

積雪寒冷環境の間隙水圧・空気圧挙動を 考慮した盛土の地震応答解析

松丸 貴樹¹・川尻 峻三²・岸田 久徳³・田中 悠暉⁴

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: matsumaru.takaki.35@rtri.or.jp

²正会員 北見工業大学助教 工学部社会環境工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165)
E-mail: skawajiri@mail.kitami-it.ac.jp

³学生会員 北見工業大学大学院 工学研究科寒冷地・環境・エネルギー専攻 (同上)
E-mail: hisanori@raitto.co.jp

⁴学生会員 北見工業大学大学院 工学研究科社会環境工学専攻 (同上)
E-mail: m1652200105@std.kitami-it.ac.jp

本研究では、積雪寒冷環境にある盛土の動的挙動を解明することを目的として、実際の盛土での各種計測と、数値解析による耐震性の評価を試みた。まず、実際に積雪寒冷環境にある盛土において、土壌水分量の測定や簡易動的コーン貫入試験により、凍結・融雪期における盛土の水理・力学挙動の把握を行った。その上で、観測された水分変化や N_d 値の変化を踏まえ、土-水-空気連成解析手法により、盛土の動的挙動の解明を試みた。その結果、融雪期においては盛土の耐震性が低下し、特に盛土高さが低い場合に顕著となることや、耐震性低下の要因が積雪・凍結に伴う間隙水・間隙空気境界条件の変化であることが明らかとなった。

Key Words: embankment, snowy cold region, freeze-thaw, dynamic response analysis

1. はじめに

鉄道盛土や道路盛土（以降、盛土とする）では、変状・崩壊に対する復旧が容易なため、近年までは耐震設計は行われてこなかった。しかし、線状に連なる構造物で構成されている鉄道や道路において相対的に耐震性の低い盛土で局部的な崩壊が発生した際には、対象区間全体の運休や通行止めに至る可能性がある。このため、対象区間内の相対的な弱点箇所を抽出し、耐震対策を効果的に行う必要がある¹⁾²⁾。

ところで、積雪寒冷地では融雪期に盛土のり面の崩壊が多発し、この発生要因は融雪水の浸透による飽和度上昇が影響していると考えられている³⁾。一方、新潟県中越地震では、地震前の降雨浸透による飽和度や水位の上昇による土の強度低下が盛土の被害を拡大した要因であると報告されている⁴⁾⁵⁾。このことから、積雪寒冷地の融雪期には飽和度が上昇した状態にあり、盛土の耐震性は低下している状態にあると予想される。

ここで、地盤凍結などの積雪寒冷条件が盛土の動的挙動に及ぼす影響については、列車走行時の振動測定や再現

解析⁶⁾が行われているが、積雪寒冷環境特有の水理境界条件が、地震時における盛土の変形や間隙水圧・間隙空気圧の挙動に及ぼす影響については不明な点が多い。このような地震時挙動が明らかになった場合には、詳細な耐震性の評価が可能となるだけでなく、積雪寒冷環境を考慮した効果的な対策工の開発が見込まれる。

そこで本研究では、まず、凍結・融雪期の水分と力学挙動の把握を目的として、北海道北見市の北見工業大学構内で土中温度、土壌水分の計測に加えて、簡易動的コーン貫入試験を行った。さらに、一連の現地計測結果から、土骨格・間隙水・間隙空気から成る三相系多孔質体を想定した場合に、融雪時における水理境界条件（ここでは間隙水と間隙空気に関する境界条件）を推定し、この境界条件を反映した盛土を対象とした土-水-空気連成の地震応答解析を行い、凍結状態や融雪水による飽和度上昇が地震時の盛土の動的挙動に及ぼす影響について解析的に検討した。

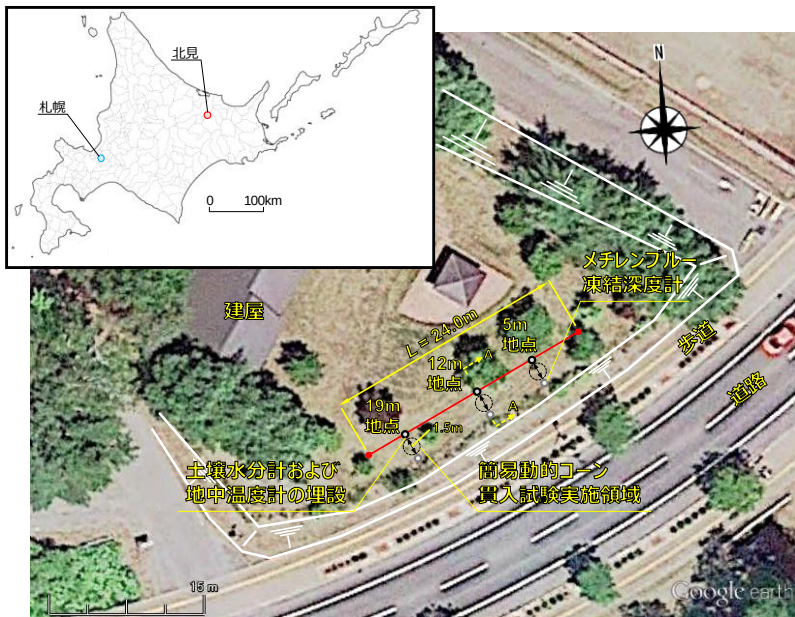


図-1 現地計測箇所の平面図



図-2 計測箇所の概況

2. 現地計測の概要および結果

(1) 現地計測箇所および内容

地中温度および土壌水分の計測と、簡易動的コーン貫入試験の実施箇所は、北見工業大学構内の盛土造成地に設けた測線である。図-1 に当該箇所の平面図を、図-2 に 2015 年 3 月 16 日に撮影した現地の状況を示す。測線長 $L = 24\text{m}$ を概ね三等分した $L = 5\text{m}$, 12m , 19m の位置で、土壌水分および地中温度の計測と簡易貫入動的コーン貫入試験を実施した。図-3 は図 1 中の A-A 断面であり、土壌水分および地中温度の計測機器と、凍結深さを測定するためのメチレンブルー凍結深度計の設置状況の概要を示している。それぞれのセンサーは、所定の位置 ($L = 5\text{m}$, 12m , 19m) で地盤を鉛直に 1.2m 程度掘削し、孔壁の所定深度の位置に原地盤を乱さぬよう慎重に挿入した。掘削孔は計測機器設置後に現地発生土によって埋め戻した。また、観測地点から半径 0.75m の範囲内で観測期間中に定期的に簡易動的コーン貫入試験を行った。ここで、簡易動的コーン貫入試験とは、図-4 で示すように、質量 5kg のハンマーを高さ 50cm から落下させ、先端のコーンが地中に 10cm 貫入するのに要した回数で地盤のコーン貫入抵抗を求めることができる手法である。標準貫入試験よりも容易に浅層地盤の強度を推定できる手法であり、 N 値の相関が確認されている。

