面と地盤については  $C=10\ t/m^2, \phi=0^\circ, 30^\circ$  を仮定している。なお、ここでは非線形特性を有するのはジョイント要素のみに限り、地盤と構造物はいずれも線形弾性体としている。

滑動、剝離に対する検討をまず調和波入力に対して行

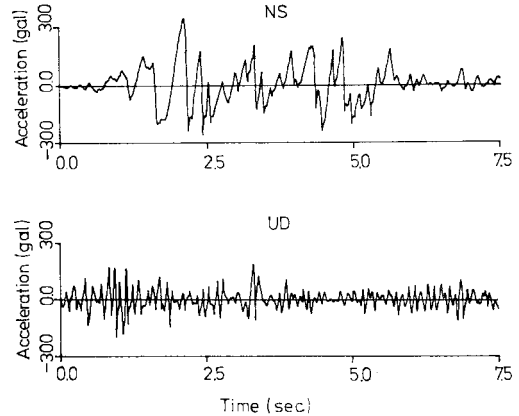


Fig. 7 Accelerograms of El Centro (1940) NS and UD components.

い、次に地震波入力に対して行う。この際、入力地震波としては Fig. 7 に示す El Centro (1940) NS, UD の2成分の加速度記録を用い、これを同時に基盤面に作用させる。そして最後に、現行の耐震設計指針に準じて算出した滑動に対する安全性と本研究により得られたそれとの比較検討を行う。

## (2) 調和外力に対する応答解析

### a) モデル1の応答解析

Fig. 8 はモデル1において  $\phi=0^\circ$  とした場合で、振幅 200 gal の水平方向の正弦波入力のみに対する構造物重心(地上 21.3 m)における変位および滑動量を示したものである。ジョイント要素を含まない線形モデルを用いて得られた重心の変位もあわせて示してある (Linear)。非線形計算による重心の変位応答を表す○印を連ねた折線と滑動量を表す●印を連ねた折線とはほぼ平行となっており、これは構造物が入力の振動数に関係なくある一定の角度傾斜すると滑動し始めることを意味し、構造物は並進運動をすることを意味する。これに対

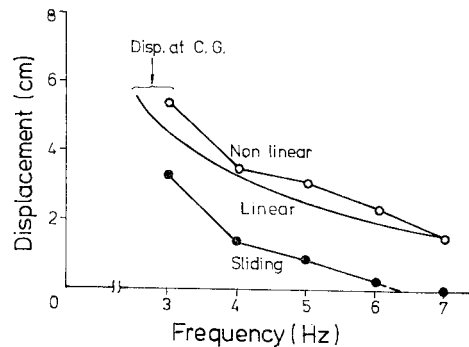


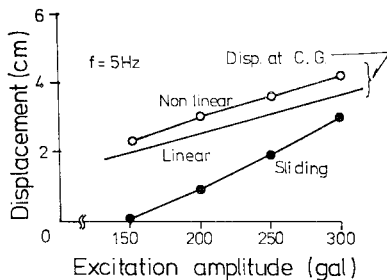
Fig. 8 Frequency dependence of displacement at the center of gravity and sliding at the interface due to horizontal sinusoidal excitation ( $\phi=0^\circ$ , Excitation amplitude : 200 gal).

し線形系では構造物は動揺運動を行い、構造物重心の変位は滑動発生のため非線形解の方が大きい応答量となっている。

滑動量は振動数の低下とともに増大し、逆に振動数がある振動数を超えると同じ入力レベルに対しても滑動は発生しなくなることがわかる。

**Fig. 9** は入力の振動数を 5 Hz に固定して加速度振幅を変化させて滑動発生状況を調べたものである。図から明らかなように変位量は入力振幅に関してほぼ比例的に増加する傾向にあるのに反して、滑動量はある限界値（この場合は 150 gal）以上の加速度に対しては限界値からの増分に比例していることがわかる。

