

半地下構築物周辺の液状化に及ぼす側方基盤傾斜の影響

東北大学工学部 学生員 坂井 澄充

同上 正員 佐武 正雄

同上 正員 岸野 佑次

1. はじめに

1964年の新潟地震において、砂地盤の液状化によって構築物に多大な被害が発生して以来、地盤の液状化現象が注目されるようになった。その後、1983年の日本海中部地震などにおいて、ガス・水道などの埋設管に多大な被害が発生したが、これらの被害は異種地盤の境界付近に多く見受けられる。これらの被害は液状化による地盤の変状に起因するものも少なくない。従って、異種地盤境界付近における液状化発生メカニズムを調べる必要があるが、本研究においては、特に、硬い地盤と軟らかい地盤が傾斜角をもって隣接するような不均質地盤の境界付近に半地下構築物がある場合の液状化特性を明らかにすることを目的としている。このためFEMによる透水を考慮した二次元有効応力解析を行い、液状化に及ぼす構築物の影響の考察を行った。

2. 解析方法

解析に当たっては、土粒子と水の二相系の方程式を次の2つの仮定、(1) 土粒子と水は非圧縮性、(2) 水の慣性力の項を無視、の下に簡略化した次の2つを基本方程式とし、地盤変位及び間隙水圧を未知量として解いた。

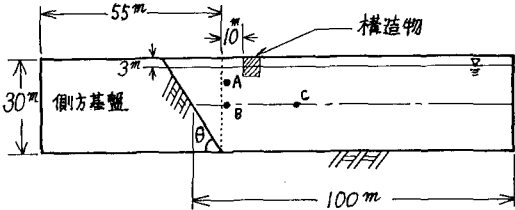


図-1 解析モデル

$$\begin{cases} \sigma_{ij,j} - p_{,i} + \rho b_{i,j} = \rho \ddot{u}_i & (1) \\ -p_{,i,i} + \rho_f b_{i,i} = -\rho_f g / K \varepsilon_{ii} & (2) \end{cases}$$

ここに、 $\sigma_{ij}$ : 有効応力  $\rho_f$ : 液体の密度  $\rho$ : 混合層の密度  $\ddot{u}_i$ : 土粒子骨格の加速度  $b_{i,j}$ : 物体力  $\varepsilon_{ij}$ : ひずみ  $p$ : 間隙水圧  $K$ : 地盤の透水係数 また、土の構成式は次のように表される弾塑性モデルを仮定した。降伏関数 $f$ 及び塑性ポテンシャル $\psi$ は次の通りである。

(1) 破壊線に至るまでの載荷時

$$f_1 = J_2 + \beta_2 + \beta_1 I_1^2 + \gamma_1 I_1 = 0 \quad (3)$$

$$g_1 = \sqrt{J_2} / I_1 - M \ln |I_1 / I_0| = 0 \quad (4)$$

$$\dot{\gamma}_1 = \psi_1 \sigma_{ii} \dot{\varepsilon}_{ii}^{(p)} / 3 + \psi_2 S_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^{(p)} \quad (5)$$

(2) 変相線を越えた後の除荷時、再載荷時

$$f_2 = J_2 + \beta I_1^2 + \gamma_2 I_1 = 0 \quad (6)$$

$$g_2 = I_1 + \gamma_3 = 0 \quad (7)$$

$$\dot{\gamma}_2 = \psi_3 \sigma_{ii} \dot{\varepsilon}_{ii}^{(p)} / 3 \quad (8)$$

ここに、 $J_2 = 1/2 S_{ij} S_{ij}$   $I_1 = \sigma_{ii}$   $\beta, M, \psi_1, \psi_2, \psi_3$ : 材料定数  $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, I_0$ : 硬化パラメータ  $S_{ij}$ : 偏差応力  $\sigma_{ii}$ : 全応力  $\dot{\varepsilon}_{ij}^{(p)}$ : 塑性ひずみ速度 また、破壊線を越えた後は、それ以前の $1/10$ のせん断弾性係数を持つ弾性体と仮定した。解析は図-1に示すようなモデルを対象とし、エルセントロ地震加速度波水平動(最大片振幅50 galに整形; 図2参照)を左端および下端より一様に入射し、境界上の接点の相対変位は0とした。また、右端境界には粘性境界を導入した。側方基盤(基盤接触面の傾斜角 $\theta = 60^\circ$ )は弾性体とし、せん断弾性係数は解析基盤本体の4倍とした。解析は傾斜急変部付近に半地下構築物(コンクリート製、横5.0m縦8.0m)を設置したもの(モデルI)及びしないもの(モデルII)について行った。解析に用いた定数は表1の通りである。

表1 解析に用いた定数

土粒子の密度	2.65
コンクリートの密度	2.30
最大間隙比	0.99
最小間隙比	0.61
土粒子のポアソン比	0.45
コンクリートのポアソン比	0.20
初期状態K値	0.5
$\beta$ (降伏関数の材料定数)	0.0133
M (塑性ポテンシャルの材料定数)	0.228
$\psi_1$ (硬化パラメータの材料定数)	86.9
$\psi_2$ (硬化パラメータの材料定数, 破壊後)	0.0
$\psi_3$ (硬化パラメータの材料定数)	21.7
$\psi_4$ (硬化パラメータの材料定数, 破壊後)	8.7
$\psi_5$ (硬化パラメータの材料定数)	-555.6