また、本研究では凍結深さの影響把握を目的としているため、観測地点で積雪が確認された際には除雪を行い、可能な限り地盤内への凍結深さが大きくなるようにした。

図-5 は採取試料に対して行った粒度試験の結果を示している。また、図-6 に採取した試料を示す。張芝工

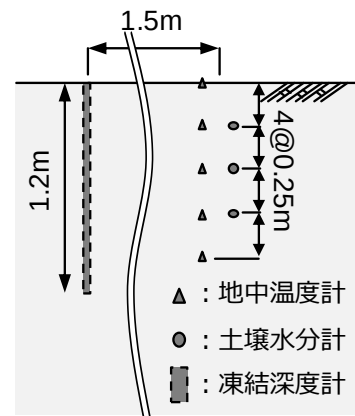


図-3 図-1 中の A-A 断面の概要



図-4 簡易動的コーン貫入試験の実施例

が施工されていると考えられる地表面部では細粒分がやや多いが、地表面より下部では分級された火山灰によって盛土が造成されていることが確認された。

(2) 現地計測結果および考察

図-7 は観測期間中の最大時間雨量 r (mm/h) , 積雪深 z_s (cm) , 凍結深さ z_f (cm) , 気温 T_a (°C) および体積含水率 θ (m^3/m^3) と土中温度 T_s (°C) の変化を示している。なお、 z_f , θ , T_s は代表的な計測結果として、図-1 中の 12m 地点の結果を示している。また、 r , z_s , T_a は観測地点近傍（観測地点より 3km 程度南西に位置している）の AMeDAS（地点名：北見）によって得られたデータである。また、 z_f についてはメチレンブルー凍結深度計と土中温度から算出した値を示している。

地盤強度の変化に与える影響が大きいと考えられる θ の変化を見ると、降雨期（7 月～11 月）では降雨観測時に θ が増加する傾向にあることがわかる。なお、2014 年 9 月における $r = 30\text{mm/h}$ を超える降雨で θ の増加が確認できない理由は、降雨継続時間が短時間であったため、地盤内への雨水浸透が発生しなかったと考えられる。次に 2014 年 12 月以降の θ の変化を見ると、気温が 0°C 以下となる 2014 年 12 月中旬から G.L.-0.25m の θ が低下している。これは、G.L.-0.25m よりも上層地盤で凍結に伴う水分移動が発生することで、当該箇所の含水比が低下

