

地震後に発生する道路盛土の崩壊メカニズムに関する土の骨格構造概念に基づく解釈

Interpretation of the mechanism of large-scale land failure after earthquake based on action of the soil skeleton structure

酒井崇之¹, 中野正樹¹, 野田利弘¹

¹ 名古屋大学工学研究科社会基盤工学専攻・t-sakai@soil.civil.nagoya-u.ac.jp

概 要

2007年に発生した能登半島地震が発生し、様々なインフラが大きな被災を受けた。能登有料道路は、特に傾斜地盤に築造した盛土に被害が集中し、水平地盤上の盛土への影響はそれほど大きくなかった。本研究の目的は、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA* により、傾斜地盤上および水平地盤上盛土の地震中から地震後にかけての変形挙動を表現し、両者の違いを考察し、傾斜地盤上盛土の地震後遅れ破壊のメカニズムを明らかにすることである。以下に得られた結論を述べる。(1)盛土材である強風化凝灰岩は、最適含水比よりも含水比が高くなると、一軸圧縮強度が著しく低下し、現場含水比の一軸圧縮強度は最適含水比のそれに比べ、1/3に低下する。(2)解析により、傾斜地盤上の盛土は、地震後円弧すべり状に崩壊し、実現象を再現した。地震後の遅れ破壊は、地震中に盛土内に負の水圧が発生し、地震後、吸水軟化することが原因であり、吸水中は塑性膨張を伴う構造の高位化や正規圧密土化が起きている。(3)水平地盤上盛土は、解析でも崩壊は起こらなかった。その要因は、地震中に正の過剰水圧が発生し、地震後に水圧消散とともに圧密沈下が起こったためである。

キーワード：盛土，動的解析，地震応答，水～土連成有限変形解析，遅れ破壊

1. はじめに

2007年3月25日、石川県輪島市西南沖40kmの日本海でマグニチュード6.9の地震が発生し、七尾市、穴水市、輪島市で深度6強を観測した。いわゆる能登半島地震である。地震により、地盤の液状化や斜面崩壊(写真1)、橋梁崩壊、インフラやライフラインの被害、宅地・建物被害などが起こったが、本研究では特に被害が大きかった能登有料道路の盛土の崩壊に注目する。盛土



写真-1 能登有料道路の斜面崩壊

の大規模崩壊は11箇所が発生し、大規模盛土崩壊箇所の共通点として、谷地形になっており水の供給が多かったこと、傾斜した地盤に造られていたこと、崩壊した土砂が泥土化し法尻から数十メートル先まで流れ出ていたことなどが挙げられる¹⁾。また現場近くの住民の話では、地震後に遅れて大崩壊が起こったとのことである。

地震後の遅れ破壊は、2009年8月11日に駿河湾沖を震源とするマグニチュード6.5の地震により、東名高速道路牧の原SA付近で起きた盛土崩壊でも観測されており、そのメカニズムの解明は今後の盛土耐震強化においても重要な情報となる。

能登半島地震による盛土崩壊に関する研究は、河邑ら²⁾や松本ら^{3),4)}などが行っている。これらの研究においても、盛土崩壊の再現解析を行っているが、滑り面の発生や崩壊モードの比較に注目しており、盛土の変形までは再現していない。また、再現解析では滑り崩壊は地震中に起きていることを前提としている。

そこで本研究の目的は、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA*⁵⁾(All Soils All States All Round Geo-Analysis Integration)により、傾斜地盤上および水平地盤上盛土の地震中から地震後にかけての変形挙動を表現し、両者の違いを考察し、傾斜地盤上盛土の地震後遅れ破壊のメカニズムを明らかにすることである。

本研究では、まず盛土材である強風化凝灰岩(以下能登試料)に対し、各種室内力学試験を行い、弾塑性構成モデル Super/subloading Yield Surfaces Cam-clay model⁶⁾(以後 SYS Cam-clay model)により力学挙動を再現し、盛土材の力学特性を把握する。そして、SYS Cam-clay model を搭載

した水～土連成の動的/静的有限変形解析プログラム GEOASIA を用いて地震応答解析を行い、能登半島地震で起こった能登有料道路の被害、特に傾斜地盤上の盛土の地震後に遅れて崩壊したメカニズムを SYS cam-clay model を用いて骨格構造概念に基づいて解釈する。

2. 盛土材の物理特性・力学特性

2.1 はじめに

本章では、盛土材の地質学的特徴を簡潔に述べ、盛土材の物性を把握するために、数多くある崩壊現場の中でも越の原 IC 付近にある崩壊現場にて採取した試料に対し、各種室内試験を行った。採取した試料の多くは崩壊した盛土より採取したため、不攪乱試料に対しては標準圧密試験のみであり、力学試験は主に突き固めて作製した供試体や、再構成試料に対して行っている。

2.2 盛土材の地質学的特徴

「能登有料道路 復旧工法 検討委員会」⁷⁾によれば、能登半島の大部分を構成する地層は、新生代新第三紀に形成されている。能登半島縦貫有料道路周辺に分布する地層は、概ね新第三紀中新世前期の穴水累層であり、横田 IC 南側の一部では中新世後期の泥岩層が分布する。既往調査結果等から、道路沿いに分布する穴水累層は、主として凝灰角礫岩であり、能登赤土と称され、堆積時の高温酸化とその後の風化・変質作用の進行により赤褐色を呈している（以降、能登試料と呼ぶ）。場所によっては安山岩質角礫自体まで風化・変質が及び、脆弱となり、掘削して乱すと軟泥化しやすい。能登半島有料道路盛土材料は、概ね道路周辺の凝灰角礫岩を掘削して用いる。

