

間隙水の圧縮性を考慮した水～土連成計算による砂質地盤の液状化／締固め挙動の解析

不動建設(株) 正会員 ○竹内秀克

名古屋大学大学院 正会員 野田利弘 中野正樹 フェロー会員 浅岡顕

1. はじめに

通常、水～土連成計算では、間隙水に非圧縮性を仮定して実施することが多い。本報では、間隙水の圧縮性が考慮できる水～土連成動的／静的計算¹⁾により、土構造物直下の間隙水に圧縮性を持たせた砂質地盤が、地震時および地震後にどのような応答を示すかを調べ、圧縮性が大きい場合は土構造物直下部分で液状化ではなく砂の締固めが起きることを示す。地盤は典型的な飽和砂地盤を想定し、土の弾塑性構成式にはSYSカムクレイモデル²⁾を用いた。

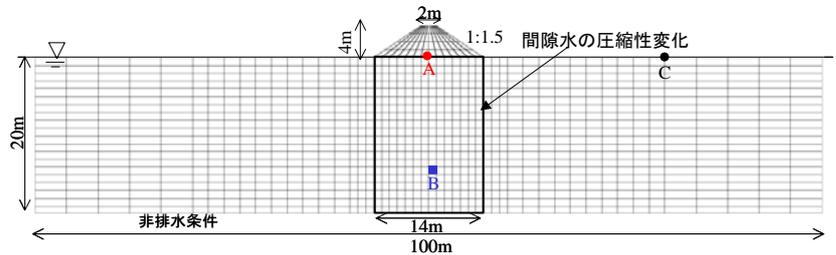


図1 土構造物（盛土）載荷後の有限要素メッシュ図と境界条件

2. 解析条件

図1は計算に用いた土構造物（盛土）載荷後の有限要素メッシュ図と境界条件を、表1は計算に用いた材料定数(弾塑性パラメータ・発展則パラメータ)と地盤の初期値を示す。地盤は砂層のみの縦20m、横100mの均質地盤とした。地盤の初期状態は、ゆるい砂で表1に示す構造・過圧密比・初期側圧の初期値を地盤全域で等しいと仮定し、比体積は土被り圧に応じて重力を考慮して鉛直方向に分布させた。地盤上面は地表面と水位面が一致するように水圧は常にゼロとし、地盤側方・下面は非排水境界とした。また、地盤両側面の同じ高さにある全節点に等変位条件を課した。

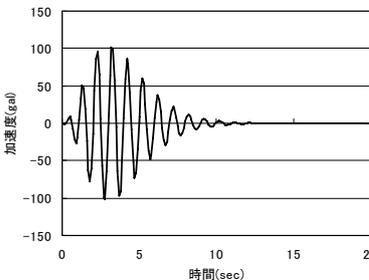


図2 地震動波形

表1 地盤の材料定数と初期値

材料定数	原地盤	盛土
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$		0.05
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$		0.012
限界状態定数 M		1.00
正規圧密線の切片 N		2.00
ポアソン比 ν		0.3
構造低位化指数 a, b, c	2.2, 1.0, 1.0	
正規圧密土化指数 m	0.1	
回転硬化指数 b_r	3.5	
回転硬化限界定数 m_b	0.7	
透水係数 k (cm/sec)	1.0×10^{-3}	
土の密度 ρ_s (t/m^3)	2.65	
初期値		
構造の程度 $1/R^*_0$	4.0	1.3
過圧密比 $1/R_0$	5.0	40.0
異方性の程度 $\zeta_0 = \sqrt{3/2} \ \beta_0\ $	0.0	0.0
応力比 $\eta_0 = q_0 / p'_0$	0.75	0.75

外力条件は、盛土を有限要素追加の手法により³⁾4m高まで載荷して圧密を終了させた後、地震動は地盤底面全節点の水平方向に振幅 $a t^3 e^{-t} \sin(\omega t)$ 、(t :時間(sec), $a=0.02$ (m), 角振動数 $\omega=2\pi$ rad/sec, 最大加速度 100gal) の仮想的な減衰振動(図2)を加速度制御で与え、沈下が収束するまで計算した。また、計算では、地震動を与える際、全域盛土直下部分(図1太線枠内)における間隙水の圧縮性を変更しないまま行う場合(CASE1:圧縮性小, 体積圧縮係数 $K=1.96 \times 10^9$ kN/m²(通常値))と、圧縮性を7乗のオーダー上げた場合(CASE2:圧縮性大, $K=1.96 \times 10^2$ kN/m²)を比較した(表2)。なお、盛土直下以外の水の圧縮性は通常値を設定している。