**Table 3** は  $\phi=30^\circ$  として、5 Hz の正弦波を水平方向のみに入力した場合の結果を示したものである。表の最下行は **Fig. 5** 中の B 点の構造物底面に発生する圧縮応力の最大値と最小値であるが、D 点は B 点と対称な位置にあるから、構造物の動揺運動によって B 点と D 点は交互にこの圧縮応力が発生していることになる。この場合、内部摩擦角が存在するので、せん断降伏応力  $\tau_y$  が垂直応力に依存するため、 $\phi=0^\circ$  の場合にみられた構造物全体の滑動現象は認められず、構造物底面内の場所によって降伏応力  $\tau_y$  が異なるため局所的な滑動が発生するととどまる。この  $\phi=30^\circ$  の場合の滑動に対する安全



**Fig. 9** Displacement at the center of gravity and sliding at the interface due to sinusoidal excitation (Frequency : 5 Hz).

**Table 3** Response to sinusoidal excitation (Model 1,  $\phi=30^\circ$ , Frequency : 5 Hz).

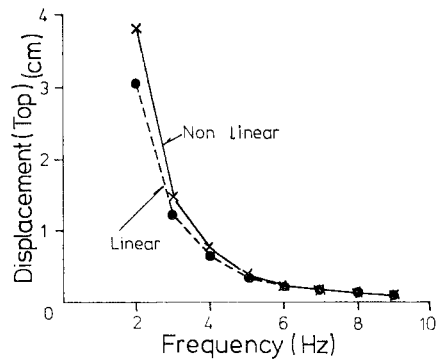
| Acceleration amplitude (gal)                        |         | 300           | 350                | 400                |
|---|---------|---------------|--------------------|--------------------|
| Maximum acceleration at the center of gravity (gal) |         | 358           | 434                | 611                |
| Maximum displacement at the center of gravity (mm)  |         | 4.6           | 5.4                | 6.1                |
| Sliding at the contact surface                      |         | No occurrence | Partially occurred | Partially occurred |
| Lifting off   |         | No occurrence | No occurrence      | No occurrence      |
| Pressure at point B ( $t/m^2$ )                     | Maximum | 99.1          | 105.6              | 111.8              |
|   | Minimum | 23.2          | 16.9               | 10.9               |

性に関しては後の (4) で詳しく述べる。

次に、この地表面上に設置された構造物に対して問題となるのは構造物の浮き上がり現象、さらに転倒に対する安全性の検討である。浮き上がり現象が生じるのは構造物底面での圧縮応力が 0 になるときであるが、400 gal 入力時においても圧縮応力は約  $11 t/m^2$  存在しており、強震時においてもこの種の重心の低い構造物が浮き上がる可能性はきわめて低いと考えられる。なお、入力振幅 300 gal で 3 Hz, 7 Hz について同様の検討を行ったが、滑動、浮き上がりの両現象は認められなかった。

**b) モデル 2 の応答解析**

**Fig. 10** は 300 gal 入力時の構造物天端 (**Fig. 6** 点 A) における応答変位を示したものであり、 $\phi=30^\circ$  の場合である。6 Hz 以下では構造物側面と地盤との接触面での上下方向の滑動が発現しており、その場合には図に示されるように線形解析と比較して応答量は増大している。また、2 Hz では構造物側面と地盤との接触面の地表面に近い部分で剝離現象が生じているが、このときの応答量は線形解の約 30% 増であることがわかる。線形解においてはこのような現象を表現し得ず、構造物の運動に対して地盤による拘束力を高く評価しすぎるため応答量は小さくなっており、滑動、剝離現象が顕著になる低振動数になるほどその傾向が著しい。



**Fig. 10** Displacement of structure at point A in **Fig. 6** due to horizontal sinusoidal excitation ( $\phi=30^\circ$ , Excitation amplitude : 300 gal).