### 3. 解析結果とその考察

モデルⅠ及びモデルⅡにおけるエルセントロ波入射後2.6秒の要素の破壊の進行状況を図3に示した。また、モデルⅠにおける破壊要素(代表は図1のA, B)と非破壊要素(代表は図1のC)における過剰間隙水圧の時間変化を図4に、有効応力経路を図5に示した。モデルⅠの破壊状況を見ると、破壊要素は深さの比較的浅い部分に集中し、構築物周辺には変相線を越えた要素が多く見られる。モデルⅡについては、同様に浅い部分に集中しており、基礎接触面付近から右方に向かって破壊要素が拡がっている。要素A, Bにおける過剰間隙水圧は、エルセントロ波入射後1.0秒付近からゆるやかに増加し始め、2.5秒後付近から急激に上昇している。また、深い位置にある要素の方が過剰間隙水圧の蓄積が高くなっている。これに対して、要素Cでは過剰間隙水圧の急激な上昇は見られず、蓄積量もそれほど大きくない。次に有効応力経路について見ると、要素A, Bでは再荷・除荷を繰り返しながら平均有効応力が低下しているが、要素Cではほぼ弾性的な挙動を示している。これら傾向は半地下構築物のない場合もほぼ同様である。本解析においては、後者の方が若干大きめの過剰間隙水圧が出る傾向が得られ、特に半地下構築物が危険を及ぼすということになっていない。しかし、これらについては入力波の特性なども影響してくるので、更に検討を要すると思われる。

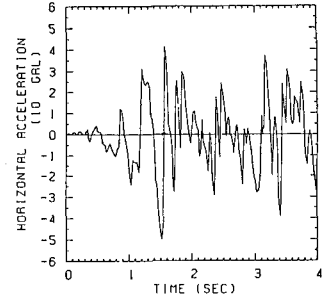
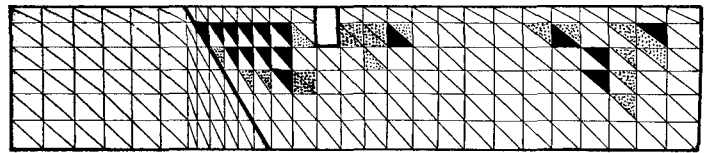
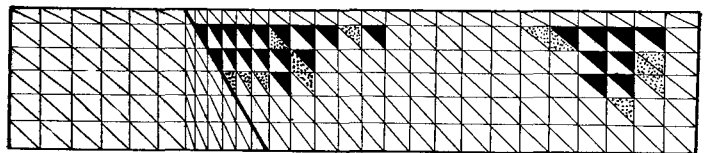


図-2 入力加速度



モデルⅠ



モデルⅡ

図-3 2.6秒後の破壊の進行状況

▲ 破壊線を越えた要素  
▲ 変相線を越えた要素

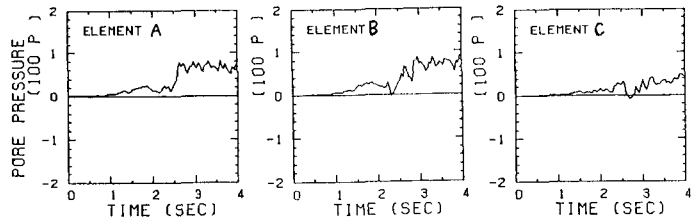


図-4 過剰間隙水圧の時間変化

### 4. おわりに

以上、側方基礎と傾斜した面を接する地盤に半地下構築物が設置されている場合の液状化特性について解析結果を示した。その他にも傾斜角や傾斜基礎部の弾性係数の影響についても調べているが、これらについては当日発表の予定である。

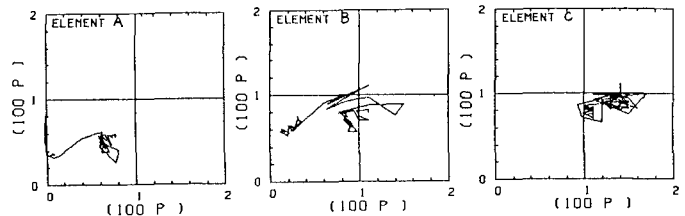


図-5 有効応力経路

参考文献 1) O. C. Zienkiewicz and P. Bettles: Soil Mechanics—Transient and Cyclic Loads (ed. G. N. Pande et al), John Wiley & Sons, 1982  
2) H. Hirai and M. Satake: LIQUEFACTION ANALYSIS OF SAND DEPOSITS BY AN ELASTIC-PLASTIC CONSTITUTIVE MODEL. Proc. of JSCE No. 352/3 -2 Dec. 1984 3) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake, Proc. ASCE, vol. 93, No. SM3 4) 瀧浦猛朗他: 地盤変化部における液状化特性の解析 昭和61年度東北支部発表会講演集 P. 236~237