3. 計算結果

図3は盛土中央直下(図1A点)と右の法尻から右23m離れた地点(C点)における時間～(地表面)沈下量関係を示す。地震発生直後の盛土直下の沈下量はCASE2(圧縮性大)の方がCASE1(圧縮性小)より大きい。これに対し、CASE1では、地震発生から約1000秒経過後、過剰水圧の消散を伴って圧密沈下(揺すり込み沈下)を示す¹⁾。一方、CASE2

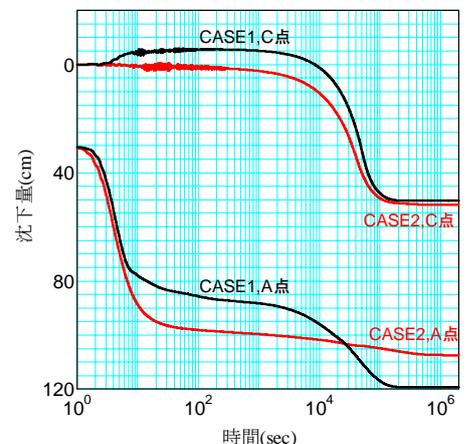


図3 盛土中央直下の時間～沈下量関係 (地震発生時を0secとした)

間隙水, 圧縮性, 水～土連成解析, 動的, 液状化, 締固め

〒103-8543 東京都中央区日本橋小網町6-1 不動建設(株)ジオエンジニアリング事業本部 TEL 03-5644-8534

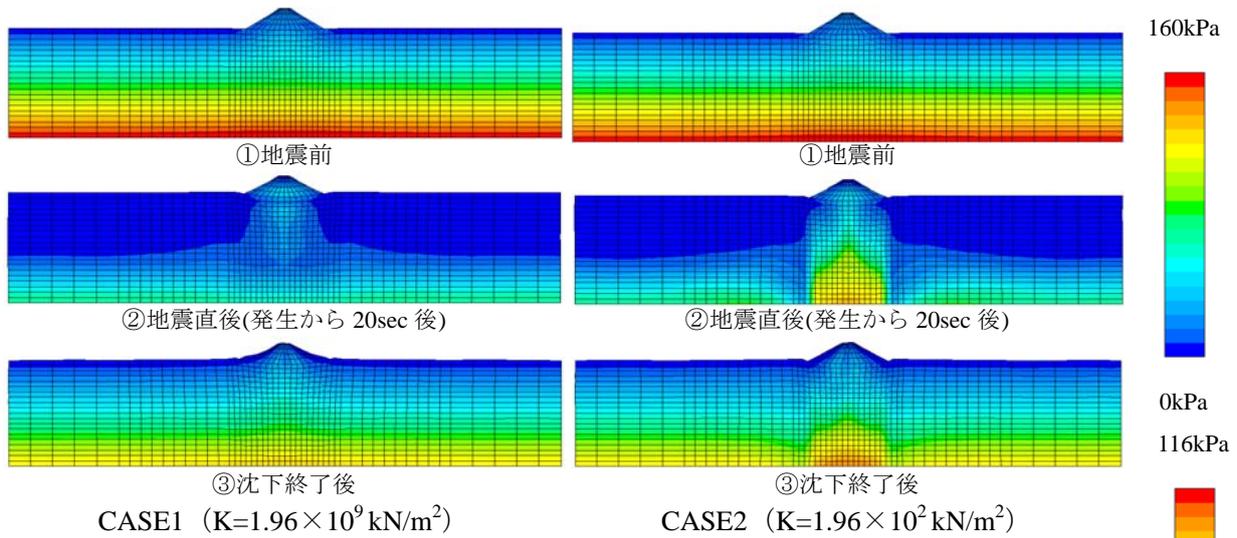


図4 平均有効応力分布

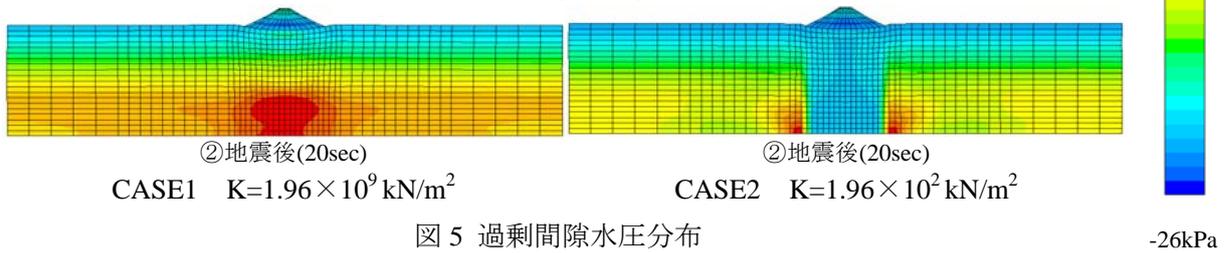
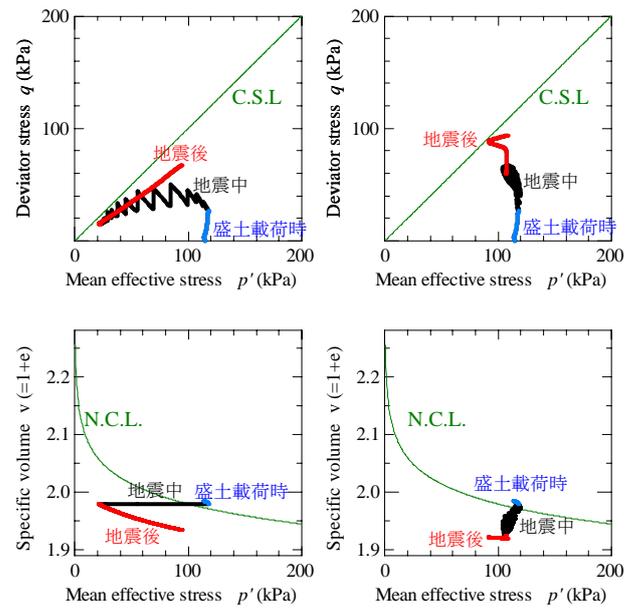


図5 過剰間隙水圧分布

ではほとんど沈下が生じないため、両者の沈下量が逆転する。C点においては、地震時にCASE1が盛り上がり、CASE2では変化が殆ど見られないが、ともに地震後1000秒経過後圧密沈下を示す。図4,5は両者の平均有効応力分布の推移および地震発生から20秒後の過剰水圧分布を示す。CASE1の地震後はほぼ全域において平均有効応力が低下しており、いわゆる「液状化」を示している。その時の過剰水圧(図5)をみても、特に盛土下部において大きく発生しており、この過剰消散が地震後の圧密沈下の原因となっている。一方、CASE2では間隙水の圧縮性を増大させた盛土下部においてほとんど平均有効応力が低下せず、過剰水圧も発生していない。