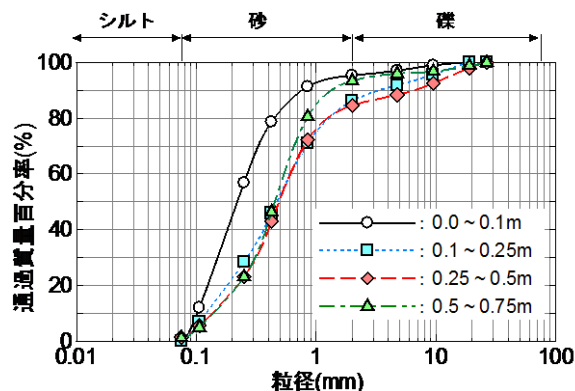


図-5 各深度での粒度分布

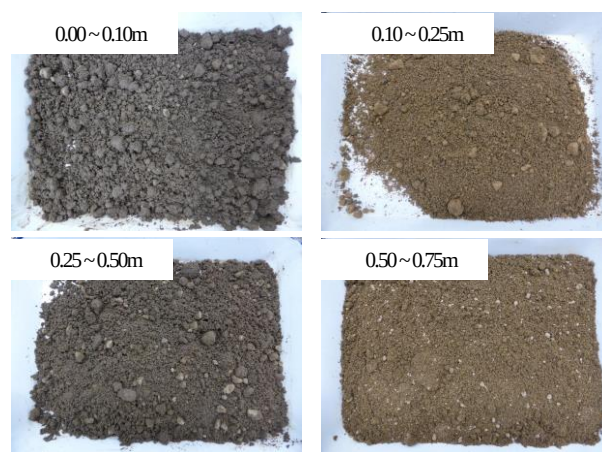


図-6 各深度での採取試料

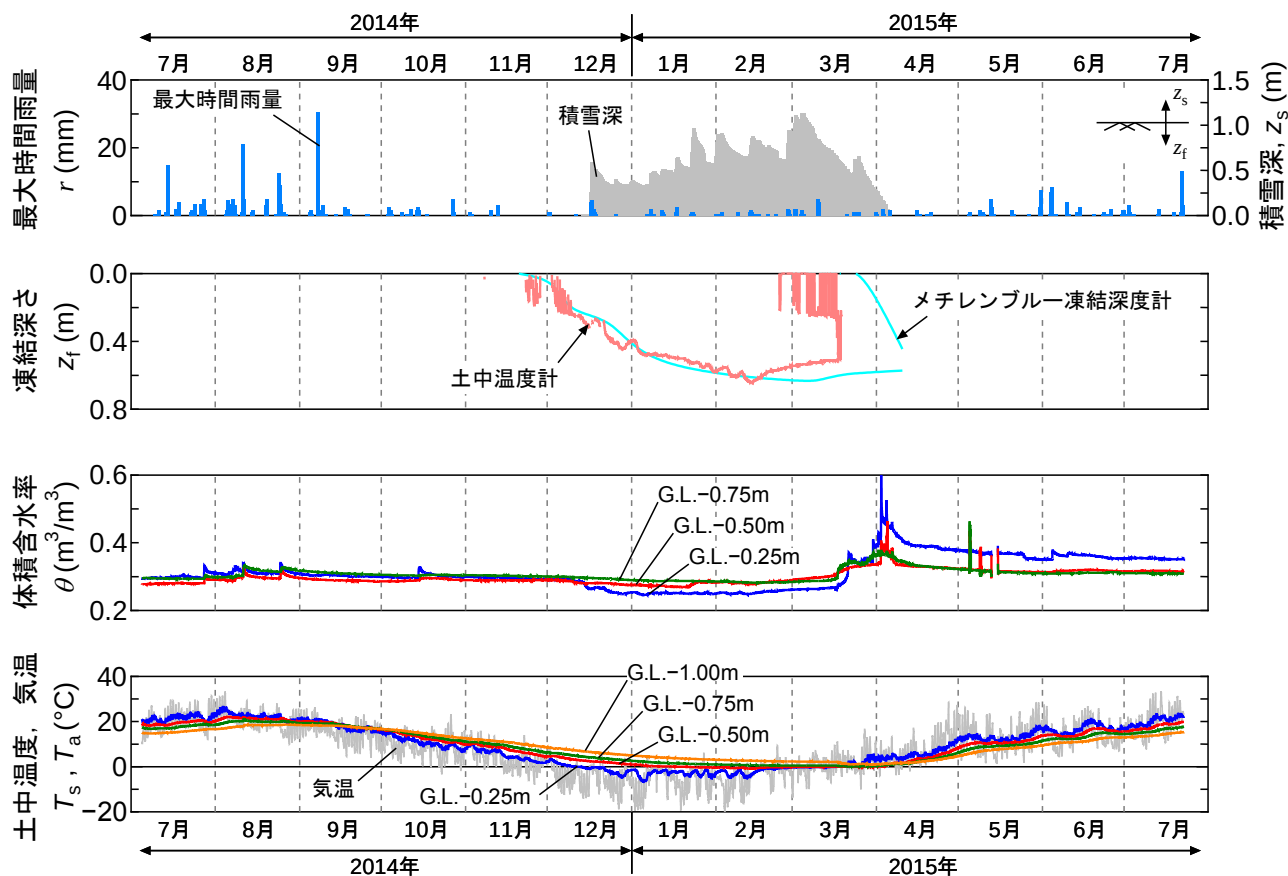


図-7 各計測データの経時変化



図-8 トレンチからの融雪水の滲出状況

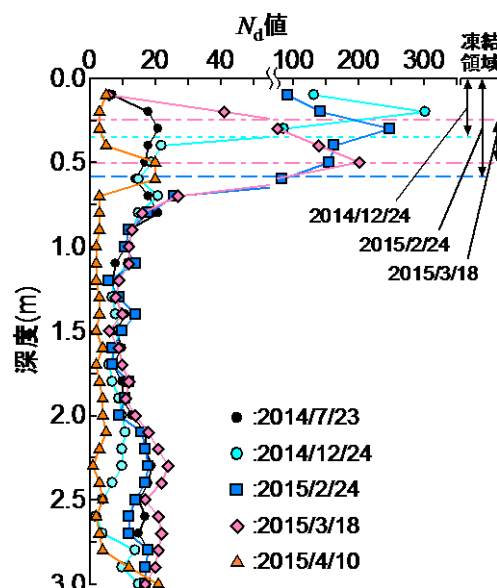


図-9 N_a 値の季節変化

したためと考えられる。次に、 0°C 以上の気温を連続して観測し始める 2015 年 3 月での θ について考察する。まず、凍結深さ z_f を見ると、凍結期（2014 年 12 月～2015 年 2 月中旬）では土中温度計からの推定値とメチレンブルー凍結深度計の値は概ね一致している。一方、融解期には、メチレンブルー凍結深度計の値と比較して、土中温度計の推定値は 1 カ月程度早く凍結領域が融解する挙動を示している。この原因は、メチレンブルー凍結深度計の設置箇所付近は除雪に伴う積雪の影響で日当たりが悪く、周辺地盤では凍結領域の融解が土中温度計の設置箇所と比較して遅くなったためと考えられる。このことから以下では、土中温度計から推定した凍結領域と θ の変化の関係性について考察する。2015 年 3 月中旬では地盤表層部の凍結領域が複雑に変化しているものの、地盤表層部での融解領域が 0.25m 程度となった際に G.L.-0.25m の θ が急激に増加している。これは、G.L.-0.25m までの融解領域下部では凍結領域の存在によって非排水境界となっており、これによって狭隘な融解領域に融雪水が供給されることで急激な θ の増加に至ったと考えられる。G.L.-0.50m では $z_f = 0.5\text{m}$ 付近となった時点で θ が増加している。また、凍結領域以深の G.L.-0.75m では積雪深がピークを示した後に θ が漸増する傾向にある。このことから、凍結領域以深での θ は融雪水の影響を受けるものの、地盤表層部のような非排水境界が存在しないため、盛土側方および下方へ融雪水が浸透可能であることで顕著な θ の増加に至らなかったと推察できる。

図-8 は 2015 年 3 月 18 日に行ったトレンチ調査の様子を示している。トレンチは 12m 地点近傍箇所とし、測線上の 12.5m 地点で実施した。トレンチの大きさは幅

10cm 程度、奥行き 10cm 程度であり、深さは凍結領域が確認できるまでとした。その結果、深さ 20cm 程度までは掘削可能であり、それ以深さでは硬質な凍結領域のため掘削が困難であった。なお、この凍結領域までの深さは図-7 中に示した凍結深さと概ね一致している。図-8 中に示すように、トレンチ側面からは掘削後すぐに融雪水が滲出する状態にあり、含水比が極めて高いことが伺える。また、トレンチ内には滲出した融雪水が滞水し、トレンチ下面からの排水が極めて困難な状況にあると推察される。このような現地の状況からも、先述したように融雪期の融解領域は高飽和度状態にあり、融解領域下部では凍結領域の存在によって非排水条件に近い境界条件であると判断できる。

図-9 は観測期間中に実施した N_a 値の変化を示している。また、図中に図-7 に示した凍結領域を併せて示している。凍結領域では $N_a = 100 \sim 300$ となり、凍土は極めて硬質であることがわかる。一方で、2015/3/18 の結果を見ると、融解が発生している深さ 0.1m における N_a 値は 10 以下にまで低下している。凍結領域が完全に融解している 2015/4/10 の N_a 値は、凍結融解以前の結果（2014/7/23）よりも大幅に低下していることがわかる。ここで当該宅地造成盛土では、 θ が増加した降雨後には N_a 値も低下することを確認している。このことから凍結領域の完全融解後には、降雨時を上回るほどの多量の累積水量が融雪水として盛土深部まで浸透して θ が増加することにより、 N_a 値が低下したと推察される。以上の結果は、融解期の斜面崩壊メカニズム解明では凍結領域を適切にモデル化し、浸透流解析および安定解析を実施する必要があることを示唆するものである。

3. 融雪時の盛土の地震時挙動に関する解析的検討

本章では、実際の盛土を想定した一連の解析を行い、融雪状態にある盛土の地震時挙動がどのように変わるか検討を行う。

(1) 解析手法

土骨格の構成式には、比較的簡便な不飽和土の繰返し弾塑性構成式⁷⁾を用いた。具体的には、せん断による降伏を考慮した相当応力比一定型の降伏関数、非線形移動硬化則⁸⁾、非関連流動則、一般化した流れ則、Cam-Clay型の塑性ポテンシャル関数を用いた。この構成式を基に、大きなひずみを表現できるよう塑性相当ひずみの大きさに応じた塑性剛性の低減⁹⁾も行っている。また、サクシジョンの大きさに応じた液状化抵抗の増加を表現するために、ダイレイタンシー係数の大きさがサクシジョンの大きさに応じて調整できるものとなっている⁷⁾。

基礎式は多孔質体理論などに基づき、1) 土粒子自体は非圧縮、2) 各相間の質量交換はない、3) 間隙流体の土骨格に対する相対加速度・移流項は土骨格の加速度に対して十分小さい、などの条件のもとで、土骨格の変位 u^s 、間隙水圧 p^w および間隙空気圧 p^a を未知数とする基礎式（混合体のつりあい式と間隙水・間隙空気の連続式）から成る¹⁰⁾。空間離散化には有限要素法を、時間積分にはNewmarkの時間積分法を適用している。

基礎式と境界条件から誘導した弱形式は非線形・連立方程式となっているため、弱形式を $\mathbf{a}^s$ 、 $\ddot{\mathbf{p}}^w$ 、 $\ddot{\mathbf{p}}^a$ について線形化し、各計算時間ステップにおいてNewton-Raphson法を適用する。線形化された方程式は、残差ベクトルのノルムが 1.0×10^{-8} 以下になるまで繰返し計算を行った。有限要素定式化においてはGalerkin法を用い、要素にはアイソパラメトリック8節点要素を用いた。LBB条件を考慮して、土骨格の変位を8節点、間隙水圧を4節点に与えた。

著者らは、降雨の影響を受ける盛土を対象とした模型振動台実験の解析^{7) 11)}や、実際の被災事例の解析¹²⁾、盛土堤体自体の液状化を対象とした模型振動台実験の解析¹³⁾に本手法を適用しており、実験や実被害を説明できる

ことを検証している。

(2) 解析条件

a) 解析モデル

解析を行った盛土と支持地盤の有限要素モデルを図-10に示す。対象とする盛土は標準的な複線構造の鉄道盛土を想定し、盛土高さを4mおよび2m、のり面勾配を1:1.5、盛土の天端幅を10mと定めた。地下水位については地表面の位置に設定し、ここでは簡単のため降雨や凍結の影響は支持地盤には生じないものとする。

