

水～土連成有限変形解析による 2009 年駿河湾沖地震の牧之原泥岩盛土崩壊の再現

泥岩 地震応答解析 スレーキング

名古屋大学 国際会員 ○酒井 崇之 中野 正樹
学生会員 鈴木 一成

1. はじめに

2009 年駿河湾沖で発生した地震では、東名高速道路牧之原 SA 付近の盛土が崩壊した。この原因は盛土材の泥岩がスレーキングにより強度低下したためと推定されている。本研究では、この崩壊の再現解析を行い、泥岩にスレーキングが生じた場合の盛土の地震応答に及ぼす影響を調べた。また、スレーキングが生じない場合との解析との比較を通じ、盛土の安定に及ぼすスレーキングの影響を調べる。なお、本解析では、動的/静的水～土有限変形解析プログラム GEOASIA¹⁾を用いている。

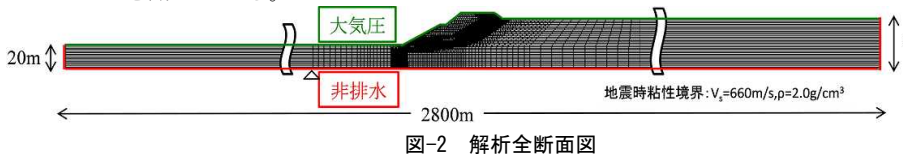


図-2 解析全断面図

2. 解析条件

図-1 は対象盛土をモデル化した有限要素メッシュ図である。下部路体に泥岩が存在し、この泥岩のスレーキングが崩壊の原因とされている。その他の盛土の大部分は良質で締固めやすい砂礫で、地盤は硬い泥岩とやや軟弱な谷床堆積物で構成されている。泥岩、谷床堆積物、砂礫については、現地調査を参考に、材料定数および初期値を決定した。表-1,2 に材料定数と初期値を、図-2 に解析全断面を示す。解析は盛土や地盤が車両進行方向に等断面で構成されているとして、平面ひずみ条件で全断面としている。水理境界は両端と下端を非排水条件とし、地表面のみ排水条件とした。なお、盛土、地盤ともに完全飽和状態を仮定している。地震時には、側方要素の反射を考慮し、側方要素単純せん断境界を地盤の両端に設定した。また、地震波の全反射を防ぐために、地盤の下端の水平方向に粘性境界($V_s=660\text{m/s}$)を設けている。

初期地盤を作製し、その後、盛土材として、高さ約 1m の有限要素メッシュを順次追加することにより、盛土を構築した。泥岩の材料定数は、建設時を想定しスレーキング前の状態を設定した。そして、盛土構築後、十分水圧が消散し安定するまでの圧密計算を行った。

地震応答解析については、泥岩にスレーキングが生じた場合（「スレーキングあり」と呼ぶ）、圧密後、泥岩盛土部のみをスレーキングが生じた場合の泥岩の材料定数に置き換えて、スレーキングが生じない場合（「スレーキング無し」と呼ぶ）は、材料定数をそのままにして、地震動を下端節点の水平方向に入力した。現地調査でスレーキングした泥岩と健全な泥岩に対して行った力学試験を SYS Cam-clay model²⁾によって再現することにより、泥岩はスレーキングを起こすと、構造が低位化することが分かっている。

図-3 に入力地震動を示す。入力地震動は、駿河湾沖地震時の崩壊現場から最も近い KiK-net 藤枝観測所における基盤での観測波³⁾を用いた。この際、翠川の式⁴⁾によって、方向補正とせん断波速度の違いの補正を行った。

3. 解析結果

図-4 に解析結果を示す。スレーキングありの盛土は、地震中に泥岩部に大きいひずみが発生し、法尻が前にせり出し変形している。その後、スレーキングありの盛土は大規模な円弧滑り破壊が起きた。実際の崩壊を地震後に遅れて崩壊

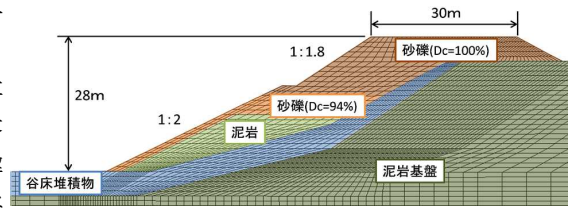


図-1 解析断面 (盛土のみ拡大)