2.3 能登試料の物理特性

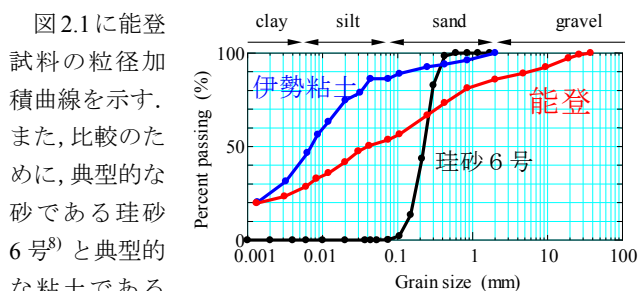


図 2.1 粒径加積曲線

図 2.1 に能登試料の粒径加積曲線を示す。また、比較のために、典型的な砂である珪砂 6 号⁸⁾と典型的な粘土である伊勢粘土⁹⁾の曲線も併せて示す。能登試料は礫から粘土まで幅広い粒径分布であるが、岩砕として粒径を保っている場合が多く、締固めなどにより容易に破碎、泥濁化する。そのため細粒分含有率が約 30% にもなる。土粒子密度 ρ_s は 2.73g/cm^3 、液性限界 w_L は 60.5%、塑性限界 w_P は 42.3% である。

2.4 能登試料の締固め特性

盛土は締固めて作製するため、締固め特性の把握は非常

に重要である。以後、各種力学試験に、2mm ふり通過試料を使用するため、原粒度との違いを調べる必要がある。そこで、原粒度の試料（無分級）と、2mm ふり通過試料に対して締固め試験を行った。なお、試験は A-a 法を採用している。図 2.2 に能登試料の締固め曲線を示す。ふり分けをしたにも拘わらず、両者の締固め曲線はほぼ一致した。これは、能登試料の細粒分が多いため、礫分は締固め特性に影響を及ぼさないことが予想される。最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ は 1.40g/cm^3 であり、最適含水比 w_{opt} は 26.6% である。崩壊現場の盛土の状態を調べたところ、乾燥密度は 1.22g/cm^3 で、含水比は 40% であった。含水比は最適含水比よりも約 15% 大きい。締固め度は 87% であり、盛土の施工基準である 85% は満たしている。

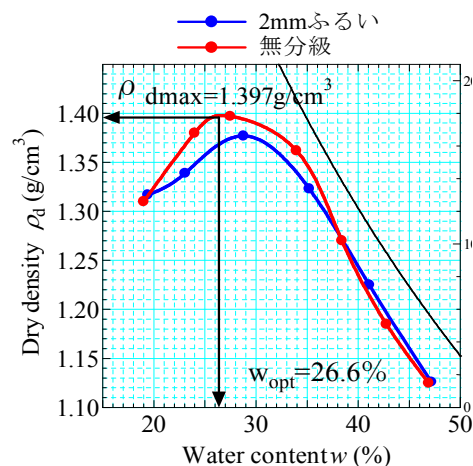


図 2.2 無分級 2mm ふり通過試料の締固め特性

一軸圧縮試験や三軸圧縮試験で用いる供試体は、直径 5cm、高さ 10cm のモールドを用い、突き固めて作製する（以下小モールド法）。A-a 法とはランマーやモールドが異なるため、今回は締固めエネルギーが同じになるように突き固め回数を変えて小モールド法における締固め試験を実施し、モールド寸法と締固め方法の違いが締固め曲線に及ぼす影響を調べた。図 2.3 に A-a 法と小モールド法の締固め曲線を示す。エネルギーに違いがないように試験を実施したのにも拘わらず、締固め曲線に違いがみられる。これはランマー寸法、モールド寸法などの寸法効果、締固め方法の違いが締固め曲線に影響を及ぼすことを示しており注意が必要である。しかし含水比 30% 以上の締固め曲線はほぼ一致していることから、含水比 30% 以上の試料に対しては、小モールド法での寸法効果はほとんどないと考えて良い。

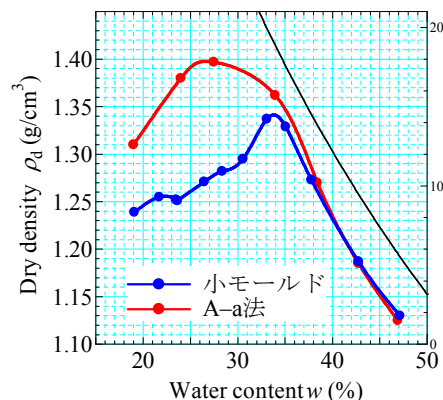


図 2.3 締固め方法の違いの比較

図2.4に各含水比における一軸圧縮試験を示す。図中には A-a 法における締固め曲線も示している。最適含水比よりも乾燥側では、含水比の減少に伴い、強度が増加している。一方で

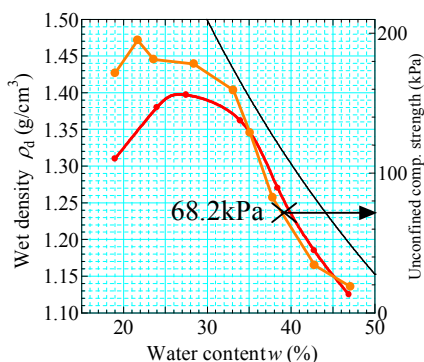


図 2.4 各含水比における一軸圧縮強さ

最適含水比よりも湿潤側では含水比の増加に伴い、急激に一軸圧縮強度が減少しており、現場の含水比(約 40%)では、一軸圧縮強度は約 70kPa で、ピーク時の約 3 分の 1 になる。現場含水比が最適含水比よりもかなり高い場合、また最適含水比よりも高い含水比において、一軸圧縮強度が激減する材料を盛土材として用いる場合には、注意が必要であることを示唆している。

2.5 能登試料の力学特性

2.5.1 標準圧密試験

図 2.5 に標準圧密試験

結果を示す。試験に用いた試料は、2 層×12 回で突固めて作製した試料(突き固め試料)と盛土からブロックサンプリングにより直接採取した不攪乱試料である。突き固め試料は現場盛土を想定しており、不攪