変位境界条件については、ここでは自由地盤での挙動を表現するために、モデルの左右両側には幅広要素を設け、同一深度の水平・鉛直変位を同一とする等変位境界条件を課した。間隙水や間隙空気に関する境界条件は、c)の解析ケースの部分において述べることとする。

b) 盛土と支持地盤のモデルパラメータ

盛土材料は、鉄道の土構造物の設計標準¹⁴⁾に示される盛土材料の中の土質3（粒度配合の良くない土）、締固め管理が十分になされていない古い既設盛土を想定した。具体的には、ここでは過去の地震で被害を受けた $D_c=87\%$ 程度、 $R_{w0}=0.25$ 程度の盛土材料¹⁵⁾を想定したモデルパラメータの設定を行った。ただし、ここではサクシジョンが大きな状態においては繰返し载荷に対してある程度の抵抗が増すこととして、具体的にはサクシジョンの大きさによってダイレイタンシー係数 D の大きさが変わるパラメータの設定としている。支持地盤については、全てのケースで $V_s=120\text{m/s}$ 程度の沖積粘土層を想定し、繰返し载荷に対する非線形特性を記述できるように盛土堤体と同様に弾塑性構成式を用いてモデル化した。ただし、繰返し载荷中に液状化が生じることがないように、ダイレイタンシー係数 D は0と定めている。

後述する解析ケースによっては、盛土内において凍結が生じる領域が存在する。この領域については、前述のように N_d 値が大きくなることを踏まえ、繰返し载荷に対する抵抗特性が増加するものと想定し、構成式内の移動硬化パラメータ a は初期値のままとし、また透水・透気係数が低下することを想定して、未凍結時と比べて 10^4 倍の小さな飽和透水係数・透気係数を与えることとした。

設定した盛土および支持地盤のモデルパラメータを表

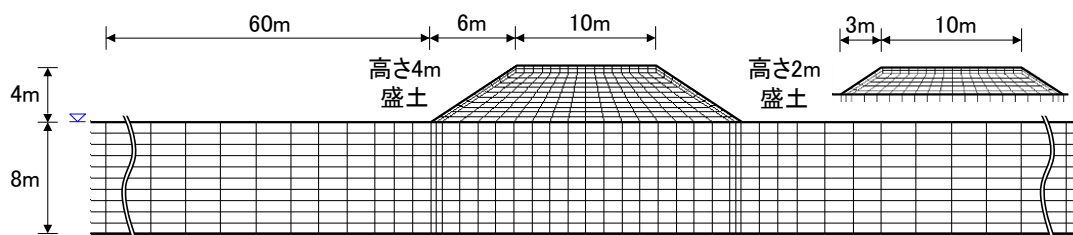


図-10 解析モデル

-1に示す。なお、水分特性曲線にはロジスティック関数モデル（LGモデル）¹⁰を用いた。

c) 解析ケースと地震直前の状態の解析方法

解析を行ったケース一覧とそれぞれのケースでの境界条件の設定を図-11に示す。2種類の高さの盛土について、それぞれ図中の5ケースの地震前の状態を作り出し、地震応答解析を行う。Case1では、北見での年平均降水量（790mm/year）相当の降雨浸透を受けた盛土とした。初期応力解析によって、盛土内では支持地盤の地表面に水位があるものとして全水頭に応じたサクション・飽和度の大きさを求めた後、降雨浸透解析によって3年間この平均降水量を盛土に与えて盛土内の飽和度やサクションの大きさが定常となる状態を求めている。その後、地震応答解析を行う。この時の盛土の間隙水に関する境界条件は、降雨時は盛土天端やのり面から降雨が浸透する流入境界となり、地震時には間隙水圧がゼロとなると排水が始まる流出面境界とした。間隙空気に関する境界条件としては、降雨時・地震時ともに盛土天端・のり面の間隙空気圧が大気圧となる排気境界と定めた。

Case2では、この降雨の後図-7に示した観測記録のように、3か月ほどの積雪期に入り、盛土は降雨浸透の影響を受けず、内部には凍結領域が存在する期間を想定している。この積雪期間の盛土内の状態は、表層50cmの領域が凍結しているものとして、この領域の飽和透水係数・透気係数を前述の盛土材料のパラメータの部分で述べた方法で低減し、間隙水・間隙空気に関する境界条件として、盛土の天端やのり面が非排気・非排水条件となる状態で浸透流解析を行う。なお、このケースを対象とした地震応答解析は行わず、次のステップでの融雪・融解のケースへ応力状態を引き継ぐものとする。

Case3・4では観測記録で得られた積雪深と凍結深さ経時変化をもとに、図-12に示す積雪深と凍結深さの時刻歴を与えた後、地震応答解析を行う。表層から融解が始まるとともに、融雪水が盛土天端やのり面から浸透していくこととした。盛土内の融解が始まる時点での積雪深

は60 cmとし、積雪の比重を0.3として、ここでは積雪量の全てが融解し盛土の表層から浸透することとした。この間の浸透中に、表層からの凍結深さの減少に応じて表層部の飽和透水係数・透気係数が徐々に回復していく設定とした。具体的には、この間の浸透流解析を8段階のステップに分割し、各ステップで表層から1番目および2

表-1 解析に用いたモデルのパラメータ

(a) 間隙水・間隙空気のパラメータ

間隙水の体積弾性係数, K^w	1.0×10^6
間隙水の実質密度, $\rho^{wR} (\text{t/m}^3)$	1.00
間隙空気の実質密度, $\rho^{aR} (\text{t/m}^3)$	1.23×10^{-3}
気体定数, $M/(\theta R)$	1.25×10^{-5}

(b) 物理パラメータ

	盛土	支持地盤
初期間隙率, n_0	0.510	0.711
土粒子の実質密度, $\rho^R (\text{t/m}^3)$	2.710	2.633
飽和透水係数, $k_e^w (\text{m/s})$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}
乾燥透気係数, $k_e^a (\text{m/s})$	1.0×10^{-7}	—
比透水係数パラメータ, ζ_k	3.0	—
比透気係数パラメータ, η_k	0.33	—

(c) 構成モデルパラメータ

	盛土		支持地盤
	一般部	凍結部	
無次元化体積弾性係数, K^*	1349.0		3225.0
無次元化せん断弾性係数, G^*	622.0		693.0
移動硬化パラメータ, a_0	1500.0		1500.0
移動硬化パラメータ, a_1	30.0	1500.0	300.0
移動硬化パラメータ, b	1.33		1.83
移動硬化パラメータ, C_f	5000.0	—	2000.0
限界状態の応力比, M_m	1.33		1.83
ダイレイタンス係数, D_0	0.05	0.0	0.0
ダイレイタンス係数, D_1	0.1	0.0	0.0
ダイレイタンス係数, p^{ref}	10	—	—
弾性域の大きさ, k	0.05		0.05

