

日本国有鉄道 正会員 大竹敏雄
 京都大学防災研究所 正会員 土岐憲三
 京都大学防災研究所 正会員 三浦房紀

1. まえがき

振動解析を行う場合、従来は構造物と地盤の接触面などの不連続面は固着していると仮定して応答解析が行われてきた。このような解析では不連続面において、剥離や滑動現象を考慮に入れることができないため、現実には生じないような引張力や過剰なせん断力がここに発生することになる。そこで筆者らは、Goodman⁽¹⁾によって提案された2次元ジョイント要素を構造物と地盤間の動的な剥離や滑動現象に応用したが⁽²⁾、本研究ではこれをさらに、3次元問題に拡張し、この3次元ジョイント要素を含む系の地震応答解析を行い、構造物の動的な安定性に関する検討を行った。

2. 3次元ジョイント要素の剛性マトリックス

3次元ジョイント要素は図-1に示すように、節点1~4と節点5~8から構成される2つの長方形からなり、その間に厚さは考えない。このジョイント面の運動は図-2に示す6つの基本モードの組み合わせによって表現できる。Mode 1, Mode 2は滑動を、Mode 3はジョイント面の剥離あるいは接触を、Mode 4~Mode 6は回転を表す。これらのモードはジョイント要素の圆心において定義されるジョイントのひずみベクトル $\{\varepsilon_o\}_j = \{u_o, v_o, w_o, \phi_x, \phi_y, \phi_z\}^T$ により表現される。このひずみベクトルは節点変位ベクトル $\{u\}_j$ によって次式で表わされる。

$$\{\varepsilon_o\}_j = [L_o] \{u\}_j \quad (1)$$

またひずみと同様に各モードにおけるジョイント要素の応力を定義できる。Mode 1~Mode 3に対して $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 、またMode 4~Mode 6の回転モードに対して、モーメント M_x, M_y, M_z が定義される。これらの応力は、節点力によって次式で表わすことができる。

$$\{F\}_j = [B] \{\sigma\}_j \quad (2)$$

ここで $\{F\}_j$ は節点力ベクトル、 $\{\sigma\}_j$ は応力のベクトルである。またジョイント要素のひずみと応力の関係は、Mode 1 と Mode 2 に対して k_s 、またMode 3に対して k_c とそれぞれ剛性を与えれば、Mode 4~Mode 6の回転モードに対応する剛性はこれらの関数で与えられる。したがって、 $\{u\}_j$ と $\{\varepsilon_o\}_j$ は構成マトリックス $[D]$ により次式で結びつけられる。

$$\{u\}_j = [D] \{\varepsilon_o\}_j \quad (3)$$

式(1)~(3)の関係を用いて剛性マトリックスは次式で与えられる⁽³⁾。

$$[K]_j = [B]_j [C]_j [L_o] \quad (4)$$

式(1)~(4)中のマトリックスの内容については、参考文献3に詳しい。ジョイント要素は、せん断応力 τ が降伏せん断応力 τ_y を越えれば滑動を生じ、また剥離を生じた場合は応力を伝達しない。本解析ではジョイント要素のこのような非線形性を表現するため図3に示す構成関係を仮定した。ここで降伏せん断応力はジョイント要素の粘着力 C と内部摩擦角 ϕ により、 $\tau_y = C - \sigma_n \tan \phi$

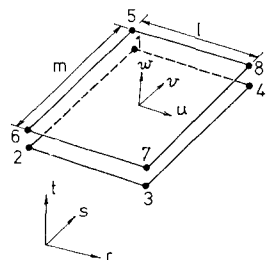


図-1 ジョイント要素

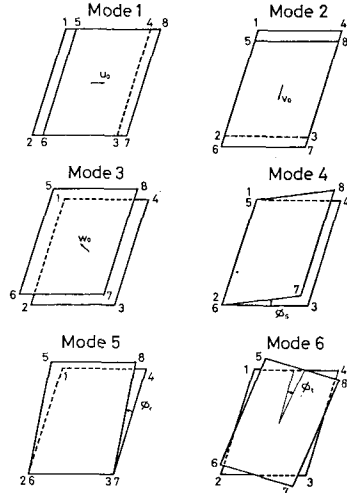
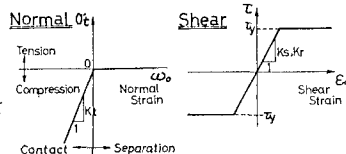


図-2 ジョイント要素の変形モード



(a) 垂直方向 (b) せん断方向

図-3 ジョイント要素の構成関係

で垂直応力 σ_z の関数として与えられる。

3. 解析モデル

解析モデルは、図4のように築積地盤上に1辺10mの立方体のコンクリート構造物が設置されている場合を想定している。ジョイント要素はコンクリートと地盤との接触面に9要素(3×3)配した。モデルの諸元を表-1に示す。入力地震波としてE1 Centro (1940), NS, UDの2成分を同時に入力した。なお接触面には自重により、垂直応力 σ_z とせん断応力が発生しているため、このような重力に起因する初期応力を求め、この応力状態より、地震応答解析を行った。