**Table 4** Response of sinusoidal excitation (Model 2,  $\phi=30^\circ$ , Frequency : 2 Hz).

| Acceleration amplitude (gal)          | 200              | 300              | 400              |
|---------------------------------------|------------------|------------------|------------------|
| Maximum acceleration at point A (gal) | 378 (319/84.3)   | 576 (478/83.0)   | 793 (637/80.4)   |
| Maximum displacement at point A (cm)  | 2.43 (2.09/84.4) | 3.74 (3.13/83.7) | 5.19 (4.17/80.4) |
| Sliding at point B (mm)               | 1.2              | 2.1              | 5.6              |
| Separation at point B (mm)            | 0                | 0.15             | 1.39             |

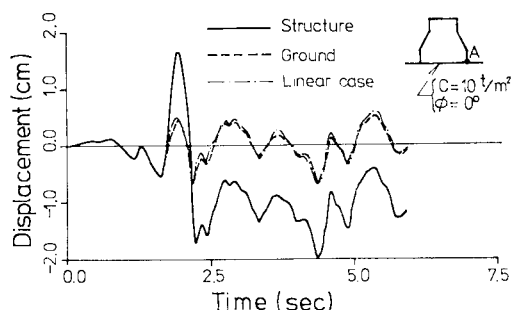
**Table 4** は振動数を 2 Hz に固定して入力振幅を変えて応答を調べたものである。表中 ( ) 内の数字は線形モデルの応答量およびその非線形解に対する百分率である。入力振幅が高くなるほど滑動、剝離現象を考慮できない線形解では応答量を過少評価することになる。ここで 200 gal 入力の場合、剝離現象は生じていないが、構造物側面に沿って配置したジョイント要素 3 要素のうち 2 要素までがわずかずつ滑動を生じている。しかしながら、応答量に及ぼすこの滑動の影響は剝離現象をも伴う他の入力振幅におけるそれと同程度のものである。これより構造物側面と地盤との間に生じる剝離現象に伴う接触面に垂直な方向の拘束力の低下よりも、この面に沿っての滑動現象に伴うせん断力による拘束力の低下の方が構造物の応答により直接的な影響を及ぼすことがわかる。

(3) 地震応答解析

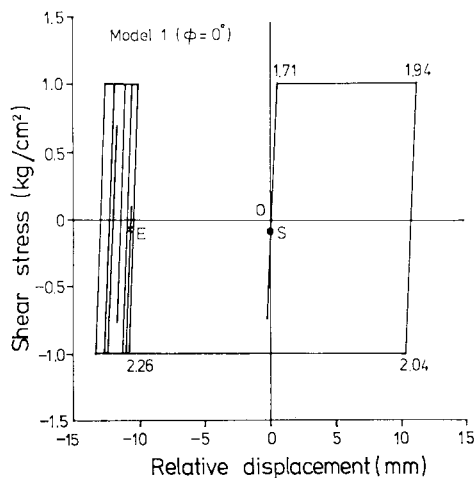
a) モデル 1 の地震応答解析

**Fig. 11** は  $\phi=0^\circ$  と仮定した場合の **Fig. 5** 中の点 A での構造物側および地盤側の両点の水平変位応答である。図中実線は構造物側 (Structure)、破線は地盤側 (Ground) の変位応答である。地震入力前には同一地点にあった両点の応答曲線が、約 1.7~2.5 秒の間に大きくずれ、この間に顕著な滑動現象が発現しており、その後両応答曲線はほぼ平行、すなわち、残留変位を生じたまま運動していることをこの図は示している。同図にはあわせて線形解による同一点の応答を一点鎖線で示してあるが、滑動現象が生じた場合には線形応答に比較して構造物側はきわめて大きな応答となっている反面、地盤側は線形解とほとんど同じ応答になっていることがわかる。

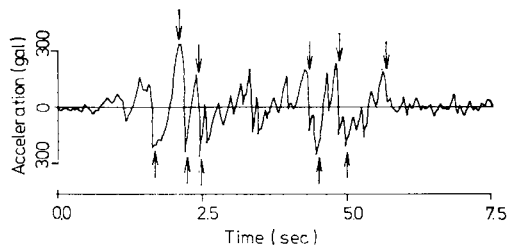
**Fig. 12** は B 点でのせん断変形に対する応答履歴曲線であり、図には各点での時刻を記入してある。S は初期状態を、E は応答計算の終了時の応力状態を表している。接触面では、S から始まり応力と変形の関係は最初線形弾性体としての挙動を呈しているが、1.71 秒に至