(d) 盛土の水分特性曲線に関するパラメータ

最小・最大飽和度, s_r^w, s_s^w	0.30, 0.99
LGモデルパラメータ, a_b, b_b, c_b	1.6, -0.8, 0.1

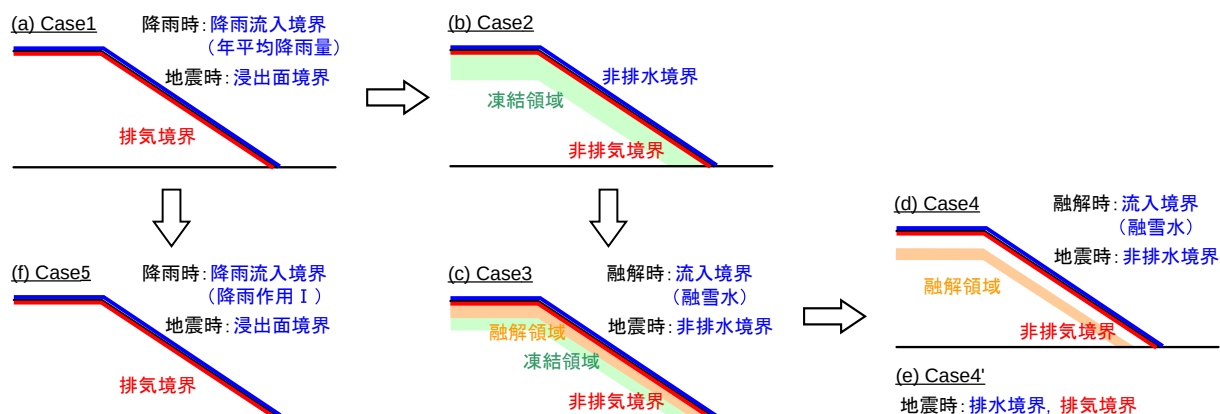


図-11 解析ケースと境界条件の設定

番目の層の飽和透水係数・透気係数を図-12に示すように凍結時のものから回復させていくこととした。Case3では10日目の状態、Case4では20日目の状態を想定している。間隙空気に関する境界条件としては融雪時・地震時共に積雪の存在により非排気状態とし、間隙水についても地震時には非排水条件になっているものとする。また、Case4'として、地震応答解析の際に積雪がなくなり、間隙水および間隙空気の境界条件がそれぞれ排気・排水条件となった場合の解析を行い、Case4との比較を行うこととする。

Case5では比較のため、豪雨を受けた盛土の状態を考える。具体的には、鉄道盛土の降雨時の設計に用いられる100年に1度程度の確率で生じる降雨（作用Ⅰ）¹⁴⁾として、北海道地域での作用を想定し、図-13に示す降雨作用を与えることとした。

d) 入力地震動と数値解析上の条件

解析に用いた入力地震動波形を図-14に示す。地震波には、2011年東北地方太平洋沖地震の際に、K-net水戸で観測されたEW成分の波形を、観測地点の基盤に引き戻し、JR水戸駅付近まで距離減衰式により補正を行ったものであり¹⁷⁾、そのうち200秒間の時刻歴波形を解析に用いた。Newmarkの時間積分法の係数は $\beta=0.3025$ 、 $\gamma=0.6$ とした。また、初期剛性比例型のRayleigh減衰を用いており、その係数は0.003とした。計算時間増分は0.002秒である。

(3) 解析結果および考察

a) 地震直前の盛土の状態

まず、融雪時の浸透水の与え方の妥当性を検証するために、Case3・4の地震直前の盛土内の飽和度を得るために行った浸透流解析で得られた、盛土天端から-0.25m、-0.50mおよび-0.75mの深度における飽和度の変化を図-15に示す。表層からの凍土の融解と融雪水の浸透に伴って、-0.25mの位置では飽和度が大きく上昇しており、実際の盛土での計測での指標は体積含水率ではあったもののこれに近い挙動が得られている。一方、-0.50mや-0.75mの位置でも融雪水や凍土の融解の進行の影響によって、13日以降で飽和度の上昇が見られるが、上昇量は-0.25mのものとは比べる極めて小さく、実際の盛土での挙動に比べても上昇量は小さい。実際の盛土では突然の気温の上昇によって、急激に融雪・融解が進行することもあり、このような影響についても解析では考慮する必要があるものと考えられる。

次に、高さ2mの盛土を例に、各ケースの地震直前の飽和度、サクシオンおよび平均骨格応力のコンター図を図-16に示す。ここでは、盛土堤体の中央部より右側の結果のみを示している。なお、平均骨格応力 p' は、次式により算定される。

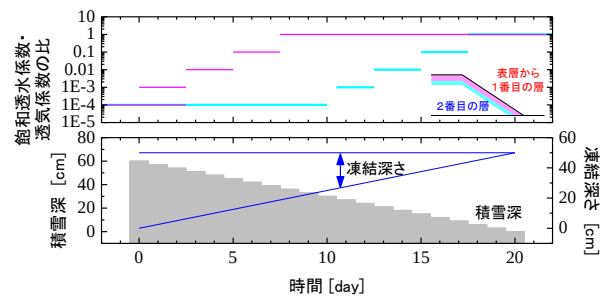


図-12 Case3・4の解析で与える積雪深・凍結深の変化と飽和透気係数・透気係数の設定

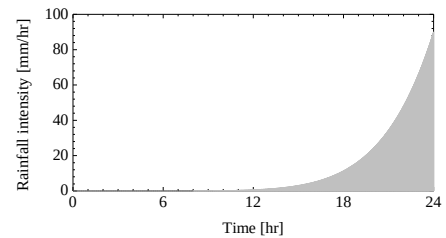


図-13 Case5の解析で用いる直前の降雨履歴

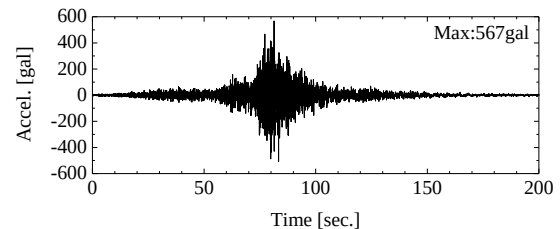


図-14 解析に用いた入力地震動

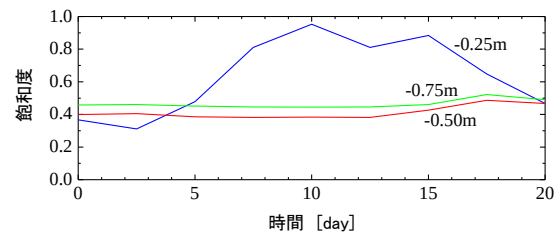


図-15 Case3・4の各ステップでの飽和度変化

$$p' = \frac{1}{3} \text{tr} \sigma' \quad (1)$$

$$(-\sigma') = (-\sigma) - p^a \mathbf{I} + s^w (p^a - p^w) \mathbf{I} \quad (2)$$

ここに、 σ は全応力テンソル、 σ' は骨格応力テンソルである。これらの符号はいずれも引張を正とする。また、 p^w および p^a は間隙水圧、間隙空気圧であり、符号は圧縮が正とする。 $\mathbf{I}$ は単位テンソルである。

まず、Case1の状況に着目すると、年間の平均的な降雨の影響を受け、盛土体に比べて支持地盤の透水係数が低いことに起因して、盛土内の支持地盤との境界部付近に水位が形成され、飽和度が1に近い領域が見られる。この状態と比較すると、盛土内での表層からの凍土の融解と融雪水による浸透の影響をある程度受けたCase3では、表層付近を中心に飽和度が上昇し、サクシオンの低

