熊本地震における強度・変形特性の低下による火山灰性粘性土地盤の不安定化とその評価

応用地質　正会員　○渡邊　大樹
茨城大学　フェロー会員　安原　一哉
茨城大学　正会員　小林　薫
中央開発　正会員　荒井　靖仁
東電設計　正会員　佐藤　恭兵
山口大学　正会員　兵動　正幸

１．はじめに

2016 年 4 月に発生した熊本地震は住宅等に甚大な被害をもたらした．その原因の一つとして，著者らは表層の火山灰質粘性土の強度と変形係数の繰返し軟化が起因していると考えた．本報告では，被災した火山灰質粘性土で造成された宅地盛土の地震後の強度と変形係数の低下特性を考慮した安原ら [1) 2)] による，地震時残留変形予測手法を用いて，被災した戸建て住宅を対象に地震時残留変形量を求めた．次いで，計算結果を松尾・川村ら [3)]が提案した施工管理図に適用して不安定性の評価を行なった．また，その結果の妥当性についてニューマーク法による数値解析により考察した．

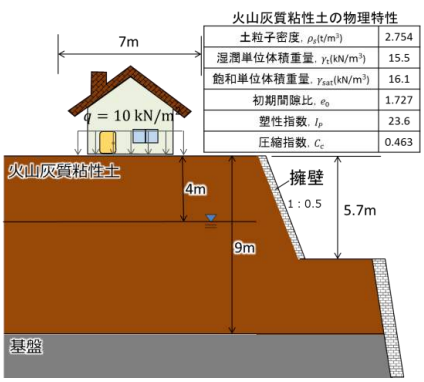

図１　計算モデル

２．地震時沈下および側方変位の簡易予測

図 1 に計算モデルを示す．これは，対象とした盛土宅地において，地すべりが発生した盛土斜面側近の戸建て住宅を模擬している．また，地震時における残留変形は安原ら [1) 2)]が示した強度と変形係数の低下を考慮した残留変形予測モデルを用いており，粘性土における地震時の沈下量ΔS_{cy}は，地震直後に生じる即時沈下量$\Delta S_{i,cy}$と地震により発生した過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量ΔS_{vr}で構成される．これらは式(1)～式(3)より表される．

$$\Delta S_{cy} = \Delta S_{i,cy} + \Delta S_{vr} \quad (1)$$

$$\Delta S_{i,cy} = S_i \times \left\{ \frac{R_q}{R_k} \left[\frac{1 - 1/F_s}{R_q - 1/F_s} \right] \right\} \quad (2)$$

$$\Delta S_{vr} = 0.225 \cdot H \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log n_q \quad (3)$$

ここで，S_iは住宅構築時の即時沈下量，R_q，R_kは非排水せん断強度比，割線変形係数比であり，実験結果より得られた非排水せん断強度比と割線変形係数比を用いている．F_sは支持力安全率，Hは対象地盤の層厚，C_cは圧縮指数，e_0は初期間隙比である．

また，側方変位$\Delta\delta$については以下の式(4)で示される．

$$\Delta\delta = H(1+\nu)\frac{q}{E_{50}}\left\{\left(\frac{1}{R_k}\right) - 1\right\} \quad (4)$$

ここで，νはポアソン比，qは鉛直荷重，E_{50}は割線変形係数である．以上より，火山灰質粘性土で造成された宅地盛土の地震時残留変形予測を行った．図 2 に計算結果を示す．地震時沈下量と側方変位の両者と

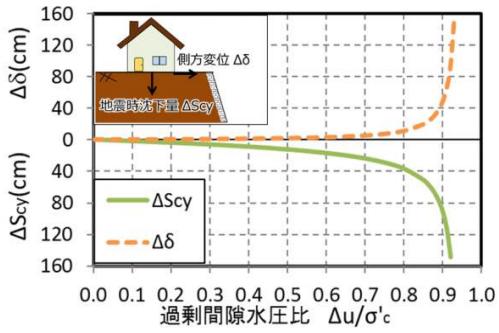

図２　地震時沈下量と側方変位

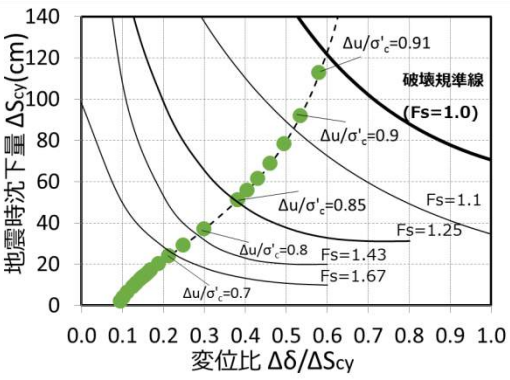

図３　不安定性評価図

キーワード　熊本地震，火山灰質粘性土，不安定化
連絡先　〒316-8511　茨城県日立市中成沢町 4-12-1　茨城大学　理工学研究科　ＴＥＬ0294-38-5004

も過剰間隙水圧比が上昇にするにつれて変形量が増加しており，簡便法より変曲点を求めた結果，過剰間隙水圧比が 0.85～0.9 の値の時に急激な増加することがわかった．

