

表層に N 値の小さい砂層を有する傾斜地盤上に建設された盛土の地震応答解析

名古屋大学 正会員 ○酒井崇之
 名古屋大学 フェロー会員 中野正樹

1. はじめに

近年、地震によって盛土が崩壊することが多いことから、来る南海トラフ巨大地震に対して盛土の耐震性の向上は喫緊の課題である。本解析では、**図 1**に示すような表層に N 値の低い砂層を有する傾斜地盤上に建設された盛土を対象とする。N 値の低い砂層に盛土建設を行うと、地盤の拘束圧が大きくなるものの、せん断も受けるために、地震により変状することが懸念される。そこで本研究では、現地から採取した土に対し行った室内試験結果を基に得られたパラメータを用い、地震応答解析を実施した。解析には、砂から中間土、粘土までを同じ理論的枠組で記述する弾塑性構成式 (SYS Cam-clay model¹⁾) を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**²⁾ を用いた。

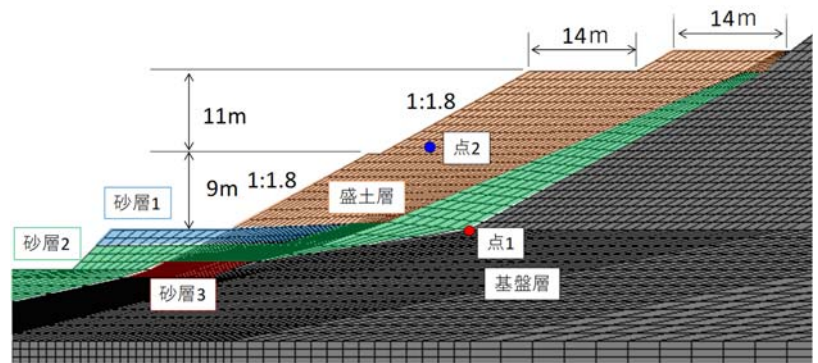


図 1 解析対象の盛土

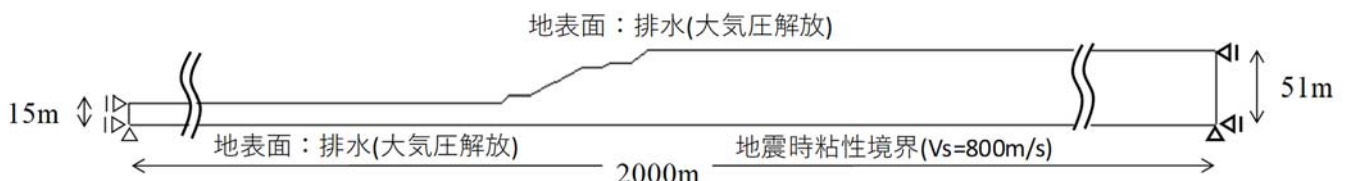


図 2 解析全断面図

2. 解析対象・解析条件

図 1 に本解析で解析対象とした盛土を示す。盛土高さ 22m、のり面勾配は 1:1.8 の盛土である。地層構成については、ボーリングデータを基に推定した。砂層 1～3 の N 値は 2～12 であり、盛土層の N 値は 11～19 である。初期に地盤を作製し、その後盛土の造成を行う。**表 1** に本解析で用いた材料定数と初期値を示す。これらのパラメータは、地盤から採取した試料に対して行った室内試験を弾塑性構成式 SYS Cam-clay model で表現することで得た。また、砂層 1～3 の構造の程度および、過圧密比を 300 倍にしたケースについても、解析を行った。

表 1 地盤のパラメータ

		基底	砂層 1	砂層 2	砂層 3	盛土層
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.080	0.080	0.080	0.055	0.050
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.0003	0.001	0.002	0.001	0.003
限界状態定数	M	1.400	1.600	1.400	1.700	1.450
NCL の切片	N	1.700	1.600	1.700	1.620	1.580
ポアソン比	ν	0.255	0.230	0.255	0.240	0.07
正規圧密土化指数	m	0.05	0.20	0.05	0.15	0.4
構造劣化指数($b=c=1$)	a	0.30	0.20	0.30	0.30	0.3
塑性指数	c_s	0.40	0.50	0.40	0.10	0.10
回転硬化指数	b_r	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
回転硬化限界定数	m_b	0.50	0.50	0.50	0.50	1.0
比体積	ν	1.200	1.562	1.536	1.553	1.551
構造の程度	l/R^*	3.20	3.20	3.20	3.00	3.20
過圧密比	l/R	分布	分布	分布	分布	分布
土粒子密度(g/cm^3)	ρ_s	2.735	2.770	2.735	2.767	2.740
透水係数(cm/s)	k	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}

本報告では、表 1 のパラメータで計算したケースをケース 1、砂層 1～3 のみ構造の程度と過圧密比を 300 倍にしたケースをケース 2 とする。**図 2** に解析全断面図を示す。水理境界は、両端、下端は非排水境界で、地表面地震応答解析、砂質土、盛土

のみ排水境界である。この時、常に地表面に水位が来るようにしているため、盛土も地盤も常に飽和した状態を想定している。地震中は、下端に粘性境界($V_s=800\text{m/s}$)を設定し、両端に側方要素単純せん断境界を設けた。比体積と構造は一樣均質として過圧密比は土被り圧に応じて分布させた。図3に入力地震動を示す。地震の継続時間は240秒であり、継続時間の長い南海トラフ巨大地震を想定している。

