The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	道路盛土の耐震性能の評価法および向上技術に関する研究
Author(s)	三好, 忠和
Citation	大阪大学, 2017, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/61709
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

道路盛土の耐震性能の評価法
および向上技術に関する研究

三　好　忠　和

2016 年 12 月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

近年発生した大規模地震による高速道路盛土の被災を契機に，道路盛土の耐震性の確保が必須とされ，早急な道路盛土の耐震性能の評価と効果的な対策の実施が望まれている．また，高速道路では，今後，大規模更新・大規模修繕が予定されており，盛土も対象であることから，その実務的な耐震性能の評価および対策が必要とされている．ここで，道路盛土の耐震性能は，従来の安全率による評価でなく，地震時の残留変位量で評価されるが，土構造物の重要度により許容変位量は異なる．そのため，残留変位量の予測では高い精度が求められる．一方，安定性向上対策の一つである排水パイプは実績が多いにもかかわらず，その設計法は確立されておらず，経験的手法に頼っているのが実状である．そのため，対策効果の予測や確認をすることなく計画された排水パイプにおいては，対策効果の信頼性が高いとは言い難い．そこで，本研究では，道路盛土の残留変位量の予測法である Newmark 法の精度と信頼性の向上，耐震性能の向上技術である排水パイプの設計法の確立と対策効果の検証，およびこれらの成果に基づき，机上調査段階における残留変位量の簡易評価手法の開発を行い，道路盛土の合理的かつ実務的な耐震性向上に資するものである．本論文は以下の 5 章から構成されている．

第 1 章では，研究の背景と現状の課題について整理するとともに，既往の研究に対する本研究の位置づけと本研究の目的を示した．

第 2 章では，地震時における道路盛土の耐震性能評価法の精度向上を目的として，盛土の地震時応答特性を考慮して提示されている改良 O 型 Newmark 法の実務的な適用性と優位性を検証するとともに，道路盛土の残留変位に及ぼす地震動の影響について検討した．その際，既往の経験地震における盛土の変状の履歴から土質定数を設定することにより，後にその盛土が被災した別の地震における変状の再現を行った．その結果，破壊形態および残留変位量は実被害に近い結果となり，改良 O 型 Newmark 法の実務的な適用性を明らかにした．また，NEXCO 西日本管内の 5 箇所の実盛土を対象に，改良 O 型 Newmark 法と NEXCO 型 Newmark 法による解析結果を比較し，改良 O 型 Newmark 法により算定された残留変位量が，すべての対象盛土において NEXCO 型 Newmark 法より大きい値となること，かつその差はわずかで過剰設計ではない合理性を示すとともに，すべり面の位置を一意的に決定できることを明らかにした．さらに，レベル 2 地震における従来の設計法ではタイプ II 地震動を用いると安全側の評価となるとされていることに対し，タイプ I とタイプ II の地震動による残留変位量の大小関係が許容変位量に近い値で逆転することを明らかにし，タイプ I の地震動による耐震性能評価の必要性を示した．また，得られた降伏震度と残留変位量の関係から，レベル 2 地震動における残留変位量の簡易推定法を提案し，机上調査段階において，耐震性が低い道路盛土を抽出する概略検討に有効であることを示した．

第 3 章では，道路盛土の耐震性能向上のための盛土内の地下水排除工法である排水パイプの設計法の確立を目的に，排水効果の解析手法として擬似三次元化手法を提案した．排水パイプの設計法の確立は，耐震性能の向上技術に必要であるだけでなく，排水パイプの効果を予測することは第 2 章で示した耐震性能の評価法の信頼性向上にも不可欠である．まず，室内での土槽実験を行い，対象盛土の透水係数に対する擬似三次元モデルで排水パイプをモデル化した透水層の透水係数の比を，排水パイプの打設間隔と敷設長から簡易に