図6は盛土中央直下GL-15m(図1中B)の要素のせん断応力 q ~平均有効応力 p' 関係および比体積 v ~ p' 関係を示す。CASE1は地震時にほぼ v 一定(非排水)のまま p',q とも大きく低下して「液状化」に向かうのに対し、CASE2では q の上昇を伴いながら v が小さくなり、いわゆる「締固め」の挙動を示す。このため、地震発生時の沈下がCASE1より大きくなる。



(a) $K=1.96 \times 10^9 \text{ kN/m}^2$ (b) $K=1.96 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$
 図6 要素の挙動(盛土中央直下, GL-15m)

4. おわりに

上述の計算は、All-Soils All-States All-Round GeoAnalysis Integration (GeoAsia) (文献4,5) による。砂質地盤は、間隙水の圧縮性が低いと液状化を示し、高いと締固めを示した。例えば、間隙水の圧縮性増大は地盤に空気を注入した場合などに期待できるが、その場合はこのモデル化の妥当性を含む各種検証が必要である。

参考文献 1) 野田ら(2006):地震動による..., 第41回地盤工学研究発表会. 3) Asaoka et al. (2002): An elasto-plastic description ..., S&F, 42(5), pp.47-57. 4)高稲ら(2006): 有限要素メッシュで..., 第41回地盤工学研究発表会. 5) Noda et al. (2006):Soil-water coupled dynamic/static..., S&F, under contribution. 6) Asaoka,A. et al.(1994):Soil-water coupled behaviour...,S&F,34(1),91-106.