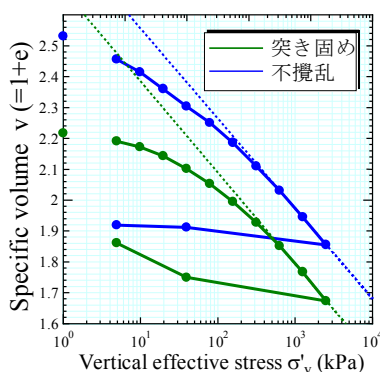


図 2.5 標準圧密試験結果

乱試料と同じような圧縮線を描くと予想したが、同じ鉛直有効応力に対し、低い比体積を示した。不攪乱試料は現地でブロックサンプリング、および標準圧密試験で用いる試料のトリミングが困難であり、多くの誤差が含まれていると思われるものの、突き固め試料で用いた材料が崩壊土砂を使ったため、現場盛土よりも乱されていることは十分に予想される。また、もう一つの特徴として、鉛直有効応力が増加しても、両圧縮線は漸近していないことが挙げられる。

図 2.6 には各載荷段階における透水係数を示す。圧縮するに伴い、透水性が低くなっていることがわかる。不攪

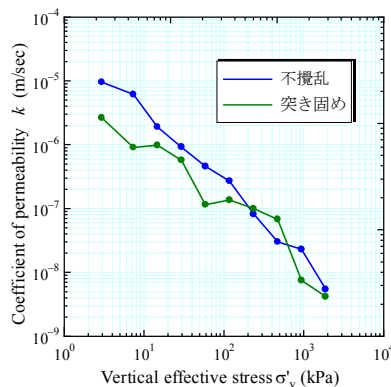


図 2.6 透水係数

乱試料の結果より、盛土の透水係数は鉛直応力を考慮して、 $k = 1 \times 10^{-6} \sim 10^{-7}$ m/sec 程度と設定する。

2.5.2 三軸圧縮試験

盛土材料の破壊に至るまでのせん断挙動を把握するため、圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。用いた試料は再構成試料である。本来なら不攪乱試料も用いるべきであるが、三軸供試体成形が困難であることから、本研究では、再構成試料と突き固め試験の 2 種類を用いている。

再構成試料とは、液性限界の 2 倍の含水比に調整し、一度完全にスラリー状態にした後、平均有効応力 $p' = 196.2 \text{ kPa}$ で予備圧密を行い作製した試料である。この試料をトリミング法で直径 3.5cm、高さ 8cm にして、98.1kPa と、294.3kPa の有効拘束圧で約 24 時間等方圧密を行い、圧密終了後、有効拘束圧を一定にして、軸ひずみ速度 0.015mm/min で軸ひずみ 20% まで非排水せん断試験を行った。

図 2.7 に実験結果を示す。有効応力パスに着目すると、せん断ひずみが 2% 程度までは、平均有効応力の減少に伴う軸差応力の増加が見られるが、それ以降は平均

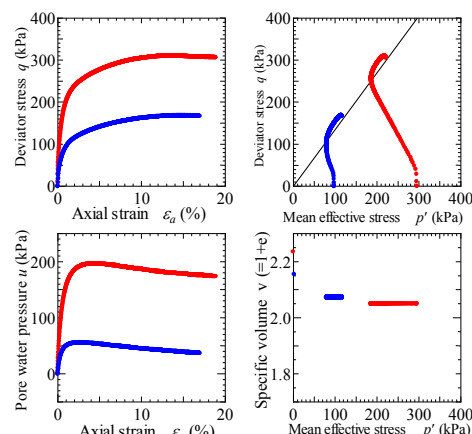


図 2.7 再構成試料の非排水三軸試験結果

有効応力の増加に伴う軸差応力の増加に転じている。せん断後半の軸差応力と平均有効応力の増加過程は、拘束圧が 98.1kPa の試験結果の方が顕著にみられる。

図 2.8 に小モールド法で突き固めた試料(突き固め試料)に対して行った非排水三軸試験結果を示す。供試体の含水比を現場の状態に調整して作製することで、現場の状態を想定している。なお、試験方法は先

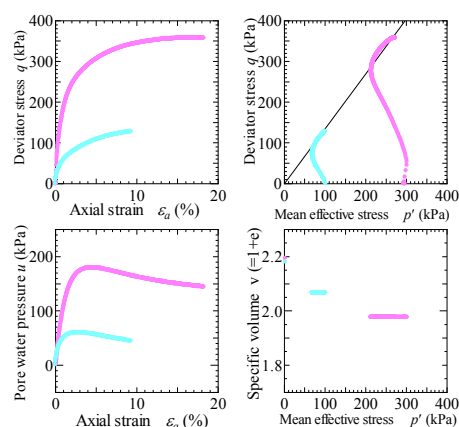


図 2.8 突き固めて作製した試料の非排水三軸試験結果

に示した再構成試料と同様である。再構成試料と似ている挙動が見られるが、突き固めて作製した供試体はせん断ひずみが 5% 程度まで平均有効応力の減少に伴う軸差応力の増加が見られ、剛性は再構成試料に比べて低い。

図 2.9 に再構成試料に対して行った等方圧密試験の結果を示す。こちらもトリミング法で直径 3.5cm, 高さ 8cm にして試験を行った。圧縮線はほぼ直線を示しており, その傾きは 0.115 である。

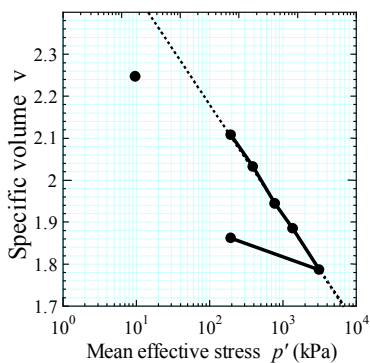


図 2.9 再構成試料の等方圧密試験

3. SYS Cam-clay model による力学特性の解釈

3.1 はじめに

本章では, 2 章で行った力学試験を, 土の骨格構造概念により解釈するとともに, 4 章での盛土—地盤系構造物の地震応答解析を行う際の, 土の材料定数を設定する。

まず 2 章で得られた各種力学試験を一様変形場における弾塑性構成モデル SYS Cam-clay model の応答によって再現する。SYS Cam-clay model は土の骨格構造の働きを示すために, 構造, 過圧密, 異方性の概念を導入し, 塑性変形の進展に伴って骨格構造の状態変化を記述できる弾塑性モデルである。室内試験で得られた力学挙動を再現することで, 材料定数, 初期値のパラメータを同定し, 構造劣化, 過圧密解消, 異方性発達の特性を調べる。材料定数のうち, 弾塑性パラメータは土の状態に依存せず, 土に固有のパラメータである。したがって, 繰り返し試料の再現によって同定するが, 繰り返しでの三軸供試体の作製が困難であるため, 再構成試料の再現により同定する。再構成試料にも構造が多少なりとも残っており, 過圧密も 1.0 ではないことがほとんどである。よって, 適切に初期値, 発展則パラメータを与え, 再現可能なパラメータを同定する。さらに突き固め試料, 不攪乱試料の力学試験結果の再現により, 設定した材料定数の妥当性を確認する。