**Fig. 11** Horizontal displacement at point A in Fig. 5 due to El Centro accelerograms.



**Fig. 12** Hysteresis loop for shear direction at point B in Fig. 5.



**Fig. 13** Occurrence time of sliding.

って滑動を生じ始め、2.04 秒からは逆方向に滑動し、その後わずかずつ滑動を繰り返しながら最終的には約 11 mm の残留変位を生じてそのまわりで振動していることが明らかである。

次に、滑動を生じた時刻と入力加速度波形との関係を示したものが **Fig. 13** であり、図中、↓印が滑動の生じた時刻である。これより滑動の生じる直前に水平加速度に大きなピークがあり、これらはほぼ 200 gal 以上のレベルにある。また、**Fig. 12** に明らかなように滑動量の大きい 1.7~2.3 秒の間は入力加速度の卓越周期の長い部分に対応しており、それ以降の滑動量の少ない時間においては 5~6 Hz と比較的短周期成分が卓越している。この結果は先に調和波入力に対する応答から得られた結果と定性的かつ定量的にもほぼ一致するものである。

次に、 $\phi=30^\circ$  の場合には、滑動現象はまったくみられなかった。この際、最も構造物の安定性が不利になるのは 2.2 秒であって、このとき構造物の底面 B 点での垂直応力は約 38.6 t/m<sup>2</sup>、せん断応力は約 19 t/m<sup>2</sup> となり、粘着力  $C=10$  t/m<sup>2</sup> としているので内部摩擦角が約 13.1° 以下であれば B 点付近は滑動現象が生じることになるが、D 点では逆に垂直応力は大きくなり、この付近

では滑動は生じることなく、結局調和波入力に対する応答の箇所ですべてのように局所的な滑動だけが生じることになる。

また、転倒モーメントに起因する構造物の浮き上がり現象はモデルの重心が低く、敷幅が広いことから全応答時間を通じて生じていない。

#### b) モデル2の地震応答解析

Fig. 14 に  $\phi=0^\circ$  の場合のモデル2のB点での応答履歴曲線を示す。(a)はせん断方向に対するもので(b)は垂直方向である。同図(b)より明らかなようにB点では2.19~2.37秒の間、構造物と地盤との間に剝離現象が生じている。これと符合して同図(a)において剝離現象の生じた瞬間にせん断応力は0となり、この間、構造物側面に沿っての滑動が著しい。一方、構造物に対してB点と反対側にあるC点では1.86~2.04秒、2.70~2.79秒の間の2回剝離が生じており結局1.86~2.79秒の間に構造物の動揺運動に伴って構造物側面と地盤と

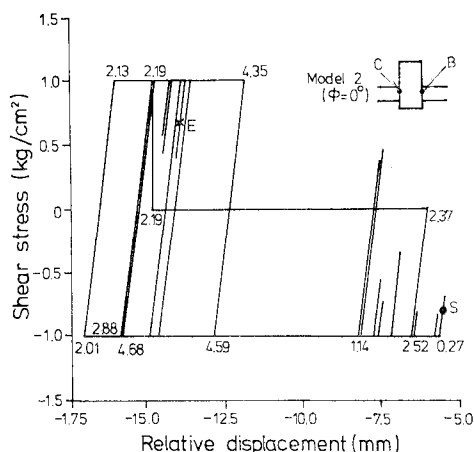


Fig. 14(a) Hysteresis loop for shear direction at point B in Fig. 6 ( $\phi=0^\circ$ ).

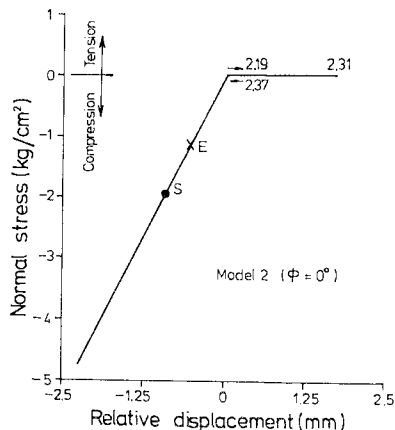


Fig. 14(b) Hysteresis loop for normal direction at point B in Fig. 6 ( $\phi=0^\circ$ ).

