盛土の遠心振動台実験に対する SPH 解析

（公財）鉄道総合技術研究所　　正会員　○伊吹　竜一、井澤　淳、土井　達也、小島　謙一
法政大学　正会員　酒井　久和
鳥取大学　正会員　小野　祐輔

１．はじめに

盛土の耐震性能評価では、円弧滑り破壊を前提としたニューマーク法が使用されることが多い[例えば 1), 2)]。しかしながら、この手法では実際の盛土の損傷形態を必ずしも正確に再現できず、適切な耐震性能評価を実施することが困難な場合がある[例えば 3)]。これは、地震時の盛土の被害は沈下や法面のはらみだし、クラックの発生など、滑り破壊には至らない損傷が発生する場合が多いのに対して、円弧滑りによる極限釣り合い法による安全率ではこのような損傷の過程を評価することができないためであると考えられる。一方で、盛土の地震時損傷過程を被害調査のみから把握することは難しいため、筆者らは遠心振動台実験を実施し[4), 5)]、損傷過程の詳細な観察を行っている。本稿では、大変形挙動を追跡可能な SPH 法[6)]を用いて実験の再現解析を実施した。

２．対象実験概要[5)]

対象実験は、破壊に至るまでの盛土の損傷過程を把握するために実施した 1:0.5 勾配盛土の遠心振動台実験とした。本実験では、PIV 法により盛土内部に生じるひずみを精緻に計測している。変形を生じさせて破壊に至るまでの損傷過程を詳細に観察できるよう、目標最大加速度 250gal、1Hz、20 波の正弦波で数回加振した結果、加振によって天端の沈下とそれに伴う水平変位が発生し、4 回目の加振中に**図-1** に示すような滑り破壊に至った。PIV 解析から得られた最大せん断ひずみ分布図（**図-2**）より、法尻における滑り線の起点付近からひずみが集中し始め、徐々にひずみが内部へ進行して滑り線が形成され、滑り破壊に至る様子を観測した。

３．解析条件及び結果

解析に使用したモデルを**図-3** に示す。総粒子数 15,125 個、初期粒子間隔 0.1m、平滑化距離$h = 0.26$mとした。なお、粒子は格子状に配置し、側方と底面における 2 列の粒子（赤色）を固定している。弾塑性モデルは Drucker-Prager モデル、塑性ポテンシャルg は式(1)を採用し、土質パラメータは要素試験結果より**表-1** のように設定した。ここで、J_2は偏差応力の第 2 不変量、I_1は応力の第 1 不変量、ψはダイレイタンシー角である。実験では 4 回目の加振中に盛土が滑り破壊に至ったことから、1 回目加振時に得られた支持地盤の加速度波形（**図-4**）を 4 回入力した。また、積分時間間隔は 5.0×10^{-6}秒とし、式(2)に示す人工粘性のパラメータは、小野ら[7)]を参考に$\alpha = 1$、$\beta = 1$、$\varepsilon = 0.01$と設定した。ここで、$\boldsymbol{x}_i$、$\boldsymbol{v}_i$、ρ_i、c_iは粒子iの座標、速度、密度、P 波速度である。初めに、自重解析を行い、粒子の振動が収束していること、地表面から底面にかけて鉛直応力分布が滑らかに変化していることを確認した。そして、その応力状態を引継いで実験の再現解析を行った。

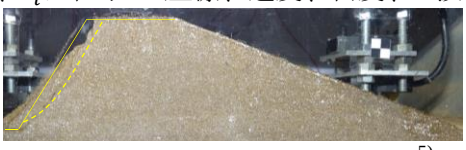

図-1　破壊後の 1:0.5 勾配盛土[5)]

$$g = \sqrt{J_2} + 3I_1 sin\psi \quad (1)$$

$$\Pi_{ij} = \frac{-\alpha \bar{c}_{ij}\mu_{ij} + \beta \bar{\mu}_{ij}^2}{\bar{\rho}_{ij}} \quad (2)$$