3.2 再構成試料の力学特性の再現

再構成試料の圧縮特性 (図 2.9) と, せん断特性 (図 2.7) をともに再現するような弾塑性パラメータ, 発展側パラメータ, および初期値を設定する。

図 3.1 に再構成試料の等方圧密試験の再現結果を示す。初期値について, 圧密前の比体積 $v_0 = 2.246$ に対する平均有効応力 $p'_0 = 9.81 \text{ kPa}$ と仮定して設定した。また応力比 $\eta_0 = 0.0$, 異方性 $\xi_0 = 0.0$ と仮定している。

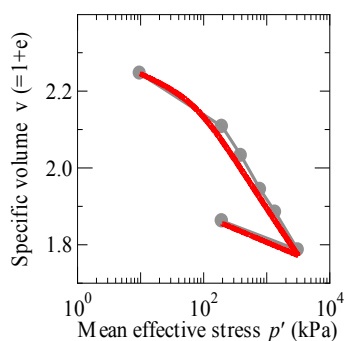


図 3.1 等方圧密試験の再現

図 3.2 に再構成試料の等方圧密過程から非排水せん断過程の再現結果を示す。ここでも等方圧密前の比体積に対する平均有効応力平均有効応力 $p'_0 = 9.81 \text{ kPa}$ と仮定して初期値を設定した。

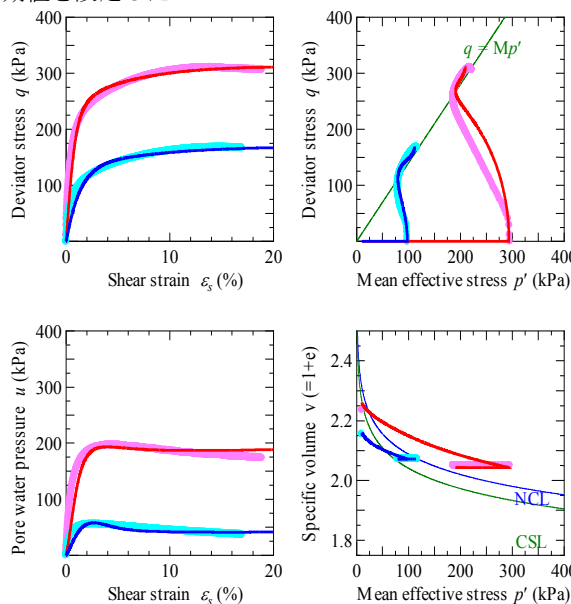


図 3.2 再構成試料の三軸圧縮試験の再現結果

SYS Cam-clay model による構成式応答は, 再構成試料の圧縮特性, せん断特性を十分に再現していることがわかる。以上より決定した材料定数を表 3.1 に, 初期値を表 3.2 に示す。得られた材料定数は, 構造劣化しにくく過圧密が解消しやすい特徴を持つ粘土に比較的似ている。

表 3.1 材料定数

<弾塑性パラメータ>		<発展則パラメータ>	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.098	正規圧密土化指数 m	1.7
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.030	構造劣化指数 a	0.3
限界状態定数 M	1.400	b	1.0
NCL の切片 N	2.090	c	1.0
ボアソン比 ν	0.3	c_s	0.1
		回転硬化指数 b_r	0.3
		回転硬化限界定数 m_b	0.5

表 3.2 再構成試料の初期値

初期値	等方圧密試験	非排水三軸試験 (拘束圧 294.3kPa)	非排水三軸試験 (拘束圧 98.1kPa)
有効拘束圧 p'_0 (kPa)	9.81	9.81	9.81
過圧密比 $1/R_0$	8.38	9.07	14.8
構造の程度 $1/R^*_0$	3.0	4.00	1.50
比体積 v_0	2.25	2.26	2.16
応力比 η_0	0.0	0.0	0.0
異方性の程度 ξ_0	0.0	0.0	0.0

3.3 突き固め試料と不攪乱試料の再現

表 3.1 の材料定数を用いて, 突き固め試料の力学試験の再現を行う。図 3.3 は, 突き固めて作製した試料における非排水三軸試験結果の再現を示している。材料の初期値を標準圧密試験と併せて表 3.3 に示す。突き固めにより, 試料が容易に乱され, 作製した試料は構造の程度が小さくなっている。能登試料は凝灰角礫岩からなり, 締固めには適さない材料であると言われている。しかし初期値を設定することにより, 突き固め試料のせん断特性は再現される。

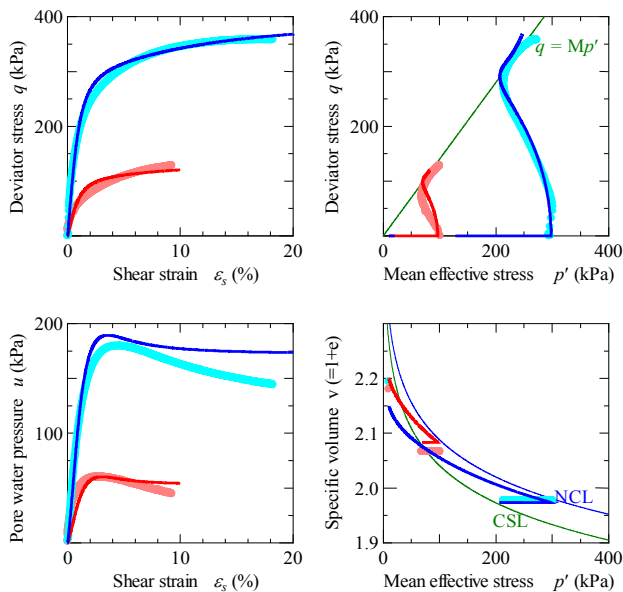


表 3.3 突き固め・不攪乱試料の初期値

初期値	非排水三軸試験 (拘束圧 294.3kPa)	非排水三軸試験 (拘束圧 98.1kPa)	標準圧密試験
有効拘束圧 p'_0 (kPa)	9.81	9.81	1.0
過圧密比 $1/R_0$	12.0	6.57	5.65
構造の程度 $1/R^*_0$	1.05	1.20	5.00
比体積 v_0	2.15	2.20	2.53
応力比 η_0	0.0	0.0	0.0
異方性の程度 ζ_0	0.0	0.0	0.05