の接触面が構造物の両側で交互に剝離を生じている。この間、剝離が生じた側の接触面だけでなく同時に反対側の接触面においても顕著な滑動が認められる。

次に、Fig. 15 は  $\phi=30^\circ$  の場合のC点における応答履歴曲線で、(a)はせん断方向、(b)は垂直方向に対するものである。この点では1.88~2.02秒の間、剝離現象が生じており滑動が顕著である。また、2.14~2.24秒にかけては垂直応力の時間的変化に伴って降伏応力 $\tau_y$ が変化している最中に滑動が生じている。このため履歴曲線の勾配が時々刻々変化している。3.34~3.36秒にも同様の現象が生じている。しかしながら、滑動量は $\phi=0^\circ$ の場合に比べてかなり少ないものとなっている。

以上は構造物側面と地盤との間の剝離、滑動に対する検討であったが、一方、構造物底面と地盤との接触面では滑動、剝離の両現象とも $\phi=0^\circ$ 、 $30^\circ$  いずれの場合に

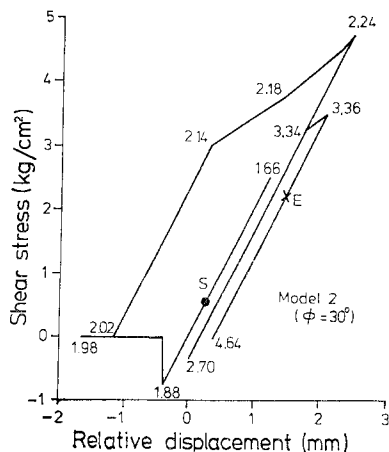


Fig. 15(a) Hysteresis loop for shear direction at point C in Fig. 6 ( $\phi=30^\circ$ ).

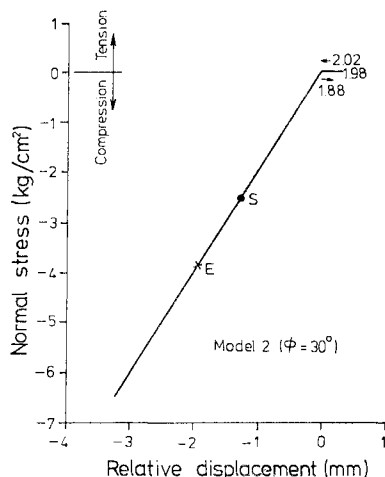


Fig. 15(b) Hysteresis loop for normal direction at point C in Fig. 6 ( $\phi=30^\circ$ ).



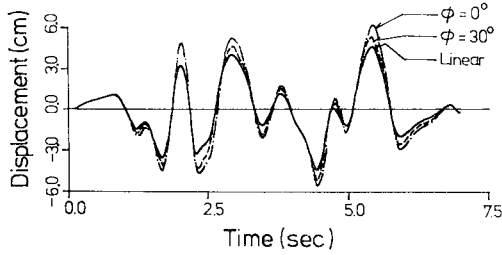


Fig. 16 Horizontal displacement at the top of the structure (point A in Fig. 6).

も発現していない。この面の滑動に対する安全性に関しては改めて次の節で検討を行う。

Fig. 16 はモデル2の構造物天端 (Fig. 6, A 点) の水平応答変位である。線形解を実線、 $\phi=0^\circ$  の場合の結果を一点鎖線で、 $\phi=30^\circ$  の場合の結果を破線で示してある。応答量は大きい方から  $\phi=0^\circ, 30^\circ$ 、線形の場合の順となっており、顕著なピークについてはほぼ 15~30% 程度の応答量の差が認められる。応答加速度についてもまったく同様の結果が得られており、これらの結果は、強震時における地盤-構造物系の耐震性の検討において、地盤と構造物との間が固着していると仮定する解析法では構造物の応答を地盤が実際以上に拘束することになり、その結果、これを小さく評価することを示唆するものである。また、このような傾向はこの章の解析例からも明らかなように比較的長周期の入力波に対してより顕著となる。したがって、やや長周期の主要動を有する地震動や、表面波成分の卓越する地震動に対して応答計算を行う際には、特に滑動、剝離現象の発現の可能性が高いことに留意しておく必要がある。