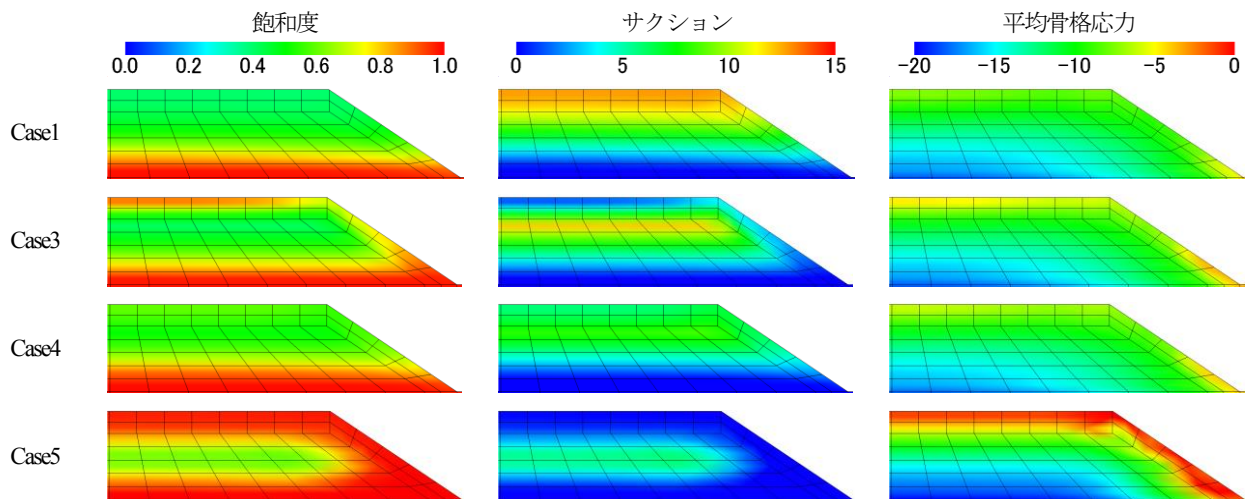


図-16 地震前の各ケースの盛土の状態

下が見られる．また Case4では，飽和度やサクションの分布はCase1と類似の分布傾向を示すものの，更に融解および融雪が進行した影響によって盛土内での水位が上昇し，Case1と比べると全体として飽和度は高くなり，サクションの値は盛土天端において小さくなっている．また，豪雨直後を対象としたCase5では，盛土の表層やのり面での飽和度が1に近い値となっており，その結果これらの領域でのサクションが喪失している．

平均骨格応力の大きさの分布については，ケース間で違いは見られるものの，Case5を除くとその違いの大きさは小さなものとなっている．平均骨格応力は(1)式および(2)式で算定されるため，飽和度・サクションの両者の変化の影響を受けるが，Case1と比べるとCase3やCase4での飽和度やサクションの変化は部分的に生じており，骨格応力テンソルの算定においては基底応力の大きさが支配的となり，大きな変化を示さなかったものと考えられる．一方，Case5では盛土天端やのり面での飽和度の上昇に起因して，これらの領域での平均骨格応力が地震前から0に近い状態にある．

b) 各ケースの盛土天端の沈下量

盛土の高さを変えた2つのモデルを対象として，各5ケースの地震応答解析を行っている．図-17に解析終了時の盛土天端およびのり面の変形状況を示す．

4mの盛土の結果に着目すると，盛土の中央位置での沈下量については5ケースの解析で大きな違いがない．一方，のり肩からのり尻にかけてはケース間での違いが見られ，豪雨後のCase5ではのり面方向への水平変位やのり肩部での沈下が見られるが，融雪時の非排気・非排水条件下にあるCase4においてもCase5ほどではないがのり肩からのり面にかけての変状が大きくなっている．

一方，高さ2mの盛土の場合は，高さ4mの盛土と比べると，ケース間の盛土の変形の違いが大きくなっている．特にCase4とCase5ではのり肩での沈下やのり面側への変

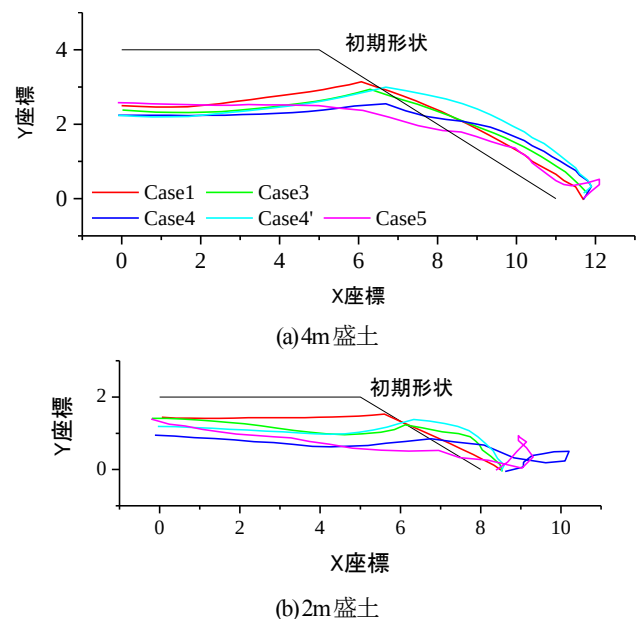


図-17 地震終了時の盛土の変形状況

状が著しく，融雪時の耐震性の低下は豪雨後の盛土に匹敵するものであることが示唆されるとともに，低盛土ではその影響が大きく生じるものと考えられる．ただし，Case3やCase4'の変形はこれらのケースと比べると小さく，凍結領域の存在や，排水・排気に関する境界条件の違いが盛土の地震挙動に影響しているものと考えられる．

c) 盛土の動的挙動の違い

以下では，2m 盛土を対象に，積雪・融雪時の盛土のCase4の解析で盛土の沈下量が大きくなった要因を分析するために，このケースの解析で得られた動的挙動について，他のケースや4m 盛土を対象とした解析との比較から考察を行う．

盛土内の平均骨格応力および相当ひずみのコンターを図-18に示す．ここで示す結果は，2m 盛土についてはCase1・2・4・5，4m 盛土についてはCase4の結果を示している．また，平均骨格応力は入力動の最大加速度成分が

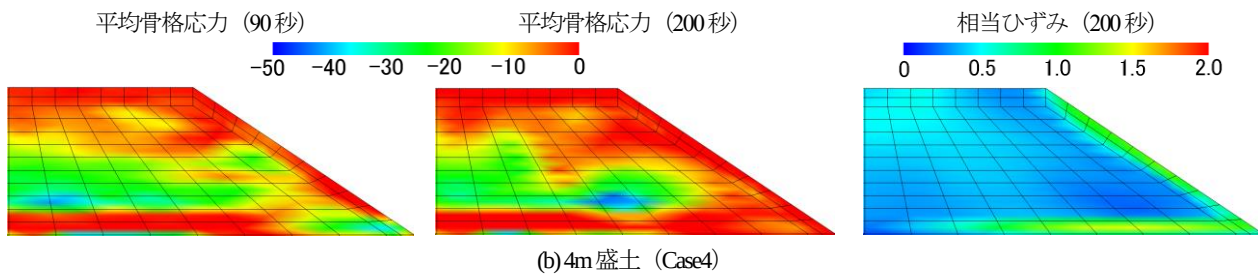
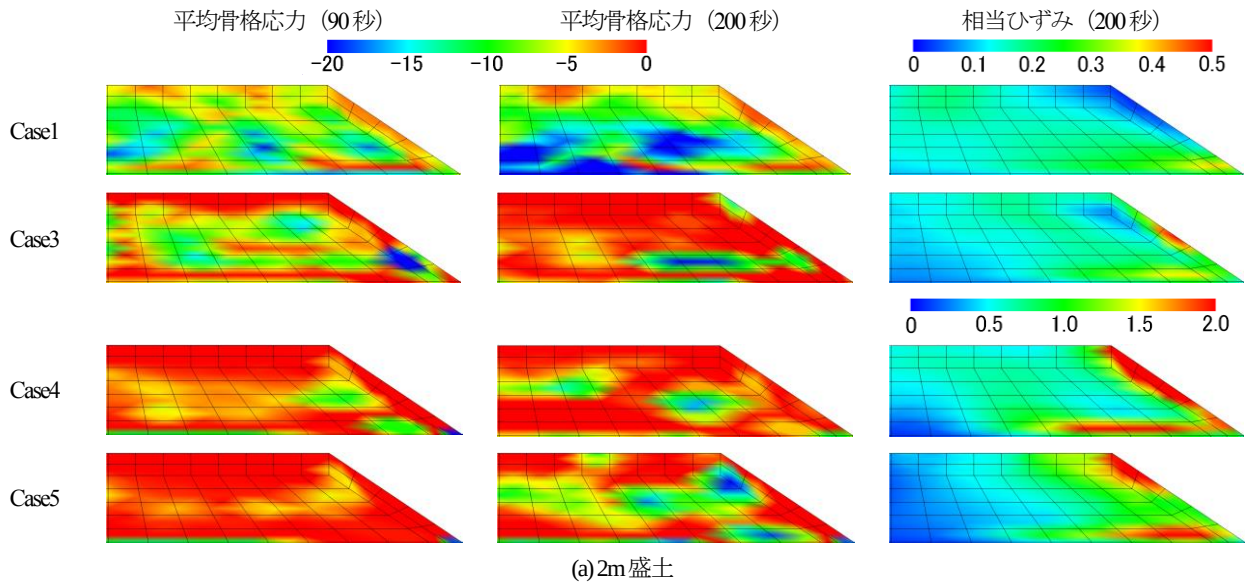