突き固め試料が、現場の盛土状態を表していないことは、図2.5の不攪乱試料との標準圧密試験結果との比較で明らかである。そこで、不攪乱試料の標準圧密試験結果を、表3.1の材料定数を用いて再現することを試みた。図3.4は不攪乱の標準圧密試験の再現結果を示す。平均有効応力と比体積は実験結果より決定している。初期状態として $p'_0 = 1.0\text{kPa}$, $v_0 = 2.53$ を設定した。再現結果を見ると、計算結果は実験結果を比

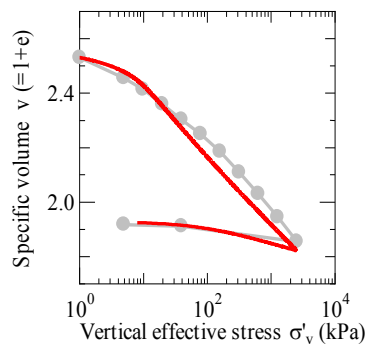


図 3.4 標準圧密試験の再現結果

較的によく表現している。すなわち、再構成試料と締め固め試料の力学挙動を再現する材料定数で、不攪乱試料の一次元圧縮挙動も表現できている。詳しく見ると、計算結果の方が実験結果よりも「下側」に位置し、構造の程度を低く見積もっている。若干の違いはあるものの、本章で得られた材料定数を用いて、盛土―地盤系構造物の計算を次章で行う。

4. 傾斜地盤上盛土および水平地盤上盛土の地震中・地震後の変形解析

4.1 はじめに

1章で示したように、能登半島地震による道路盛土の災害の特徴は、傾斜地盤上の盛土が地震後に円弧すべり状の大崩壊を示し、一方水平地盤上の盛土は崩壊していないことである。そこで、本章では3章において決定した盛土の材料定数を用い、水平地盤と傾斜地盤の2種類の盛土形状に対し、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA* を用いて、2007年能登半島地震の地震応答解析を行う。そして地震中および地震後の変形挙動を示すとともに、代表的な土要素の力学挙動に注目し、土の骨格構造の作用に基づき、両者の変形挙動の違いを解釈する。

4.2 解析条件

(1)解析断面と境界条件

図4.1に水平地盤上、傾斜地盤上の盛土解析に用いた有限要素メッシュ図(盛土構築後)をそれぞれ示す。メッシュ図はそれぞれ、試料を採取した崩壊箇所の盛土・地盤をある程度再現している。基礎地盤は水平地盤では縦20m横500mであり、傾斜地盤では横1000mの地盤の中央に傾斜角15度の斜面が高低差91mで存在している。水理境界は両端、下端は非排水条件で、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となっている。地震時には、傾斜地盤・水平地盤ともに周期境界を設け両端に等変位境界を入力し、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を設けている。また、盛土は地盤に比べてメッシュを細かく切った。傾斜地盤上の

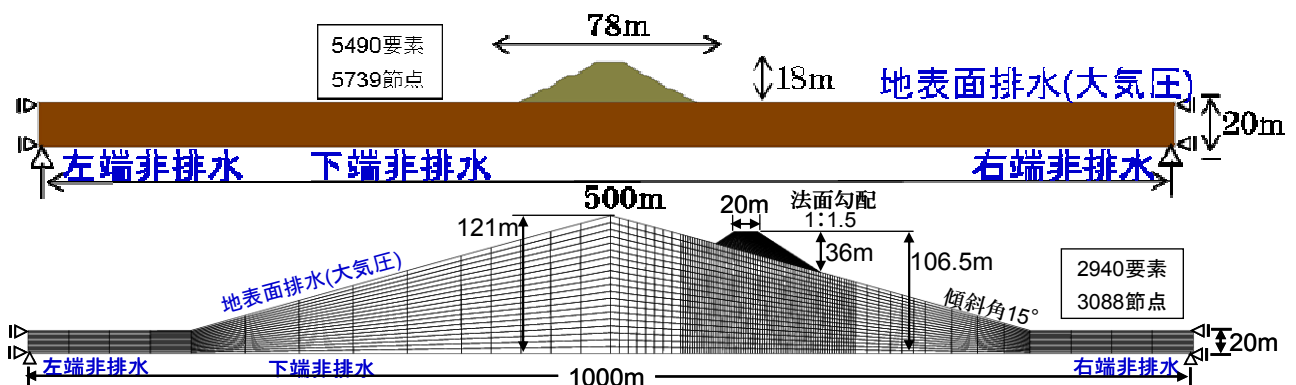


図 4.1 解析全断面図

盛土は天端幅 20m, 法面勾配 1:1.5, 盛土高 36m の盛土を構築する。盛土の施工過程は、地盤の所定の位置に水～土二相系の弾塑性体として有限要素を追加し、圧密が終了するまで計算することで同定した。ここでは実際の盛土とは異なり、一回で全ての盛土要素を基礎地盤上に立ち上げ、過剰間隙水圧が十分に消散するよう 20 年間の圧密放置を行っている。水平地盤上の盛土は天端幅 12m, 盛土高 18m, 法面勾配は一段目では 1:1.8, 二段目, 三段目は 1:1.5 である。また、傾斜地盤とは異なり、高さ 1m の要素を 18 回追加することにより段階載荷を表現した。この時、盛土作製の速さは実際の施工速度である 0.33m/day となるようにし、また、圧密による盛土の沈下を考慮して、所定の天端高になるように調整した。解析は盛土が進行方向に等断面で構成されているものとして、平面ひずみ条件で全断面を用いて計算を行った。