(4) 滑動に対する安全性の評価

Fig. 17 はモデル1において  $\phi=30^\circ$  として、震度 0.25 に対応する加速度振幅 245 gal の調和波を入力した際の構造物全体の滑動に対する安全率を示したものである。ここで滑動に対する安全性はせん断応力  $\tau$  に対する  $\tau_y$  の比、 $|\tau_y/\tau|$  で表現するものとし、各ジョイン

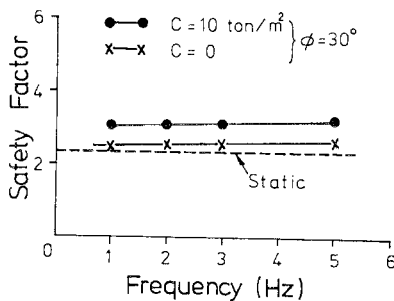


Fig. 17 Safety factor for sliding of entire structure of Model 1 ( $\phi=30^\circ$ , Excitation amplitude : 245 gal).

トごとに全時刻歴中の中でこの比の最小値で局所的な滑動安全率を定義する。一方、構造物全体の滑動の安全性は全ジョイントの中の最も滑動しにくいジョイント要素での値で代表されると考え、この値の全時刻歴中での最小値で構造物全体の滑動安全性を評価するものとした。この図においては構造物全体の滑動に対する安全率は振動数に依存せずほとんど一定であることがわかる。図中の破線は次式で与えられる現行の構造物の滑動に対する安全率の算定式<sup>12)</sup>による結果である。

$$S_F = \frac{\mu \cdot V}{H} \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 $\mu$ : 摩擦係数、 $V$ : 鉛直力、 $H$ : 水平力であり、ここでは  $V=W, H=K_H \cdot W$  となる。 $W$  は構造物の重量、 $K_H$  は水平震度であり、 $\mu=\tan 30^\circ, K_H=0.25$  より  $S_F=2.31$  を得る。すなわち、これは静的な外力に対するものであるが、動的な応答を考慮して求めた安全率とほぼ一致しており、根入れのない構造物の滑動に対する安全性は震度法に基づく方法でもよい近似を与えることがわかる。

Fig. 18 はモデル2の構造物底面と地盤との接触面の滑動に対する安全率を示したもので、(Total) は構造物全体の滑動に対する、(Local) は局所的な滑動に対するものである。入力振幅 245 gal の調和波である。構造物全体の滑動に対する安全率は 10 以上であり、構造物底面に沿っての滑動はきわめて生じにくい。局所的な滑動発生の可能性はこれに比較して相当高いことがわかる。これは構造物の動揺運動に伴う構造物底面の上下動によって垂直応力が増減するが、これが減少した場所では降伏応力  $\tau_y$  が減少することによるものである。また図中の破線はモデル2の構造物の奥行を 70 m として、ケーソン基礎に対する耐震設計法<sup>13)</sup>に従って算定した構造物底面と地盤との間の滑動に対する安全率を示したものである。この値は、本研究で定義した方法により得ら

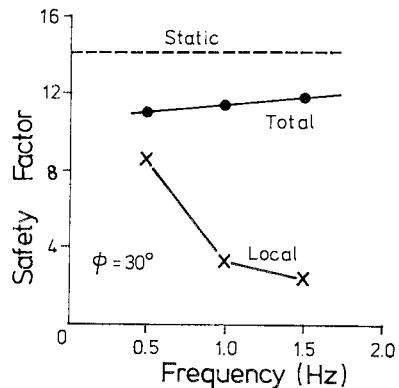


Fig. 18 Safety factor for sliding at the contact surface between soil and structure of Model 2 ( $\phi=30^\circ$ , Excitation amplitude : 245 gal).