算出できる等高線図を提示した．次に，実盛土を対象に擬似三次元化手法を適用することにより，常時・降雨時の排水パイプの効果を定量的に評価できることを検証した．加えて，従来の経験的手法では示すことのできなかった排水パイプの効果的な配置計画について解析例を示した．さらに，概略検討での排水パイプの排水効果や任意方向に複数の井戸を設置した場合にも対応できる簡易計算手法を提案し，その適用性を明らかにした．

第 4 章では，第 2 章で耐震性能評価を行った実道路盛土の中から，対策が必要とされ，かつ対策により地震時の安定性が確保できる 1 箇所の盛土を対象として，排水パイプの試験施工を行い，第 3 章で提案した排水パイプの擬似三次元化手法による排水効果の評価を行った．現場実証実験では，降雨期および非降雨期において電気比抵抗探査を実施し，両者の計測結果の比較から盛土の含水状態の変化の把握を試みた．その結果，排水パイプの対策区間と非対策区間の断面における比抵抗分布の差から，排水パイプの効果を確認するとともに電気比抵抗探査が盛土内の含水状態を把握する手法として適用できる可能性について示した．また，対象盛土に対する擬似三次元モデルを設定し，この擬似三次元モデルを用いて，2015 年 9 月の台風 18 号の通過前後の降雨条件における非定常浸透流解析を行い，擬似三次元化手法による排水パイプの排水効果の評価を行った．その結果，実盛土におけるのり尻の地下水位やパイプからの排水流量などの台風通過後の状態の再現性を把握し，擬似三次元化手法が排水パイプの効果予測に有効であることを示した．また，降雨期と非降雨期に実施した電気比抵抗探査結果との比較では，盛土の飽和度分布に相違が見られ，実盛土の不均質性を考慮したモデル化および擬似三次元モデルの初期境界条件の適正な設定の必要性を示した．

第 5 章では，本研究で得られた成果と課題をまとめ，本論文の結論とした．

道路盛土の耐震性能の評価法および向上技術に関する研究

【目次】

頁

第１章　序論 ---------- 1
1.1 研究の背景 ---------- 1
(1) はじめに ---------- 1
(2) 大規模地震対策の現状と課題 ---------- 2
(3) 盛土の耐震性能評価における課題 ---------- 7
(4) 盛土の地下水対策の計画における課題 ---------- 9
1.2 既往の研究 ---------- 10
(1) 盛土の地震時変状予測 ---------- 10
(2) 盛土内地下水排除工の設計法 ---------- 12
1.3 本研究の目的と構成 ---------- 13
参考文献 ---------- 15

第２章　道路盛土の耐震性能評価法 ---------- 17
2.1 概説 ---------- 17
2.2 改良 O 型 Newmark 法 ---------- 19
(1) 改良 O 型 Newmark 法の概要 ---------- 19
(2) 経験地震による変状を考慮したモデルの実盛土への適用 ---------- 27
(3) 改良 O 型 Newmark 法と従来型・NEXCO 型との比較 ---------- 34
2.3 地震時残留変位量に及ぼす影響素因について ---------- 43
(1) Newmark 法に用いる設計地震動の課題 ---------- 43
(2) 対象盛土と検討条件 ---------- 48
(3) 解析結果 ---------- 54
(4) 残留変位量と影響素因との相関 ---------- 59
(5) 設計地震動の影響について ---------- 61
2.4 残留変位量の簡易評価法 ---------- 63
(1) 擬似盛土モデルを用いた相関化 ---------- 63
(2) 降伏震度の推定 ---------- 65
(3) 簡易推定法による実盛土の耐震性能評価 ---------- 67
(4) 要求性能に対する簡易推定法の適用性について ---------- 70
2.5 第２章のまとめ ---------- 72
参考文献 ---------- 74