$$\bar{\mu}_{ij} = \frac{h(\boldsymbol{v}_i - \boldsymbol{v}_j)\cdot(\boldsymbol{x}_i - \boldsymbol{x}_j)}{|\boldsymbol{x}_i - \boldsymbol{x}_j|^2 + \varepsilon h^2} \quad (3)$$

$$\bar{c}_{ij} = \frac{c_i + c_j}{2} \quad (4)$$

$$\bar{\rho}_{ij} = \frac{\rho_i + \rho_j}{2} \quad (5)$$

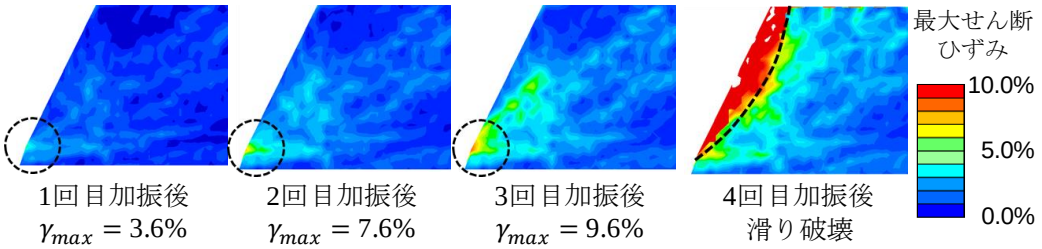

図-2　各加振終了後の最大せん断ひずみγ_{max}分布図（1:0.5 勾配盛土）[5)]

キーワード　盛土、遠心振動台実験、数値解析、SPH 法
連絡先　〒185-8540　東京都国分寺市光町 2 丁目　（公財）鉄道総合技術研究所　ＴＥＬ042-573-7394

© Japan Society of Civil Engineers

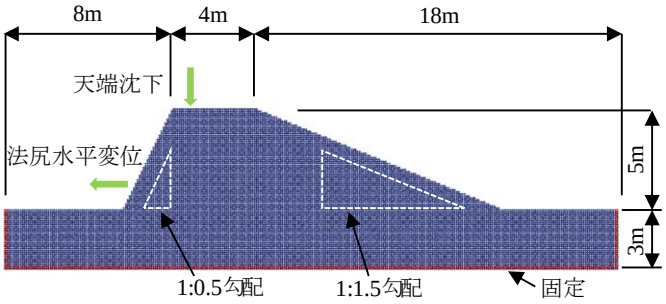

図-3　解析モデル

表-1　土質パラメータ

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング率 (kN/m^2)	ポアソン比	粘着力 (kPa)	内部摩擦角 (°)
江戸崎砂 (Dc=85%)	16.6	9.86×10^4	0.45	5.0	30.0