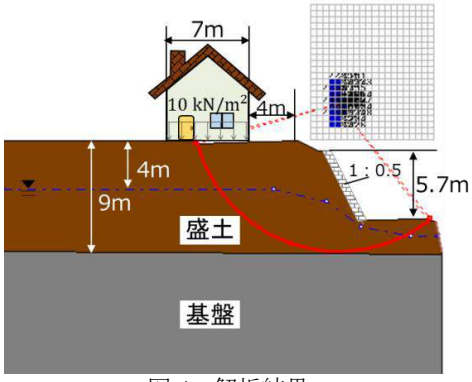

図 4　解析結果

３．不安定性評価

不安定性評価として松尾・川村ら [3]が提案した施工管理図を用いる．図 3 に不安定性評価図を示す．結果として，対象とした宅地盛土において，地震時に発生した過剰間隙水圧比が 0.91 付近で破壊に至り，その時の地震時沈下量と側方変位はそれぞれ約 110 cm，約 65 cm であった．また，図 3 において，F_sが 1.1～1.25 の時に盛土の天端や斜面にクラックが生じることが報告されており [3]，また，対象とした宅地盛土においても地すべりによる深刻なクラック群が生じたと報告されている [4]．このため，本研究ではF_s＝1.25 を不安定化の規準線とした．これより，地震時に発生した過剰間隙水圧比が 0.85 で不安定化に至るとされ，また，図 2 に示した地震時沈下量と側方変位より過剰間隙水圧比が 0.85～0.9 の時に急激な増加を示していることから，対象とした宅地盛土において地震時に過剰間隙水圧比が 0.85 付近において，地すべりが発生し，不安定化に至ったと判断される．その時の地震時沈下量と側方変位は約 50 cm，約 20 cm であった．

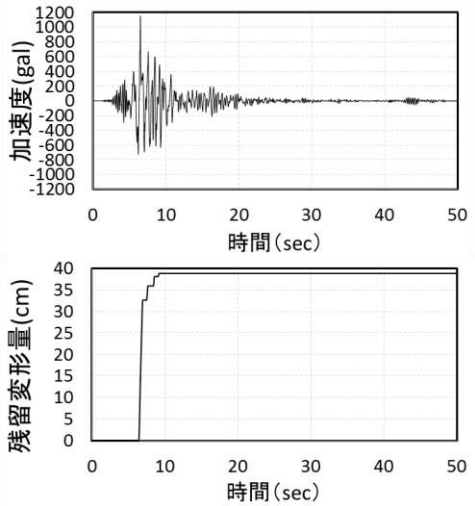

図 5　入力地震動および残留変形量

４．ニューマーク法による地震時残留変形量の把握

ニューマーク法による地震時残留変形解析モデルとして図 1 に示した計算モデルと同様のものを仮定した．すべり面は修正フェレニウス法より常時の安全率が最小となる円弧を設定した．また，地震波は益城町で観測された本震の地震波形を用いた．図 4，図 5 に解析結果，入力地震動および残留変形量を示す．解析によって得られた円弧すべり面は中心半径 R が 12 m，最小安全率は 2.206，降伏震度k_yは 0.572 となり，地震動を入力した結果，残留変形量は 38.8 cm，最大加速度の時の最小安全率は 0.614 と安全率 1.0 を大幅に下回っており，水平震度k_hは 1.181 と非常に大きかった．これは，地震動の最大加速度が 1157 gal と非常に大きかったためであり，残留変形量も大きく変化したことがわかった．また，残留変形量はすべり面に沿った変位量であり，地震時沈下量と側方変位に分解するとそれぞれ，約 37 cm，約 10 cm となった．このため，安原らによる残留変形予測手法で求めた，地震時沈下量の差が 15 cm 以内であり，軟弱地盤対策工指針 [5]によると，一般盛土において許容沈下量は 30 cm 以内であることを考慮すると，提案された地震時残留変形予測手法より求めた変形量の妥当性は高いと言える．

５．まとめ

1) 益城町における火山灰質粘性土で造成された宅地盛土において，地震時において発生した過剰間隙水圧が大きいほど残留変形量が大きくなり，宅地等の上載圧に対して過剰間隙水圧が 0.85 発生した時に不安定化に至ることがわかった．その時の宅地盛土の地震時沈下量と側方変位はそれぞれ，約 50 cm，約 20 cm であった．

2) ニューマーク法による地震時の残留変形解析より得られた残留変形量は 38.8 cm であり，安原らの予測手法で得られた残留変形量と概ね一致することがわかった．

謝辞：益城町の地震波形は防災科研の強震観測網(KiK-net)より公開されたデータを用いた．また，本研究は，文科省科研費基盤研究 A（課題番号 16H02362 研究代表者　安原一哉）の助成を受けて実施した．付記して関係各位に謝意を表す．

参考文献

1) Yasuhara, K., Murakami, S., Toyota, N., and Hyde, A. F. L. (2001). Settlements in fine-grained soils under cyclic loading, Soils and Foundations, Vol. 41, No. 6, pp.25~36. 2) Yasuhara, K., Hyde, A. F. L. and Murakami, S. (2004).: Post-cyclic degradation of saturated plastic silts, Proc. Intn'l Symp. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, pp.275~286. 3) **松尾稔，川村国夫：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図，土と基礎，地盤工学会**, No.1068, pp.5~10, 1978. 4) Masanori Tajiri.: Dameged situation of residential area of Mashiki-town, Proceedings of the International Workshop on the 2016 Kumamoto Earthquake, March 6, 2017, Fukuoka, Japan. 5) **国土交通省北陸地方整備局 HP：設計要領（道路編）平成 29 年 4 月改訂版**，p.8, 2018.02.**現在**