(2) 盛土および地盤の材料定数と初期値

解析に用いた材料定数は、3 章で得られた表 3.1 を用いた。初期値は表 4.1 に示す。盛土は現地発生土を利用していると仮定し、盛土と地盤の材料定数は同じとし、初期値を変えている。盛土の初期値は、現地 RI 試験で得られた含水比を参考に比体積の値を決め、構造の値や透水係数は不攪乱試料に対する標準圧密試験より決定した値を用いた。地盤の初期値は、実現象として、崩壊は盛土部のみで起きたことから、地盤の比体積や構造を小さくして、固い地盤を想定した。地盤も盛土も比体積と構造の程度は各層内で一様均質とし、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた。なお、盛土、地盤ともに飽和状態での計算となるため、盛土表面(境界)での水理条件として表面水位が一致するように設定している。つまり盛土には常に水が供給されている状態を想定している。

表 4.1 解析で用いた初期値

	構造 の程度	比体積	初期 応力比	初期 異方性	透水係数 [m/sec]
地盤	1.2	1.60	0.54	0.54	1.00d-9
盛土(傾斜)	7.5	2.14	0.54	0.54	1.00d-5
盛土(水平)	7.5	2.26	0.54	0.54	1.00d-5

(3) 入力地震波の設定

入力地震波には能登地震において観測された地震波を用いた。図 4.2 に地震波を計測した観測点と崩壊箇所の位置関係を示す。今回用いた地震波は崩壊箇所に最も近い穴水観測点で得られた地震波である。

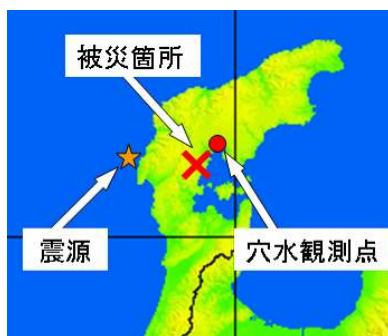


図 4.2 各箇所の位置関係

地震波を

図 4.3 に示す。

最大加速度が 8.96m/s^2 と非常に規模の大きい地震波であることがわ

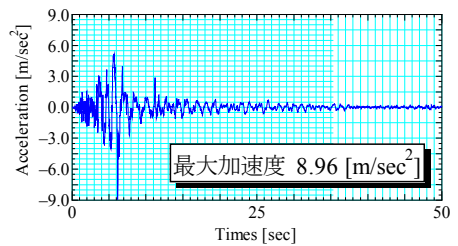


図 4.3 観測地震波

かる。計算を行う際、地震波は基盤面に入力するのだが、観測は地表で行われているために、観測地震波をそのまま入力することはできない。そこで、図 4.3 の地震波の振幅のみを変化させ、それを仮の入力地震波として応答解析を行い、盛土法尻で得られる応答地表地震波が応答最大加速度をはじめ図 4.3 の地震波に最も類似した入力地震波を選定した。最も類似した応答地震波を図 4.4 に示す。この時の入力地震波は地表地震波の振幅の 0.5 倍となり、正式な入力地震波とした。以下のこの地震波を穴水地震波と呼ぶこととする。

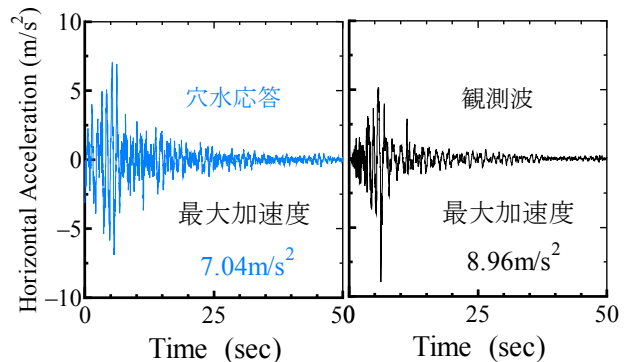


図 4.4 応答加速度

4.3 水平地盤・盛土の解析結果

まず、被害の少なかった水平地盤上の盛土の地震応答解析を示す。図 4.5 は地震直前、地震直後、地震後 20 年経過時点での、せん断ひずみ、平均有効応力、過圧密、比体積の分布である。地震直前では、法尻付近に高いせん断ひずみが発生し、比体積が大きく、過圧密もほとんど解消している。比体積分布に着目すると、盛土の中央部に近くなるほど比体積が小さくなっており、盛土の構築過程や圧密過程が再現できていることがわかる。

地震中においては、盛土堤内において、平均有効応力の減少、つまり正の過剰間隙水圧が発生している。正の過剰間隙水圧は、地震後の消散に伴い、比体積がごくわずかに減少している。また、地震中にうすく円弧状にせん断ひずみが発生しているが、地震後にそれが進展することなく、地震後は安定した挙動を示した。地震後、盛土は圧密により安定化に向かったと考えられる。水平地盤上の盛土は地震により崩壊しないことを再現した。

盛土築造から地震中、地震後にかけての盛土の安定化挙動を土の要素挙動で考察する。今回は盛土堤内の一要素(図 4.5○印)に着目した。○印における力学挙動を図 4.6 に示す。図中の黒線は盛土構築中、青線は地震中、赤線は地

震後の力学挙動をそれぞれ示す。まず盛土構築中の挙動に着目すると、盛土の構築に伴い軸差応力や平均有効応力が上昇し、比体積が減少する。地震中の挙動はほぼ非排水状態で軸差応力の増減が繰り返され、正の過剰間隙水圧が発生し、平均有効応力が減少、過圧密も蓄積している。構造の程度には特に変化は見られなかった。地震後には正の過剰間隙水圧が消散し、平均有効応力が回復すると共に比体積が減少、つまり圧密が起きている。地震により正の過剰間隙水圧が発生し、土の有効拘束圧が減少したが、破壊には至らず、むしろその後の圧密により盛土が安定したために、水平地盤上の盛土は破壊に至らなかった。