第３章　道路盛土の耐震性能向上技術 ---------- 76
3.1 概説 ---------- 76
3.2 排水パイプの設計法 ---------- 78
(1) 排水パイプの土槽実験(1) ---------- 78
(2) 排水パイプの土槽実験(2) ---------- 82
(3) 透水係数比による排水パイプの設計法 ---------- 85

3.3 擬似三次元化手法 ---------- 87
(1) 擬似三次元化手法の概要 ---------- 87
(2) 擬似三次元化手法による再現解析 ---------- 89
(3) 降雨時の効果確認 ---------- 93
3.4 集水効果の簡易計算手法 ---------- 98
(1) 簡易計算手法の概要 ---------- 98
(2) 解析法 ---------- 99
(3) 簡易計算手法の適用について ---------- 105
3.5 第３章のまとめ ---------- 107
参考文献 ---------- 109

第４章　排水パイプの現場実証実験 ---------- 110
4.1 概説 ---------- 110
4.2 排水パイプ試験施工 ---------- 111
(1) 試験施工の概要 ---------- 111
(2) 対象盛土の物性 ---------- 117
(3) 排水パイプの施工 ---------- 118
(4) 盛土内地下水位観測 ---------- 124
4.3 電気比抵抗探査による盛土内含水状態の把握 ---------- 129
(1) 探査方法 ---------- 129
(2) 探査の実施概要 ---------- 134
(3) 探査結果 ---------- 137
(4) 盛土内含水状態の把握への適用について ---------- 141
4.4 擬似三次元化手法による検証 ---------- 142
(1) 解析概要 ---------- 142
(2) 擬似三次元化手法による再現解析 ---------- 145
(3) 2015 年台風 18 号における排水パイプの効果検証 ---------- 157
(4) 比抵抗探査結果の検証 ---------- 160
4.5 第４章のまとめ ---------- 164
参考文献 ---------- 166

第５章　結論 ---------- 167

研究発表論文
謝辞

第１章　序論

1.1 研究の背景

(1) はじめに

2009 年に発生した駿河湾を震源とする地震により，東名高速道路において盛土のり面が崩壊し（**写真-1.1.1**），通行止めを余儀なくされた．また，2011 年の東北地方太平洋沖地震では盛土への被害が多数発生し，社会的・経済的に大きな影響を及ぼされており，大規模地震対策は社会的にも関心が高く，早急な耐震性能の評価と対策の実施が望まれる．

さらに，名神高速道路が共用されてから 50 年以上が経過し，経年劣化・老朽化が進む道路構造物の大規模更新・大規模修繕は喫緊の課題であり，道路盛土についても評価対象となっている．対象となる道路盛土は膨大な数に上るため，机上調査段階で地震時残留変位量を簡便な手法で推定することができれば，詳細な調査および耐震検討の必要な盛土のり面の優先付けが可能となる．

一方，耐震性評価の結果，危険と判定された盛土は対策工により盛土の耐震性能の向上を図る必要がある．高速道路における盛土の設計・計画では盛土高さと盛土材料により標準のり面勾配を決定し，施工では盛土材料ごとの締固め基準を設定し，排水処理や品質・施工管理を適切に行うことにより，盛土の安定性が確保できると考えられてきた．しかし，スレーキングしやすい岩質材料を用いて水の集まり易い集水地形上に造成された盛土は，経年の降雨や沢部からの浸透水によりスレーキングが進行し，強度低下とともに透水性が低下する．その結果，盛土内の地下水位が上昇し，地震を誘因として盛土が崩壊するおそれがある．このような場合，排水パイプや水抜きボーリングによる盛土内地下水排除工法は，有効な対策の一つとされている．しかし，排水パイプを最適に打設するための設計法は確立されておらず，経験的手法に頼っているのが実状である．設計手法が確立されていない現状では，排水パイプによる対策効果も定量的に評価できず，盛土内水位が低下していることを前提とした対策後の耐震性能評価の信頼性は高いとは言い難い．

