

引張破壊を考慮した土弾塑性モデルに基づく盛土の地震時破壊性状に関する研究

京都大学 学生会員 ○中田 光彦

京都大学 正会員 澤田 純男

京都大学 正会員 後藤 浩之

1. 目的

現在、土木構造物の盛土の耐震設計は斜面の解析として基本的な Newmark 法¹⁾や、震度法に基づいてなされているものが多い。Newmark 法は破壊メカニズムを円弧すべりと仮定したもので、円弧すべりブロックを剛体とみなし、剛体の単純な一自由度の動的解析の結果に基づいてすべり変位を求める。震度法は静的外力を水平方向に与え、斜面の安定解析を行うもので、ともにせん断破壊以外の破壊メカニズムを考慮していない。

しかし、地震後の被害調査によれば、実際の破壊メカニズムは必ずしも円弧すべりではなく、盛土の法面などに引張クラックが発生しているものなどが観察されている。そのため、盛土の耐震性の検証においても、破壊メカニズムとして引張破壊を考慮する必要がある。Sakai *et al.*²⁾は引張破壊を考慮した構成則を用いて、盛土の崩壊シミュレーションを行っているが、他に引張破壊を考慮した構成則を用いた盛土の動的挙動に関する研究は少ない。そこで本研究では、既往のせん断挙動を表現する砂の弾塑性モデルに引張降伏条件を導入したモデルを用いて数値解析を行い、盛土の地震時応答解析から破壊メカニズムの検討を行った。

2. 解析手法

砂のせん断挙動を表現するモデルとして、有効拘束圧、間隙比の変化の影響を考慮できる Li and Dafalias モデル³⁾を採用し、これに簡便な引張降伏条件を付与する。引張降伏条件は最小主応力が 0 に等しい条件とし、塑性ポテンシャルは塑性ひずみ増分が応力と同じ方向を向くように引張側に球形キャップ状とした。本モデルにおける特徴を見るために、正拘束圧下における圧縮、引張試験を想定した要素レベルでの解析を行い、その応力 - ひずみ関係、応力経路などの挙動を調べる。

数値解析は有限要素法に上記の土弾塑性モデルを導入し行う。盛土は乾燥砂で作られているとし、間隙水圧の影響は考慮していない。まず自重解析を行った後、入力地震動を図 2 のように与え、動的解析を行う。なお、引張破壊は盛土の自重解析と動的応答解析の両者による体積ひずみの和が負となるとき、すなわち自然状態から体積が膨張した状態と定義する。

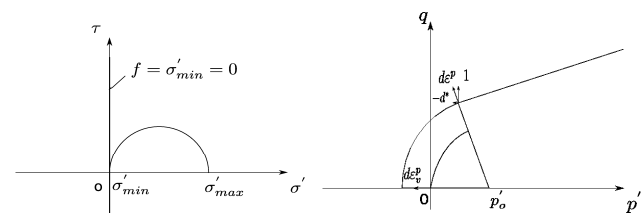


図 1 引張降伏関数(左)と塑性ポテンシャル(右)

盛土			地盤 1		
弾性定数	限界状態定数	塑性定数	弾性定数	限界状態定数	塑性定数
$G_0 = 140$	$M = 2.0$	$d_0 = 0.88$	$G_0 = 160$	$M = 2.0$	$d_0 = 0.88$
$\nu = 0.05$	$e_r = 0.934$	$m = 3.5$	$\nu = 0.05$	$e_r = 0.934$	$m = 3.5$
$p_a = 101.2\text{kPa}$	$\lambda_c = 0.019$	$h_1 = 3.15$	$p_a = 101.2\text{kPa}$	$\lambda_c = 0.019$	$h_1 = 3.15$
	$\xi = 0.7$	$h_2 = 3.05$		$\xi = 0.7$	$h_2 = 3.05$
		$n = 1$			$n = 1$
単位体積重量		17.0kN/m ³	単位体積重量		17.0kN/m ³
初期間隙比		0.7	初期間隙比		0.7

表 1 モデルパラメータ

3. 解析結果

解析の結果、図 2 の b 点の波に対応するフェーズが到達したとき盛土の左法肩に位置する要素において引張破壊が発生した。引張破壊発生時の体積ひずみ分布、せん断ひずみ分布を図 3 に示す。

体積ひずみ分布をみると、引張破壊が発生した盛土の法肩要素を中心とした付近の法肩から法面付近にかけては体積ひずみの値が非常に小さく、引張降伏状態にあるといえる。逆にせん断ひずみ分布は盛土左下部で

キーワード 盛土, 破壊性状, 引張破壊, 土弾塑性モデル, 動的解析

連絡先 〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄 京都大学 耐震基礎分野 TEL 0774-38-4069

せん断ひずみが大きく、法肩から天端にかけてせん断面の形成過程が観察される。

盛土全体において引張破壊発生箇所、せん断が卓越している場所として図4に示すように、要素 A, B を定め、それぞれの中心における応力経路、有効拘束圧 - 体積ひずみ関係を図5, 6に示す。ただし要素 A においては引張破壊発生時までを示した。図中の T_a , T_b は入力波の a 点, b 点に対応する波のフェーズが到達した時刻に対応する。応力経路から引張降伏後の挙動が見られ、有効拘束圧 - 体積ひずみ関係からは、要素 B で体積ひずみが大きく増加しているのに対し、要素 A では引張降伏により体積ひずみの減少が大きくなっていることがわかる。