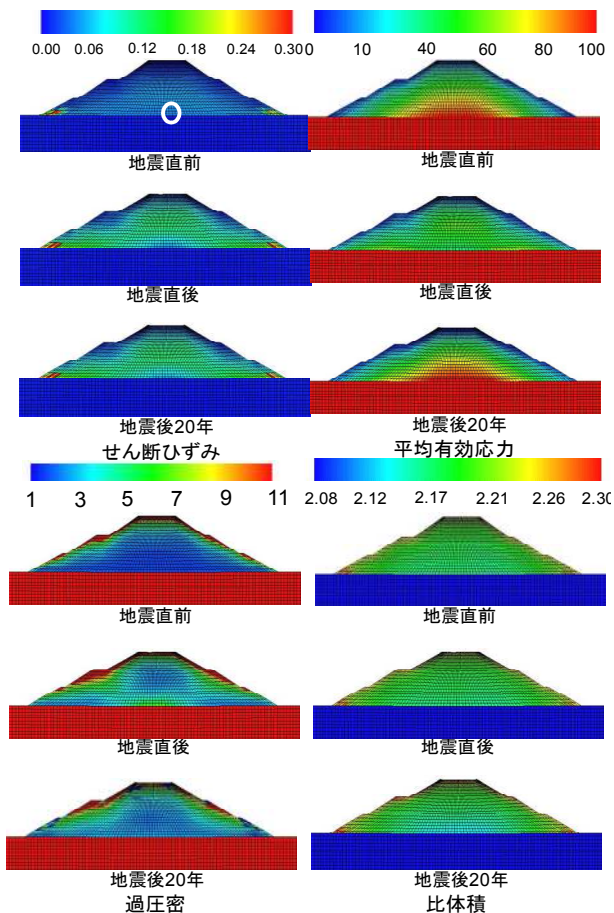


図 4.5 水平地盤解析結果

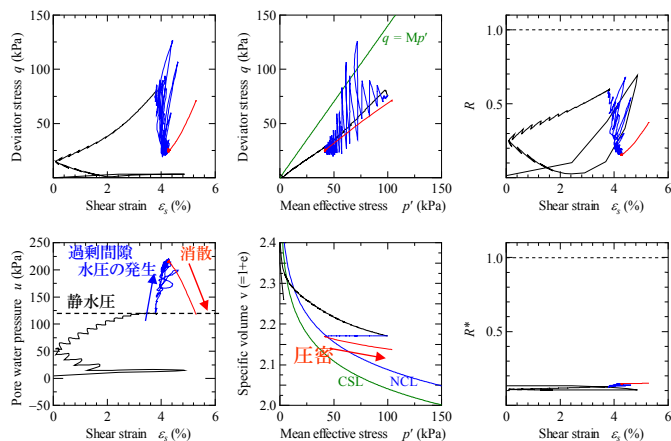


図 4.6 水平地盤力学挙動

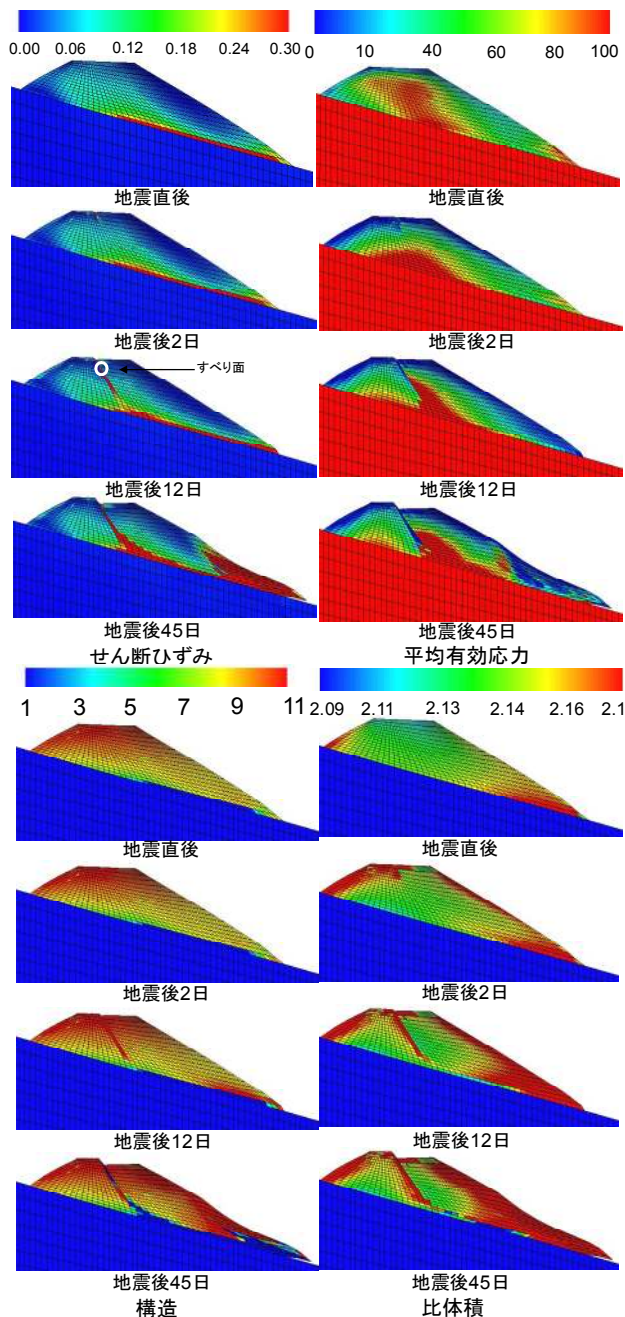


図 4.7 傾斜地盤解析結果

4.4 傾斜地盤・盛土の解析結果

次に地震後に大規模な円弧すべり状の崩壊が起こった傾斜地盤上の盛土の地震応答解析を示す。図 4.7 は地震直後から地震後 45 日までのせん断ひずみ、平均有効応力、構造、比体積の分布の経時変化である。ここには載せていないが地震直前は大きなせん断ひずみが出ていない。しかし、水平地盤とは異なり、段階的な盛土構築は複雑であるため、計算しておらず、別途盛土を構築し、傾斜地盤に貼り付け、圧密計算を行っている。