以上のことから，本研究は道路盛土の耐震性能評価法である Newmark 法の精度と信頼性の向上，耐震性能向上技術である排水パイプの設計法の確立と対策効果の検証，および机上調査段階での残留変位量の簡易評価手法の開発を行うものである．

写真-1.1.1　2009 年駿河湾を震源とする地震により被災した東名高速
（出典：中日本高速道道路(株)）

(2) 大規模地震対策の現状と課題

2009 年 8 月 11 日に発生した駿河湾を震源とする地震（以下，駿河湾地震と呼ぶ）により，東名高速道路牧之原サービスエリア付近において，盛土のり面が崩壊した．この影響により，東名高速道路は通行止めを余儀なくされ，社会的に大きな影響を与える事態となった．この事態を受け，「東名高速道路牧之原地区 地震災害検討委員会」が発足し，原因究明がなされた．

その被災原因は，「盛土下部に使用された風化しやすい（スレーキングしやすい）泥岩が，長年の水の作用により強度低下するとともに，透水性が低下した．その結果，盛土内の水位が上昇し，今回の地震が誘因となり崩壊した」と推定されている [1)]．

この結果を受け，全国の高速道路会社が管理する有料道路および一般国道（国が管理する指定区間の国道）において，管理者らにより盛土のり面緊急点検が実施された．被災盛土と類似の盛土箇所として，下記条件に該当する盛土の抽出を行った．

1) スレーキングしやすい岩質材料が用いられている可能性のある盛土
（盛土材料に関する条件）
2) 沢埋め部等の水の集まり易い地形条件に造成された盛土
（地形に関する条件）
3) 盛土のり尻からの高さが 10m を上回る盛土
（盛土高さに関する条件）

その後，2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震を受け，盛土材料に関する条件を除いて対象を広げ，残り 2 条件のみに該当する盛土についても，盛土のり面緊急点検が実施された．

盛土のり面緊急点検の結果，詳細調査が必要と判定された盛土のり面については，ボーリング調査等を実施し，耐震性能の検討を行ってきた．また，東海・東南海・南海地震などの大規模地震に備え，災害時進出拠点等の重要拠点がある盛土の耐震性能についても調査・検討が進められている．大規模地震対策は社会的にも関心が高く，早急な耐震性能の評価と対策の実施が望まれる．さらに，経年劣化・老朽化が進む道路構造物の大規模更新・大規模修繕も喫緊の課題であり，道路盛土についても評価対象となっている．大規模更新・大規模修繕には，盛土のり面緊急点検で点検対象とならなかった盛土についても評価対象となることから，机上調査段階で地震時残留変位量を推定できれば，詳細調査の必要な盛土のり面の優先付けが可能となる．

盛土は一般に，標準のり面勾配を適用することにより，安定していると考えられるので，安定検討を行う必要はない [2)]とされている．すなわち，標準のり面勾配・盛土材料ごとの締固め基準を設定し，排水処理や品質・施工管理を適切に行うことにより，盛土の安定性が確保できると考えられてきた．ただし，盛土材料や盛土周辺地盤が標準的な条件・仕様を満たさない場合は，安定検討を実施することになっている．

地震時の盛土の安定性については，盛土や周辺地盤の特性から大きな被害が想定される場合に照査を行う [3)]ことになっており，設計震度による慣性力を考慮した円弧すべり法を用いるのが一般的である．しかし，近年の新たな設計の流れとして性能設計が求められるようになり，直接的に土構造物の残留変形を評価する機会が増えている．残留変形解析手法には，大別して動的照査法と静的照査法がある．前者には Newmark 法 [4), 5)]や動的弾塑性

有限要素法，後者には静的自重変形解析法[6]が挙げられる．Newmark 法は円弧すべり計算と同じモデルを使い，比較的容易に残留変形量を計算できるが，動的 FEM 解析のように盛土内の地震加速度増幅を考慮できないため，盛土の形状によっては残留変位量が小さく算出される場合がある．