4. 地震応答解析

図5はコンクリート構造物の隅角部、節点Aにおける水平加速度応答である。2.25秒付近でこの部分に剝離が生じているため加速度波形はわずかに乱れがみられるが、解析モデルよりジョイント要素を抜いた線形モデルと比較すると2.25秒付近を除いてほぼ同一の波形であった。同様に鉛直加速度応答や変位応答にも、その波形は線形モデルと大きなちがいはみられなかった。図-6は、2.2秒~2.3秒までの構造物とその直下の地盤のみの振動形を示したものであり、2.25秒において剝離現象が生じていることがわかる。図-7は、構造物底面の隅角部分での鉛直応力の時刻歴である。2.25秒において剝離が生じているため鉛直応力が0となっている。また、その後も数度0に近づいており、大きな交差荷重が作用していることがわかる。図-8(a)は同一部分での滑動の安全性を示すせん断応力と降伏せん断応力の比 τ/σ の時間変化を示している。剝離が生じた2.25秒付近においてはせん断応力も伝達しないため0となっている。また、この部分において $\tau/\sigma = 1$ すなわち滑動が生じているところはない。(b)はその隣接領域におけるものであるが、(a)に示す領域に伝達されるせん断応力が増加する。したがってこの時刻付近において滑動に対する安全性が減少している。このように局部的な剝離や滑動現象が隣接領域の滑動に対する安全性を下げ、ついには、雪崩現象的に全体の滑動を引き起こす可能性が考えられる。なお、図8において $\tau/\sigma \geq 10$ の場合はすべて $\tau/\sigma = 10$ として図示している。

参考文献

- 1) R.E. Goodman : Method of Geological Engineering in Discontinuous Rocks. West Publishing Company, 1976, Ch8, P.P. 300~368.
- 2) 土岐 佐藤 三治 : 地震時における地盤と構造物間の剝離と滑動。土木学会論文報告集, 投稿中。
- 3) 大竹敏雄 : 三次元有限要素法による構造物・地盤系の非線形振動解析, 京都大学大学院修士論文, 1980.

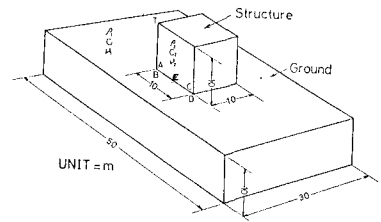


図-4 解析モデル

表-1 モデルの諸元

	単位体積重量(ton/m^3)	せん断伝達度 C (m/sec)	ポアソン比 ν	減衰定数 η
地盤	$\rho_1 = 1.95$	$C_1 = 300$	$\nu_1 = 0.4$	$\eta_1 = 0.05$
構造物	$\rho_2 = 2.352$	$C_2 = 7000$	$\nu_2 = 0.2$	$\eta_2 = 0.05$
ジョイント	ばね定数 K_r, K_s, K_t 250000 ton-f/m 粘着係数 C 10 ton-f/m ² 内部摩擦角 ϕ 30°			

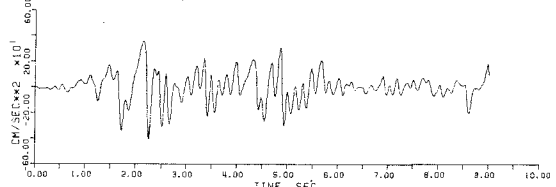


図-5 加速度応答波形

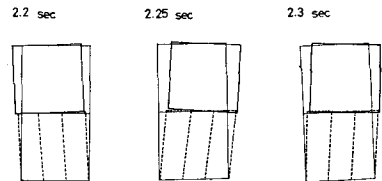


図-6 振動形

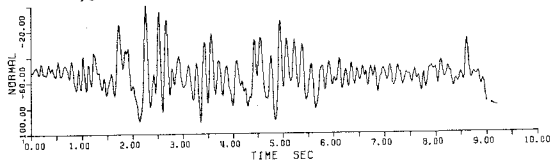
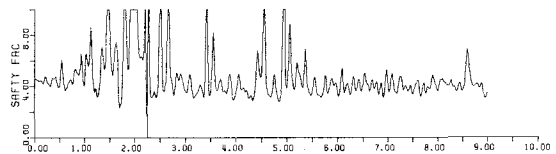
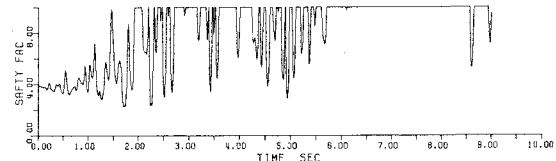


図-7 構造物底面(A点近傍)における鉛直応力の時刻歴



(a) 構造物底面 A点近傍



(b) 構造物底面 E点近傍

図-8 構造物底面の局所的な滑動に対する安全性