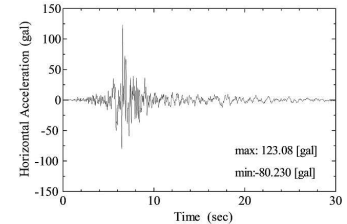


図-3 入力地震動^{3), 4)}

表-1 材料定数

	泥岩	砂礫
弾塑性パラメータ		
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.057	0.038
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.005	0.003
限界状態定数 M	1.200	1.650
NCL の切片 N	1.635	1.456
ポアソン比 ν	0.300	0.300
発展則パラメータ		
正規圧密土化指数 m	0.300	0.100
構造劣化指数 a	0.300	2.000
b	1.000	1.000
c	1.000	1.000
塑性指数 c_s	0.200	1.000
回転硬化指数 b_r	0.001	0.001
回転硬化限界定数 m_b	0.100	0.100

表-2 初期値

	構造の程度	比体積
泥岩地盤	15	1.200
泥岩盛土 (スレーキング前)	72	1.757
泥岩盛土 (スレーキング後)	15	スレーキング前と同じ
谷床堆積物	8.0	1.653
砂礫(Dc=94%)	1.000	1.489
砂礫(Dc=100%)	1.000	1.390

する点や崩壊形状は再現することができた一方、スレーキング無しの盛土は、地震によって崩壊することはなかった。

図-5 は図-4 に示す節点 1 における応答加速度を、図-6 は応答加速度のフーリエスペクトルを示す。節点 1 は泥岩と砂礫の境界である。応答加速度を見ると、スレーキングありの場合、8~12 秒において急激に地震動の周期が長くなっている様子がわかる。フーリエスペクトルを見ると、スレーキング無しは周期 1 秒前後が卓越しており、スレーキングありは、周期 8~9 秒の長周期成分が卓越している様子がわかる。

図-7 は要素 1 (泥岩) の力学挙動を示す。スレーキングありのケースでは、地震中に繰返し载荷を受けることによって、塑性圧縮を伴う軟化挙動を示し、有効応力パスは原点近くに達する。この際、正の過剰間隙水圧が発生するとともに、ひずみが大きく進展する。地震後に平均有効応力はやや回復するが、比体積の変化はほとんど見られなかった。

図-8 は要素 2 (砂礫) における力学挙動を示す。スレーキングありの方がスレーキング無しに比べて、地震中に大きい軸差応力が発生し、負の過剰間隙水圧も大きく発生している。地震後、両者ともに負の過剰間隙水圧が消散し、比体積が増大、スレーキングありの方が膨張量も大きい。また、吸水中には軟化挙動もみられた。地震後に何度か平均有効応力の増減や水圧の増減が見られる。図には示すことはできないが、滑ったり、止まったりを繰り返しているためこのような増減が現れた。