NEXCO 西日本グループでは，盛土のり面緊急点検結果を受け，詳細調査・地震時の安定性検討・対策効果の評価に至るまでの手順（**図-1.1.1**）を定め，危険性が高いと判定された盛土に対して耐震性能の評価を行っている．

2009 年 8 月に発生した駿河湾地震を受け，2009 年 12 月から類似の盛土について，地山の地形，地下水および盛土材料の観点から盛土の性状を確認するため，盛土のり面緊急点検を実施した．2009 年から 2011 年に実施した盛土のり面緊急点検の結果，以下の条件ののり面を要詳細調査箇所とした．

1)のり面からの湧水や浸み出しあり（常時・降雨後）
2)簡易動的コーン貫入試験より平均 $N_d \leqq 10$
3)地表からの 10cm 毎累積平均 $N_d > 10$ の値となる深さより，盛土内水位が高い

対策効果については，湧水や浸み出しのある現状の盛土（飽和状態）を対象に盛土内地下水排除工を実施した盛土（不飽和状態）での残留変位量を算定し，現状の状態と比較・評価する．

耐震性能評価における盛土の要求性能は，災害時に高速道路が担う役割を考慮すると，容易に損傷の修復が行えることが重要である．許容変位量については，明確な基準値はなく，盛土の構造形状・周辺への影響・道路の社会的役割を総合的に勘案して定めるものである．

「盛土のり面緊急点検」において抽出された盛土は，基本的にはスレーキング性の脆弱な材料で，集水地形にあって，飽和度が高く，**図-1.1.2**[7]に示すような状態にあると考えられる．**図-1.1.2** は，盛土の含水状態が飽和度の高い方へ移行し，最適含水比より右側で推移している状態を表している．耐震性能評価においては，**図-1.1.3**[7]に示す「対策前の状態」と「対策後の状態」二つの状態を想定する．算定された残留変位量は,「対策前の状態」では対策工の必要性を,「対策後の状態」では対策効果を判断する指標となることから，評価手法の信頼性が重要である．特に盛土内の加速度増幅の影響が大きい場合は, 従来から用いられている Newmark 法は残留変位量を過小評価することとなり，危険側の評価となる．