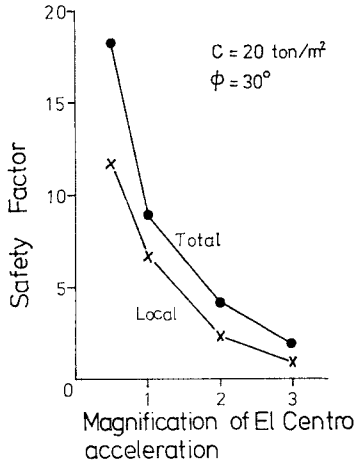


Fig. 19 Safety factor for sliding at the contact surface between soil and structure base of Model 2 excited by El Centro accelerograms.

れた値  $S_F=11\sim 12$  よりやや大きくなっている。この理由の1つとして、設計指針は3次元モデルを対象としており、構造物の運動方向の前面だけでなく側面においてもせん断抵抗による拘束があるのに対し、有限要素法による本解析手法は2次元モデルで、この側面からの拘束が考慮できないため変位量が大きくなり、その結果として接触面での発生応力が大きくなり安全率が低くなったことが考えられる。しかし、両手法による滑動に対する安全性の評価は大きく異なるものではなく、これは静的に滑動に対してその安全性を評価する手法が妥当性を欠くものではないことを示すものといえよう。

最後に、Fig. 19はモデル2にEl Centro波形(Fig. 7)の振幅だけを0.5, 2, 3倍にしたものを入力した際の構造物底面と地盤との間の滑動に対する安全率を示したものである。これよりEl Centro波形を3倍(最大振幅1020 gal)した入力に対しても構造物底面での構造物全体の滑動は生じないことがわかる。しかし、この場合には構造物の動揺運動に起因する構造物底面の外側に近い部分での浮き上がり現象が発現し、このためそこではせん断抵抗が0となり、局所的な滑動現象が生じている。また、このような浮き上がり現象が発現しても地中深く根入れされているモデル2のような構造物では、周囲の地盤の存在によって転倒に対する危険性はきわめて低いことがわかる。これは換言すれば、モデル2のような構造物においてはEl Centro波形の3倍程度以下の入力強度では構造物全体の滑動は起こらないが、底面での局所的な滑動や浮き上がりはすでに生じていることを意味するものである。

以上のように、本研究で用いた手法によれば、大規模な構造物やその基礎と地盤との間の滑動や浮き上がり、

あるいは剥離といった局所的な破壊現象がどの程度の入力強度や波形に対して生じるかという検討ならびにその安全性の評価が可能となり、構造物と地盤との間の動的相互作用に破壊に対する安全性の概念を導入することができる。

#### 4. 結 論

本研究は、地盤-構造物系の動的相互作用の問題において、地盤と構造物との間の剥離現象や滑動現象を表現し得るモデル化の提案を行い、そのモデルを用いて大規模構造物-地盤系の動的応答解析を行い、剥離、滑動現象について検討を加えたものである。得られた結果を要約すれば以下のようである。

(1) ジョイント要素の導入により、従来の手法では困難であった地盤と構造物との間の剥離や滑動の現象を解析に組み込むことが可能となった。

(2) 構造物と地盤とが固着であると仮定する解析法では構造物の応答を地盤が拘束するため、その結果、応答を小さく評価してしまう場合があることに留意しなければならない。

(3) 調和外力に対して、滑動、剥離現象いずれも入力加速度レベル一定の場合には、ある振動数以上ではこれらの現象が発現しない限界の振動数があり、振動数が低いほど、滑動量・剥離量ともに増大する。そして、この傾向は地震波入力の際にも認められる。したがって長周期の主要動あるいは表面波成分の卓越する地震動に対しては剥離、滑動の生じる危険性が高いと考えられる。

(4) 根入れのある構造物では、構造物側面に沿っての滑動現象は剥離現象よりも低い入力レベルで容易に生じ、しかもこの滑動に伴う構造物側面での拘束力の低下は構造物の応答にきわめて大きな影響を与える。