図 4.7 のせん断ひずみ分布において、地震直後に盛土法尻付近から中央部までの地盤と盛土の境界でせん断ひずみが卓越し、地震後 2 日で盛土天端中央付近から大きなせん断ひずみが発生した。地震 12 日後には円弧すべり状に

せん断ひずみの局所化が起こり、その後、さらにせん断ひずみが進展して、法尻付近も全体的に大きくせん断ひずみが集中する。平均有効応力分布に着目すると、地震中に平均有効応力の増加が見られる。これにより、地震中にせん断を受けてもひずみが進展せずに地震中の崩壊には至らなかった。この平均有効応力の上昇は、後述する土の要素挙動から、負の過剰間隙水圧が生じているためであり、したがって、地震後に負の過剰間隙水圧が消散し、盛土が吸水膨張を起こし、それが原因となり地震後約2日ですべり面が発生する。すべり面においては、構造の高位化や、比体積の増加が見られる。実際の崩壊のスケッチを図4.8に示すが、図4.7はよく再現している。

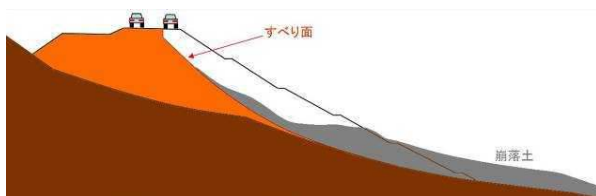


図4.8 実際の盛土崩壊図

盛土築造から地震中、地震後にかけての盛土の崩壊挙動を、土の要素挙動で考察する。図4.9に盛土上部のすべり面における力学挙動を示す。緑点で示している点が地震入力前の状態である。黒線が地震中の挙動で青線と赤線が地震後の挙動を示している。地震中に発生した負の過剰間隙水圧により、平均有効応力が上昇し、地震後に周りから水が供給され、膨張が起こり、その後せん断ひずみが進展、それに伴い再び水圧が減少し、その後軸差応力がピークを迎え、吸水膨張を伴う軟化が起こり、せん断ひずみが一気に進行する。この時点ですべり面が発生したと思われる。吸水膨張時には弾性的にも塑性的にも膨張しており、構造の高位化や、過圧密の解消を一気に起こしている。有効応力パスは原点に向かって動き、崩壊が進行する。

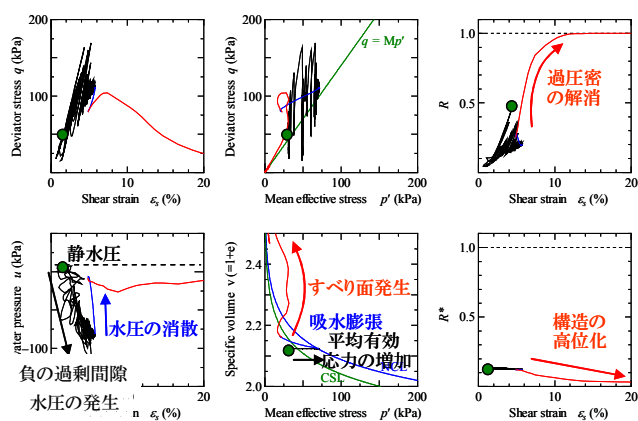


図4.9 滑り面における力学挙動

5. まとめ

2007年能登半島地震による水平地盤上盛土および傾斜地盤上盛土の変形挙動を考察し、傾斜地盤上盛土の地震後遅れ破壊のメカニズムを明らかにするために、室内試験に

よる盛土材料の特性を把握し、水～土連成有限変形解析プログラム *GEOASIA* により水平地盤上盛土および傾斜地盤上盛土の地震中から地震後にかけての変形挙動を再現した。以下に主な結論を述べる。

- (1) 盛土材である強風化凝灰岩は、最適含水比よりも含水比が高くなると、一軸圧縮強度が著しく低下し、現場含水比の一軸圧縮強度は最適含水比のそれに比べ、1/3に低下する。なお、崩壊現場の盛土の状態は最適含水比よりも15%も高かった。
- (2) 再構成試料、突き固め試料および不攪乱試料ともに初期値を適切に設定することにより同じ材料定数で力学挙動を再現することができた。
- (3) 解析により、傾斜地盤上の盛土は、地震後円弧すべり状に崩壊し、実現象を再現した。地震後の遅れ破壊は、地震中に盛土内に負の水圧が発生し、地震後、吸水軟化することが原因であり、吸水中は塑性膨張を伴う構造の高位化や正規圧密土化が起きている。
- (4) 水平地盤上盛土は、解析でも崩壊は起こらなかった。その要因は、地震中に正の過剰水圧が発生し、地震後に水圧消散とともに圧密沈下が進行したためである。

参考文献

- 1) 地盤工学会北陸支部ら：2007年能登半島地震被害調査報告書，pp.20-21，48-49，2007
- 2) 白石直也，河邑眞：能登半島地震における道路盛土被害と地山構造との関連についての動的解析による基礎的検討，平成21年度土木学会中部支部研究発表会，pp.273-274，2010
- 3) 笹欽一ら，能登半島地震による能登有料道路縦一6盛土破壊の事後解析（その3：動的応答解析），第43回地盤工学研究発表会，2008，pp.1733-1734
- 4) 池村太伸ら，2007年能登半島地震における能登有料道路挙動の解析（その3：動的応答解析），第44回地盤工学研究発表会，2009，pp.1533-1534
- 5) Asaoka, A. and Noda, T.(2007):All Soils All States All Round Geo-analysis Integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27.
- 6) Asaoka et al.(2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S & F, 42(5), pp.47-57.
- 7) 能登有料道路復旧工法検討委員会(2008)：平成19年3月25日能登半島地震「能登有料道路復旧工法検討委員会」-土工部会-報告書,平成19年度発表公演集,地盤工学会，第42回，pp.1719-1720.
- 8) Nakano, M., Nakai, K., Noda, T. and Asaoka, A. (2005) : Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by Super/subloading Yield Surface Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.45, No.1, 141-151.
- 9) 小林孝英ら，砂と粘土の混合中間土の構造劣化，過圧密解消特性，第41回地盤工学研究発表会，2006年，pp.369-370