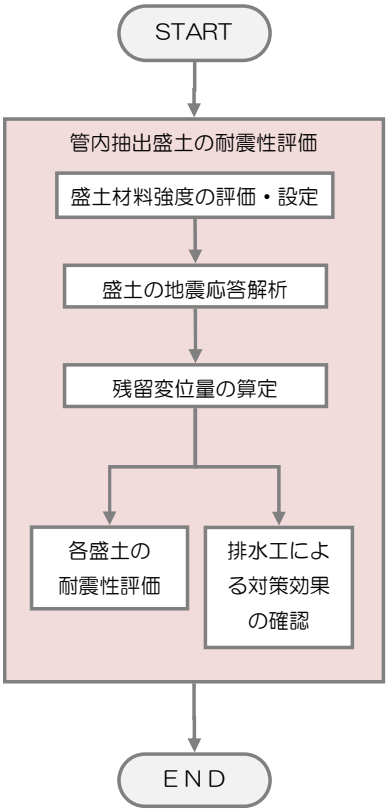


図-1.1.1　耐震性能評価実施手順

1)施工時の状態：十分な品質管理により盛土の安定を確保できるだけのせん断強度を有していたと考えられる状態

2)現状の状態　：“スレーキング”の進行と盛土内の含水量の増加の影響により強度が低下した状態

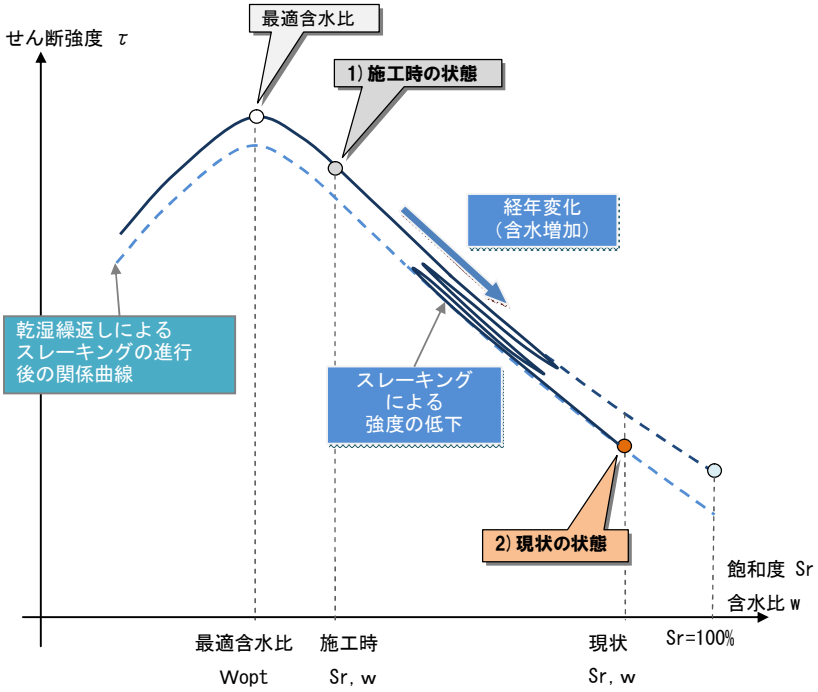
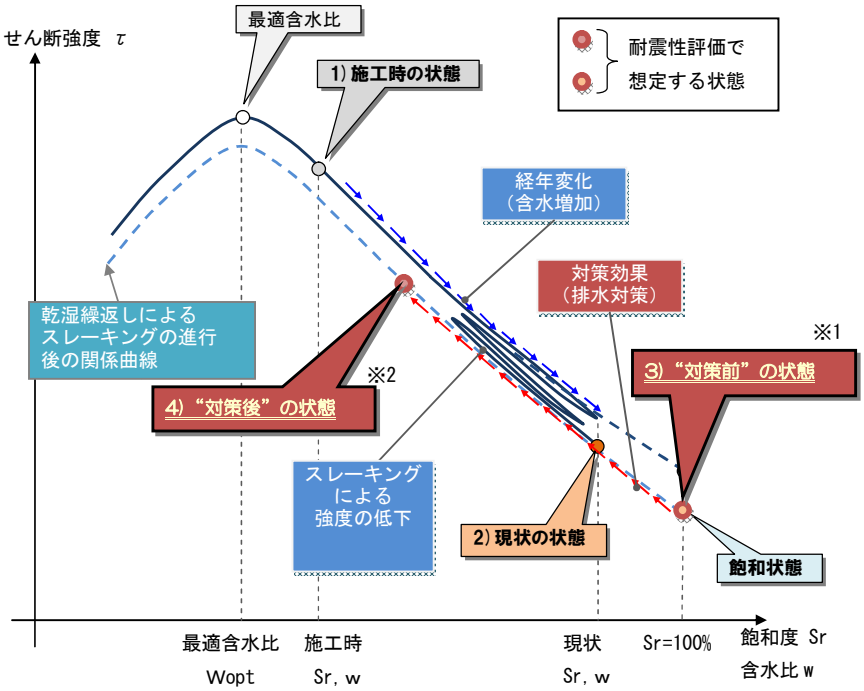


図-1.1.2　施工時から現状までの状態変化の概念 [7)]

3)“対策前”の状態：現在の状態からさらに含水量が増えて飽和状態に至った最も条件の悪い状態

4)“対策後”の状態：地下水排除工を実施し含水量を低下させた状態



※1　供試体は，原位置のρ_d，原位置のw_nで作成　→ 作成後、完全飽和化する．

※2　供試体は，“対策後の状態”の供試体を作成後，圧密を進ませて不飽和化．圧密応力をかけて，一週間放置した状態を平衡状態と捉え不飽和化する．

図-1.1.3　耐震性能評価において想定する状態 [7)]