(5) 現行の設計指針に基づいた手法と本研究で提案した解析手法とによって、構造物全体の滑動に対する安全性の評価を行ったところ、両者の間にはよい一致が認められた。しかし、現行の設計指針では局所的な滑動に対する安全性の評価は行えない。この局所的な滑動現象によっても構造物の応答はそれを拘束している場合は異なってくる。

(6) 構造物の浮き上がり、あるいは転倒に対しては設定した構造物の安定性が非常によいため、このような現象はきわめて発現しにくく、十分な検討はここでは行わなかった。しかし、本解析手法によればこのような現象に対する検討も可能である。

以上のように、本研究で提案した手法では地盤-構造物系の強震時の挙動の解析に際して、両者が完全に固着していると仮定する従来の諸方法よりも、その挙動をよ

り合理的に表現でき、実際の地震時に生じるであろう現象の解明に対して有用な資料を提供できると考えられる。しかし解決すべき点も数多く残されており、たとえば、ジョイントの降伏条件、構成関係をいかにモデル化するか、また、そのためのデータの集積、あるいは地盤の非線形挙動の影響の評価、さらには3次元問題への拡張、発展の可能性の追求などがある。

特に本解析では、地盤については線形弾性体と仮定しているが、強震時における地盤-構造物系の破壊現象は両者間の接触面に限らず、構造物周辺地盤の降伏破壊も伴うものと考えられる。

構造物周辺地盤の降伏現象を考慮することにより系の動的安定性をより現実的に即して評価できるものと考え、現在、地盤の非線形性も解析に組み入れた研究を継続中であり、稿を改めて公表の予定である。

本研究の計算機プログラムの開発にあたっては京都大学工学部、大西有三助教授ならびに日本コンピューターコンサルタンツの岸本英明氏に有益な助言をいただいた。ここに記して謝意を表する次第である。

なお数値計算は、京都大学大型計算機センター FACOM M-190 システムによった。

#### 参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) 坪井善勝・半谷裕彦・武田正紀・本間正彰 : 基礎の浮き上りを考慮する壁式構造の簡便な解析法, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 1265~1272, 1978.
- 3) 佐々木有三・藤野陽三・伯野元彦 : 地震動による物体のすべり一特にその上下動の影響, 昭和53年度土木学会第33回年次学術講演会講演概要集 I-185, pp. 356~357, 1978.
- 4) Anderson, H.W. and J.S. Dodd : Finite element method applied to rock mechanics, Proc. 1st congress. ISRM. Lison, pp. 317~321, 1966.
- 5) Ngo, D. and A.C. Scordelis : Finite element analysis of reinforced concrete beams, J. of ACI. Vol. 64, No. 3, pp. 152~163, 1967.
- 6) Goodmann, R.E., R.L. Tayler and T.L. Brekke : A model for the mechanics of jointed rock, Proc. A.S.C.E., Vol. 94, SM 3, pp. 637~659, 1968.
- 7) Zienkiewicz, O.C. et al. : Analysis of nonlinear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock system, Proc. 2nd congress. ISRM. Beograd, pp. 8~14, 1970.
- 8) Herrmann, L.R. : Finite element analysis of contact problems, Proc. A.S.C.E. EM 5, pp. 1043~1057, 1978.
- 9) Goodmann, R.E. : Methods of geological engineering in discontinuous rocks, West Publishing Company, Ch. 8, pp. 300~368, 1976.
- 10) 赤井浩一 : 土質力学, 朝倉土木工学講座, 朝倉書店, pp. 204~205, 1968.
- 11) Mondkar, D.P. and G.H. Powell : Static and dynamic analysis of nonlinear structures, pp. 48~73, 1975.
- 12) 本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書, 土木学会・本州四国連絡橋耐震研究小委員会, pp. 39~51, 1974.
- 13) 耐震設計指針(案)解説, 新幹線建設局・構造物設計事務所, 1978.

(1979.8.21・受付)