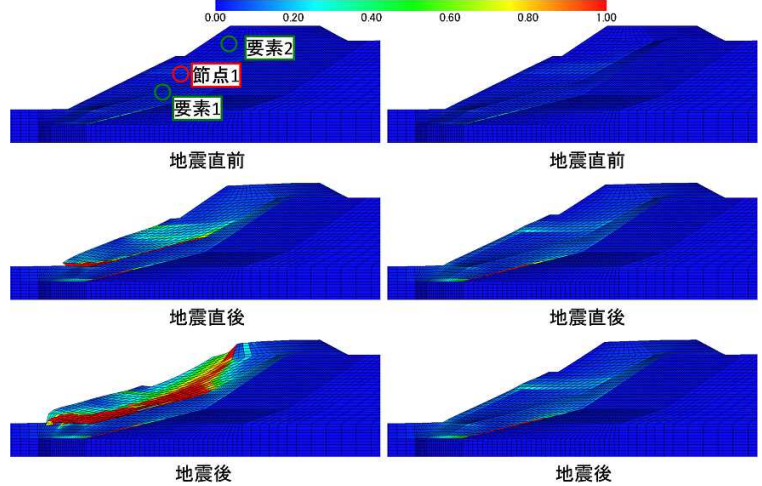


図-4 せん断ひずみ分布

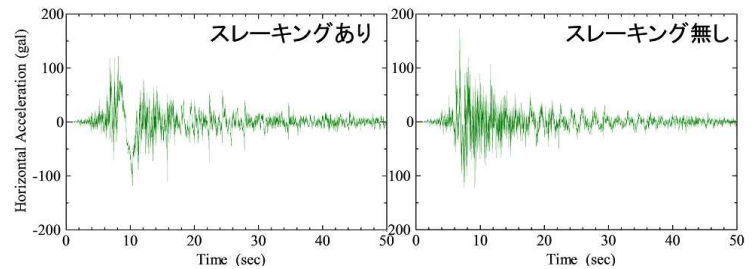


図-5 加速度応答

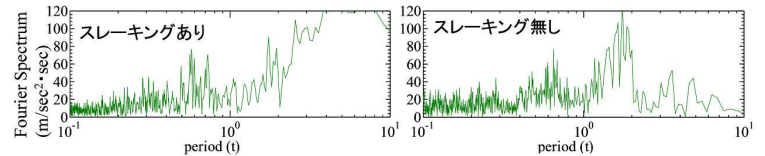


図-6 加速度のフーリエスペクトル

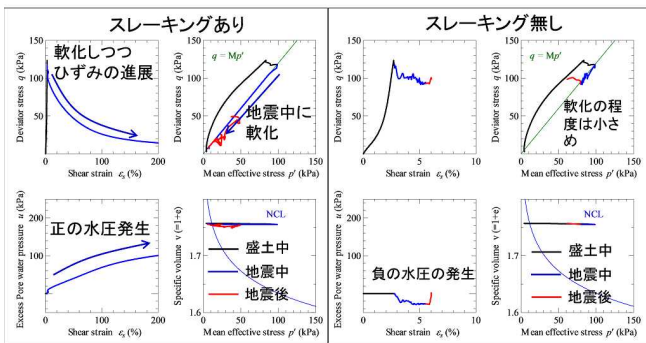


図-7 要素 1 の力学挙動

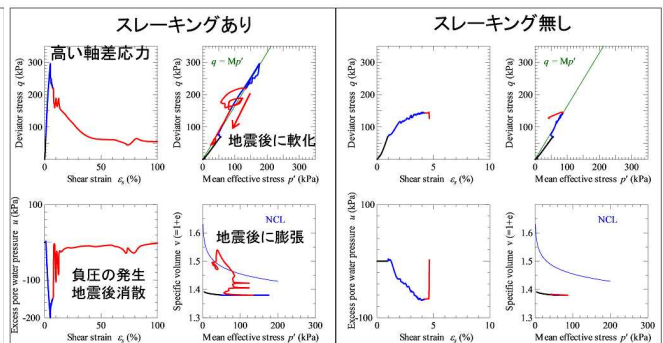


図-8 要素 2 の力学挙動

4. まとめ

本研究では、対象盛土の崩壊挙動を地震後に遅れて崩壊する点や崩壊形状は再現することができた。計算では地震前にスレーキングにより軟弱化していた泥岩は、地震中に塑性圧縮を伴う軟化挙動に伴い大変形している。また、節点 1 において、スレーキングありの場合は、泥岩が軟弱化していることにより、地震動の長周期成分が卓越している。砂礫部分は、スレーキング無しの場合と比較して、スレーキングありの方が、地震中に軸差応力や負の過剰間隙水圧が大きく発生しており、スレーキングありの場合、水圧の消散に伴い膨張し、軟化挙動も見られた。牧之原盛土の崩壊において、スレーキングによる泥岩の軟弱化が盛土崩壊の原因となったと言われているが、数値解析でも同様のことが示せた。

参考文献) 1) 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 2) Asaoka, A. et al, Anelasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S&F, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002 3) 防災科学技術研究所強震ネットワーク Kik-net, 4) 翠川三郎, 関東平野を対象とした震度分布予測, 構造工学論文集, Vol33B, pp.43-48, 1987.