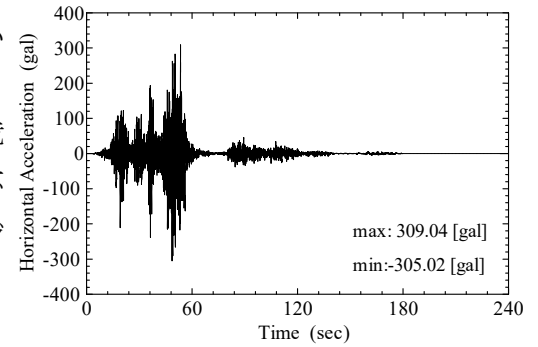


図3 入力地震動

3. 地震応答解析結果

図4はせん断ひずみ分布を示す。せん断ひずみ分布図に示した数字は、左のり肩の沈下量と水平変位量を示す。ケース1では、地震後に、盛土直下の砂層1や砂層2に50%以上の大きいひずみが発生し、盛土層には約20%発生した。一方、ケース2については、盛土層のひずみが50%以上発生する部分もあり、盛土層のひずみは、ケース1よりも大きくなった。この原因を調べるため、図1における点1、点2における加速度を調べた。図5は点1、2における加速度履歴を示す。点1において、加速度はほとんど同じであったが、点2においてのケース2の方が、応答加速度が大きい。これは、ケース1では地震により砂層が塑性変形をしたため、地震動が減衰したのに対し、ケース2ではほとんど変形しなくなったため、地震動が減衰しなくなったことが原因である。その結果、ケース1、2のり肩の変位量はほとんど同じであった。

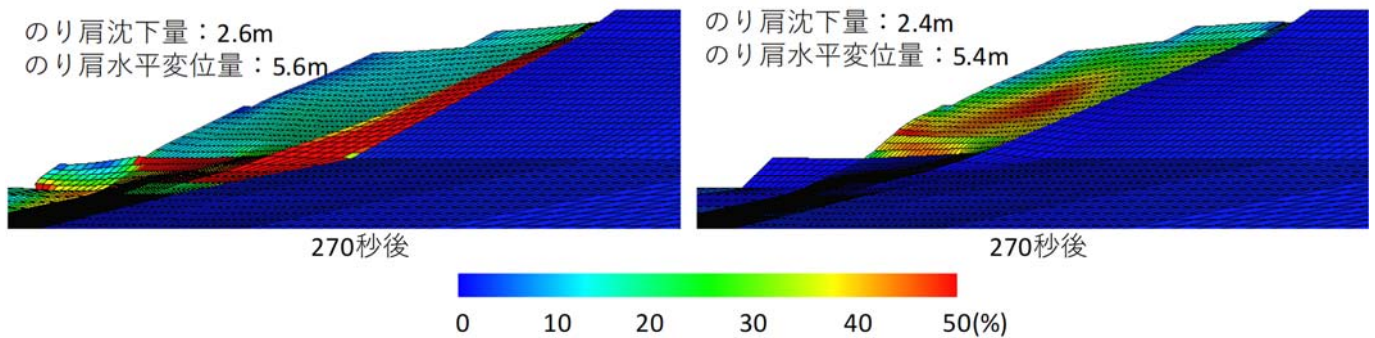


図4 せん断ひずみ分布(左ケース1, 右ケース2)

4. まとめ

本報では、軟弱な砂層上に建設された傾斜地盤上の盛土に対して解析を行った。解析結果よりN値の低い砂層を有するケース1では、砂層1や砂層2において最もひずみが大きい。一方、ケース2では、砂層にひずみが発生しなくなったが、盛土層に大きいひずみが発生し、ケース1で発生した盛土のひずみよりも大きい。この原因としては、ケース1では、砂層で塑性変形が卓越するために、地震動が減衰した。しかし、ケース2では、砂層における塑性変形が起こらず、地震動が減衰しないために、盛土内での加速度がケース1よりも大きくなったことが挙げられる。

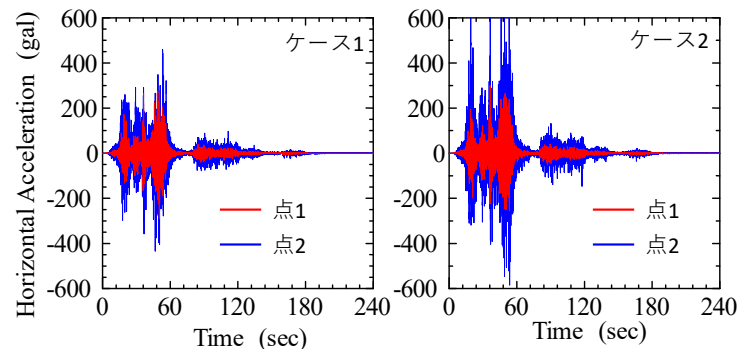


図5 応答加速度

謝辞

本研究を実施するにあたり、応用地質株式会社に土質データの提供などご協力頂いた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) Asaoka, A. et al, Anelasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 2) Noda, T. et al.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.48, No.6, pp.771-790,2008.