図-18 盛土の地震時の平均骨格応力と相当ひずみのコンター

入力された 90 秒時点のものと加振終了時、相当ひずみは加振終了時のものを示している。なお、相当ひずみ ε_d は次式により定義される。

$$\varepsilon_d = \|\mathbf{e}\| \quad \mathbf{e} = \boldsymbol{\varepsilon} - \frac{1}{3}\varepsilon_v \quad (3)$$

ここに、 ε_v は体積ひずみである。平均骨格応力のコンターについては、基本となる Case1 の解析ではほとんど変化がないが、90 秒の時点で豪雨後の Case5 では盛土内のほとんどの領域で平均骨格応力がゼロとなっており、融雪時の Case4 においても多くの領域で平均骨格応力が低下している。ただし、融雪時でも凍結領域が残る Case3 では平均骨格応力の現象領域は支持地盤との境界部や盛土表層の部分に限られている。一方、加振終了時には、加振中の平均骨格応力の低下が最も著しい Case5 ではある程度の応力の回復が見られるのに対して、Case3 や Case4 ではこのケースよりも平均骨格応力が低下している領域が大きく、間隙水・間隙空気に関する境界条件が非排気・非排水状態となっていることが影響しているものと考えられる。

相当ひずみのコンターについては、Case1・3 と Case4・5 で異なるレンジで結果を表示している。これらの結果から、特に Case4・5 では盛土ののり尻分に加えてのり肩でも大きなひずみが生じており、ひずみの大きさからも融雪が進行した Case4 の盛土の変形挙動は、豪雨後の

Case5 に匹敵するものであることが伺える。また、Case3 では地震終了時の平均骨格応力の減少が Case4 と同様であるが、剛性が低下せず液状化が生じない領域が存在することで、相当ひずみの増加が抑えられたものと考えられる。

また、4m 盛土の場合は、Case4 の解析であっても盛土全域で平均骨格応力がゼロとなるようなことはなく、ある程度応力が残存している領域が存在している。このことに起因して、4m 盛土の場合は相当ひずみの増加が抑えられたものと考えられる。

盛土内の要素挙動として、盛土のり肩の e491 における間隙水圧・間隙空気圧および相当ひずみの時刻歴を図-19 に示す。解析結果は 2m 盛土については Case3・4・4'・5 の結果を、4m 盛土については Case4 の解析結果について示している。まず、豪雨後を対象とした Case5 の解析(c)では、直前の降雨によって地震前から間隙水圧と間隙空気圧がほぼ等しい状態（すなわち、サクシオンがゼロに近い状態）にあり、加振に伴って間隙水圧・間隙空気圧が上昇し、やがては間隙水圧が間隙空気圧を上回っている。相当ひずみは加振後の間隙水圧・間隙空気の上昇とともに発達している。

この挙動と Case4 の挙動(b)を比較すると、加振中に間隙水圧・空気圧が上昇し、これと共に相当ひずみが発達するが、地震中にサクシオンの大きさが減少することは

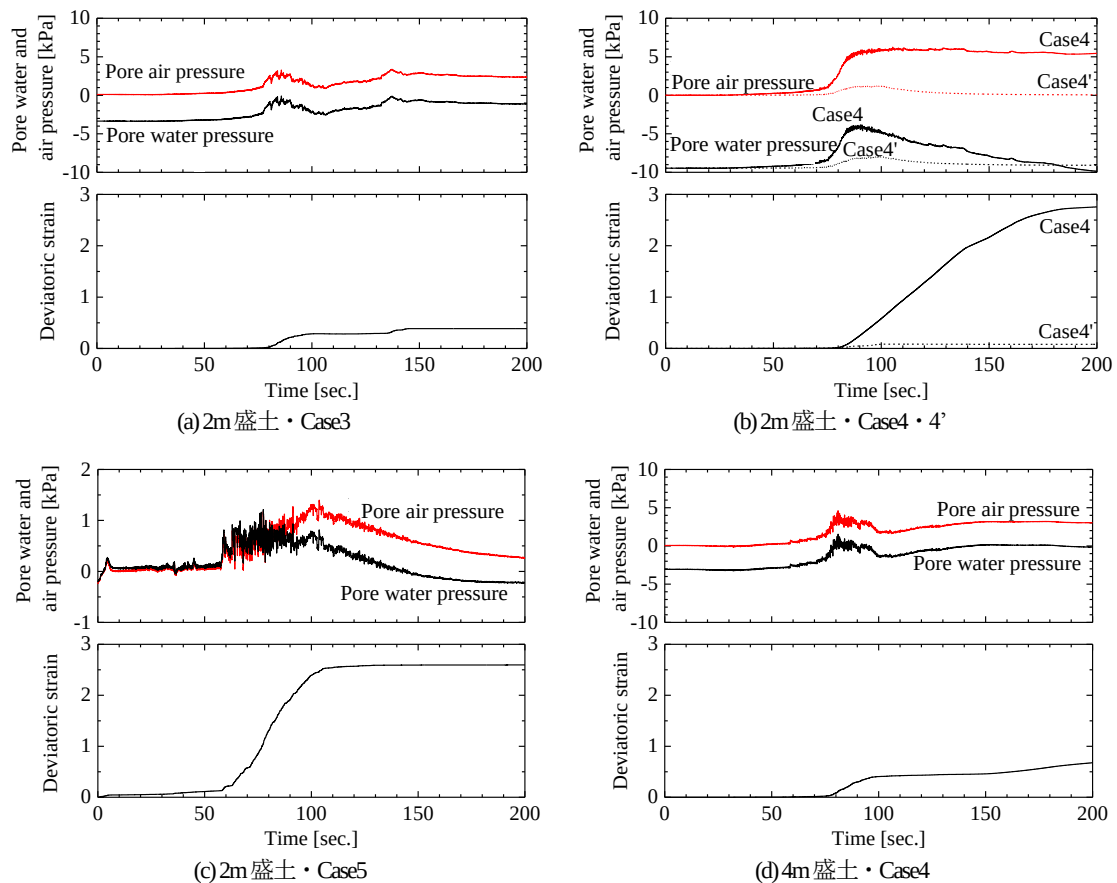


図-19 のり肩での要素挙動

ない。比較として、初期状態は同じで地震時の間隙水圧・間隙空気圧の境界条件が排気・排水条件である Case4'の結果もこの図中には示しているが、Case4'と比べると Case4 では加振中の間隙空気圧や水圧の上昇量が大きく、生じる相当ひずみも大きく、また間隙空気圧の低下も遅い。盛土の間隙空気・水圧の境界条件の変化の影響を大きく受けるとともに、変形量の増加につながっていることがわかる。