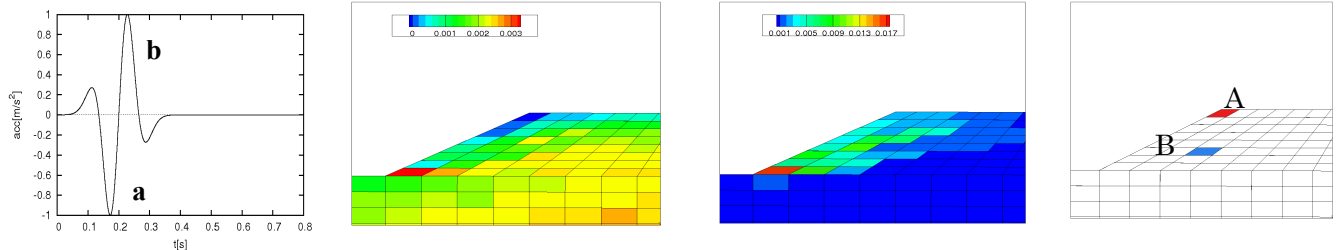


図2 入力加速度の時刻歴 図3 体積ひずみ分布(左)とせん断ひずみ分布(右) 図4 要素 A, B の位置

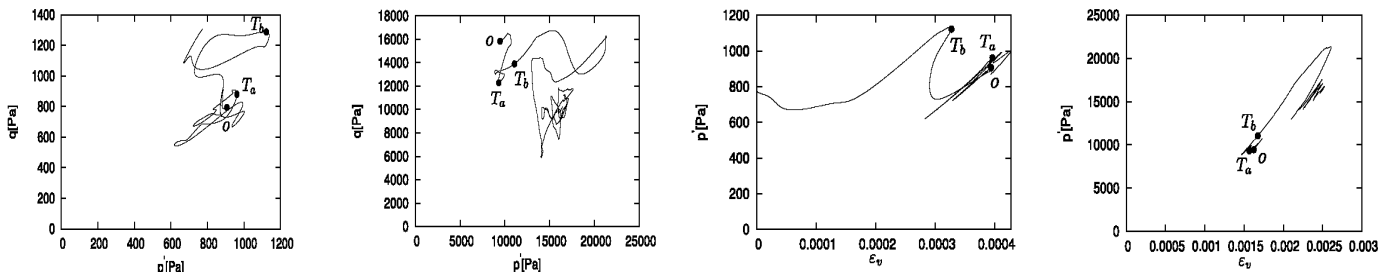


図5 要素 A(左), B(右)における応力経路

図6 要素 A(左), B(右)における有効応力 - 体積ひずみ関係

パラメータの違いによる破壊性状の違いに関する検討として、密度を変化させたときの破壊性状について調べる。図7, 8はそれぞれ初期間隙比がそれぞれ 0.65, 0.75 における引張破壊発生時の体積ひずみ分布を示す。初期間隙比が小さいほど体積ひずみが小さく、初期間隙比が大きいほどせん断ひずみが大きい。このことから、初期間隙比が小さい、すなわち密な砂であるほど引張破壊モードとなり、逆に緩い砂であるほどせん断破壊モードが卓越する傾向にあることがわかる。

また他にも法面勾配、入力周波数を変化させ比較したところ、法面勾配が急で入力周波数が高いほど引張破壊が卓越し、法面勾配が緩く、入力周波数が低いほどせん断破壊が卓越するという結果が得られた。

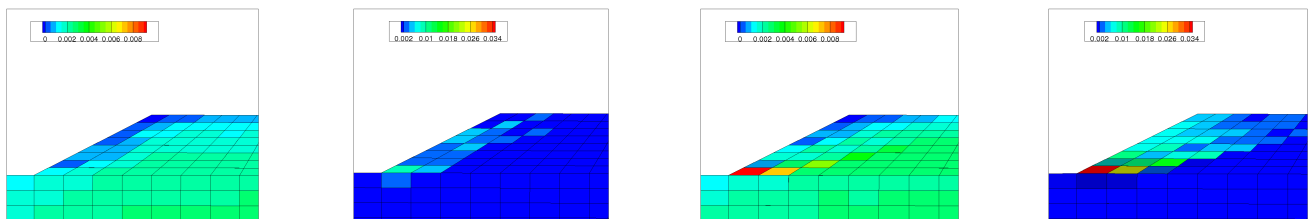


図7 間隙比 0.65 の砂における体積ひずみ分布(左)とせん断ひずみ分布(右) 図8 間隙比 0.75 の砂における体積ひずみ分布(左)とせん断ひずみ分布(右)

参考文献

- 1) Newmark, N. M. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, *Geotechnique*, Vol.15, pp.139-159, 1965.
- 2) Sakai, H. Sawada, S. and Toki, K. Simulation of non-linear seismic response of embankment considering tensile failure of soil, *ISEE KOBE*, January 13-16, 2005.
- 3) Li, X. L. and Dafalias, Y. F. Dilatancy for cohesionless soil, *Geotechnique*, Vol.50, pp.449-460, 2000.