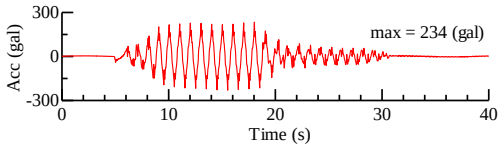

図-4　入力加速度

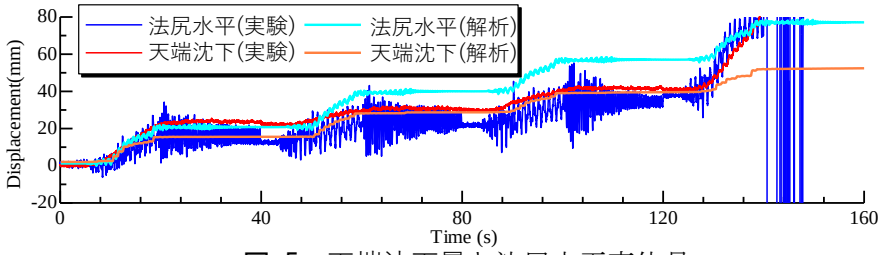

図-5　天端沈下量と法尻水平変位量

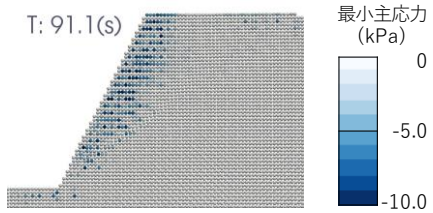

図-7　加振中の最小主応力分布図

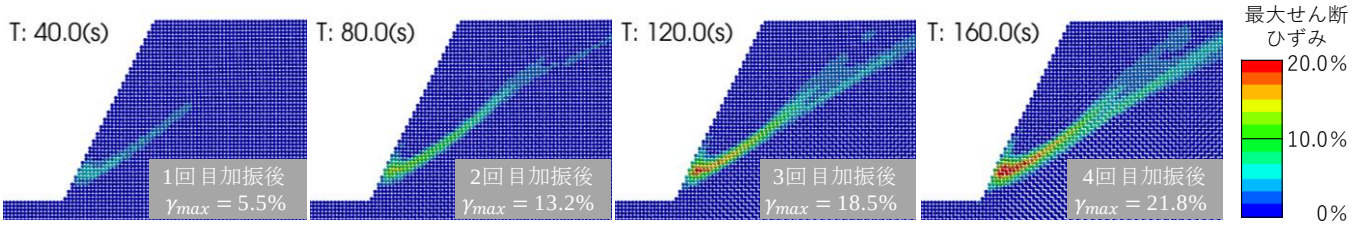

図-6　各加振終了後の最大せん断ひずみγ_{max}分布図

図-5 に実験と解析における時刻歴変位量、**図-6** に各加振終了後の最大せん断ひずみ分布図を示す。加振によって、段階的な天端の沈下と法尻の水平変位の発生、法尻付近からひずみが集中し始め、その領域を起点とした滑り線の形成がみられる。この挙動は図-2 に示すように実験を概ね再現できていることがわかる。しかしながら、滑り線は実験と比べて深く位置し、ひずみが発生する領域が実験よりも盛土内部で拡大する傾向が見られた。また、天端沈下量は実験と概ね一致しているものの、法尻水平変位量は実験の 1.8 倍程度、最大せん断ひずみは実験の 2 倍程度の大きさであることがわかる。これは、深い位置に滑り線が形成され、滑り土塊が大きくなることで、水平方向への滑動力が増大したためであると考える。また、実験において滑り破壊に至ったときと同程度の法尻水平変位量が発生した場合でも、滑り破壊が生じていないこともわかる。今後は、これらの差異が生じる要因を明らかにするため、パラメータの感度分析等を実施する予定である。また、**図-7** に示す最小主応力分布図より、法肩や法面表面の付近で大きな引張応力が発生していることを確認した。したがって、no tension 解析などの手法を導入し、引張りの影響をより適切に評価する必要があると考える。

4．まとめ

本稿では、SPH 法[6]を用いて盛土の遠心振動台実験[5]の再現解析を行った。その結果、実験と比べて深い位置での滑り線であったが、法尻付近からひずみが集中して滑り線が形成される損傷過程を再現できた。また、実験とは異なり加振によって滑り破壊に至らなかったものの、天端・法尻の変位量が発生する傾向は概ね一致した。今後はパラメータの感度分析等を行うことで、さらなる精度の向上を目指していく。

参考文献　1)（公財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2007.　2)（公財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.　3) 藤原ら：東北地方太平洋沖地震の鉄道盛土円弧すべり解析による被害要因の考察, 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）, Vol. 71, No. 4, pp. I_87-94, 2015.　4) 鈴木ら：地震時の滑り破壊前の盛土の損傷レベル評価に関する遠心振動台実験 その 1, 第 55 回地盤工学研究発表会, 2020.（投稿中）　5) 小島ら：地震時の滑り破壊前の盛土の損傷レベル評価に関する遠心振動台実験 その 2, 第 55 回地盤工学研究発表会, 2020.（投稿中）　6) 小野ら：SPH 法による土構造物の弾塑性解析, 応用力学論文集, Vol. 9, pp. 717-723, 2006.　7) 小野ら：SPH 法を用いた荒砥沢地すべりの 3 次元解析,土木学会論文集 A1（構造・地震工学）, Vol. 73, No. 4, pp. I_346-I356, 2017.

© Japan Society of Civil Engineers