また、(a)に示す Case3 では盛土表層からの融雪・融解過程にあるため初期のサクションが小さい状態にあることに起因して、加振中に間隙水圧・空気圧がある程度上昇し、相当ひずみも Case4 や 5 と比べると小さいが増加している。地震後は Case4 と同様に間隙水圧や間隙空気圧は低下しておらず、間隙水圧・間隙空気圧の境界条件の影響を大きく受けている。

なお、(d)に示す 4m 盛土と(b)に示した 2m 盛土で Case4 の解析結果を比較すると、2m の盛土と異なり 4m 盛土の場合は同じのり肩位置であっても間隙水圧・空気圧の上昇量は小さくなく、2m 盛土では Case3 の解析結果と似た挙動となっている。このことに起因して生じるひずみは大きくはならなかったものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、積雪寒冷環境にある盛土の動的挙動を解明することを目的として、実際の盛土における融雪・積雪時の水理・力学挙動に関する各種計測を実施するとともに、計測で得られた融雪時の間隙水・間隙空気に関する条件を踏まえ、三相系多孔質体理論に基づく解析手法を用いた盛土の地震応答解析を行った。その結果以下の結論が得られた。

- (1) 融解した地盤表層の下部では凍結領域の存在によって非排水条件となっているため、融雪水の供給によって融解領域の体積含水率は急激に増加することがわかった。また、凍結領域の N_d 値は $N_d=100\sim300$ と高い値を示すものの、完全融解後には N_d 値が凍結融解期以前の値よりも低下し、この要因は多量の融雪水が盛土深部まで浸透したためと考えられる。
- (2) 一連の数値解析より、積雪・融雪状態にある盛土は耐震性が低下し、特に融雪が完了する直前においては豪雨後の盛土に匹敵するような耐震性の低下が見られた。また、盛土の耐震性低下は低盛土において顕著となり、地震前の水位や飽和度上昇に加えて、積雪・凍土の存在に伴う間隙水・間隙空気の表層での非排気・非排水条件が影響していることがわかった。

現地での計測については、一冬季に関する詳細なデータが取得できたが、積雪深や温度変化などの作用条件や、盛土の材料特性によって盛土内の凍結状態や飽和度の変化等は大きく異なることが想定される。このため、異なる作用条件下や形状・材料の異なる盛土においても計測を行い、挙動を確認する必要がある。また、今回行った数値解析は仮想的な実盛土を対象としたものである。積雪・融雪を考慮した盛土の模型振動台実験を実施してその挙動を確認するとともに、解析手法の妥当性を検証することや、実際の積雪・融雪時の盛土の地震被害を対象とした再現解析を行う必要がある。

謝辞：本研究の一部は、JSPS 科研費 15K18111 の補助を受けて実施したものである。

参考文献

- 大木基裕：東海道新幹線における土構造物の耐震対策，基礎工，Vol.39, No.4, pp.53-55, 2011.
- 鈴木延彰：JR 東日本における土構造物の耐震補強について，基礎工，Vol.41, No.11, pp.67-69, 2013.
- 伊東佳彦，倉橋稔幸，日下部祐基，穴戸政仁，大日向昭彦：融雪期の道路斜面災害についての考察—国道 230 号を例として—，日本応用地質学会北海道支部・北海道応用地質研究会平成 25 年度研究発表会講演予稿集，No.33, pp.15-18, 2013.
- (社)地盤工学会：道路・鉄道土工構造物および造成盛土，新潟県中越地震災害調査委員会報告書，pp.143-293, 2007.
- 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，国総研研究報告第 27 号，土木研究所報告第 203 号，2006.
- Chen, T., Ma, W., Wu, Z. J. and Mu, Y. H. : Characteristics of dynamic response of the active layer beneath embankment in permafrost regions along the Qinghai-Tibet Railroad, Cold Regions Science and Technology, 98, 1-7, 2014, doi:10.1016/j.coldregions.2013.10.004.
- 松丸貴樹，渦岡良介：不飽和土の繰返し弾塑性構成式を用いた三相系多孔質体理論に基づく盛土の地震応答解析，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol. 70, No. 4, pp. 395-411, 2014.
- Armstrong, P. J. and Frederick, C. O.: A Mathematical Representation of the Multiaxial Bauschinger Effect, Technical report C. E. G. B. Report RD/B/N731, Berkeley Nuclear Laboratories, 1966.
- 古田竜一：粘土及び砂からなる多層地盤の動的挙動のモデル化とその応用，岐阜大学博士論文，2003.
- Uzuoka, R. and Borja, R. I.: Dynamics of unsaturated poroelastic solids at finite strain, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 36, pp. 1535-1573, 2012.
- Matsumaru, T. and Uzuoka, R.: Three-phase coupled analysis of shaking table test of unsaturated embankment on inclined ground, *Geotechnics for Catastrophic Flooding Events*, pp.309-316, 2016.
- Matsumaru, T. and Uzuoka, R.: Three-phase seepage-deformation coupled analysis about unsaturated embankment damaged by earthquake, *Int. J. Geomech.*, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000699 , C4016006, 2016.
- 松丸貴樹，佐藤武斗：不飽和状態を考慮した盛土堤体液状化の浸透—変形連成解析，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.71, No.2 pp.1655-1666, 2015.
- 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物），丸善，2007.
- 木口峰夫，松丸貴樹，西村友良：2004 年新潟県中越地震で被災した鉄道盛土材料の不飽和繰返し三軸試験，第 49 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 725-726, 2014.
- 杉井俊夫，宇野尚雄：新しい水分特性曲線モデル化について，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，pp. 130-131, 1995.
- 松丸貴樹，渦岡良介：強震継続時間の長い地震動を受ける不飽和地盤の液状化解析，地盤工学会特別シンポジウム—東日本大震災を乗り越えて—発表論文集，pp. 239-247, 2014.

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF EMBANKMENT CONSIDERING BEHAVIOR OF PORE WATER AND AIR PRESSURE UNDER COLD SNOWY CONDITION

Takaki MATSUMARU, Shunzo KAWAJIRI, Hisanori KISHIDA and Yuki TANAKA

In order to make clear the seismic behavior of embankment under cold snowy condition, the field measurement of the embankment and the evaluation of seismic resistance of embankment by numerical simulations were conducted. Firstly, the freeze and thaw behavior of moisture and mechanical properties were evaluated by ground temperature and volume water content observation, cone penetration test. Then, the series of the numerical simulations were conducted by use of soil-water-air coupled analysis. It was revealed that the seismic resistance of the embankment were decreased, especially in the case of low embankment. The reason of the decrease of the seismic resistance was estimated to be the change of the boundary of pore water and pore air at the surface of the embankment.