現状の状態での残留変位量が許容変位量を超える場合で，盛土内地下水排除工（排水工）による対策効果が確認されると，排水工による対策工が計画される．地下水排除工には，前述した排水パイプによる排水工や砕石竪排水工があり，排水パイプは鉄道盛土での実績が多く[8]，砕石竪排水工は東北地方太平洋沖地震による被災盛土の復旧[9]に用いられている．予防保全的には，盛土内地下水排除工を基本[10]とし，排水ボーリングなどが挙げられている．

しかし，排水パイプは実績が多いにもかかわらず，その設計法は確立されておらず，経験的手法に頼っているのが実状である．排水パイプの設計法がないということは，排水パイプによる対策効果を定量的に評価することもできない．換言すれば，対策後の含水状態を評価することなく，盛土内水位が低下しているものとして対策後の安定性を検討していることになる．経験的手法は盛土の土質や地下水の状態にかかわらず排水パイプや排水ボーリングの打設ピッチを定めている[11]．このため，期待通りの排水効果が得られていない場合もある．対策後の残留変位量は盛土内地下水が排除されたことを前提としており，排水効果が得られていない盛土での評価は，設計条件が実際の条件から乖離している状態である．信頼性の低い設計条件では，精度の高い解析手法を用いた評価も無意味であるだけでなく，危険な状態を放置していることになる．

盛土のり面緊急点検では，前述の 3 条件または 2 条件で抽出した全盛土に対し点検を行った結果，特に危険な盛土を対象に詳細調査・詳細検討を実施した（または実施する予定である）．一方で，大規模更新・大規模修繕では盛土高 15m 以上の盛土全てが対象（NEXCO 西日本の場合）であり，危険性の高い盛土から優先的に調査・検討を実施していく必要がある．そのため，優先度の高い盛土の選定や，詳細調査を行った盛土と類似の盛土（近傍にあって同じ盛土材からなる盛土）の概略検討を簡便な手法で行うことが望まれる．

これまでにあった残留変位量の簡易評価手法は，条件が限られる（例えば砂質土限定[12]など）ことや，事前に準備する入力条件が多い[13),14]，または Newmark 法より簡便ではあるが数百～数千の盛土に適用するには手間がかかるといった課題がある．大規模更新・大

写真-1.1.2　排水パイプ設置状況

規模修繕に用いるには，全ての盛土材料に適用でき，入力条件が少なく，既存の対象盛土の一覧表にコピー＆ペーストで瞬時に残留変位量が算出できる手法が必要である．

大規模地震対策の流れにおける課題をまとめると**図-1.1.4**に示すとおりである．

① 机上調査：膨大な数の盛土から危険性の高い盛土の抽出

【課題】残留変位量の簡易評価手法の開発

② 詳細調査

③ 耐震性能評価：対策前（現状）と対策後を想定した耐震性能評価

【課題】Newmark 法の精度・信頼性の向上

④ 対策検討：排水パイプ（排水ボーリング）の配置計画

【課題】排水パイプの設計法（排水効果予測手法）の確立

⑤ 対策効果の評価：対策効果の定量的評価

【課題】排水効果予測手法の精度・信頼性の向上

⑥ 対策工の施工

⑦ 対策効果の検証：対策後の盛土の含水状態の確認

【課題】調査方法の確立（比抵抗探査の評価方法）

大規模地震対策の実施フローの各段階における評価や予測は，相互に影響を与える．盛土の耐震性能の向上には各段階での精度・信頼性の向上が不可欠であり，全体での信頼性の向上が必要である．

以上の課題に対し，本研究は道路盛土の耐震性能の評価法と向上技術の信頼性向上を目的とするものである．

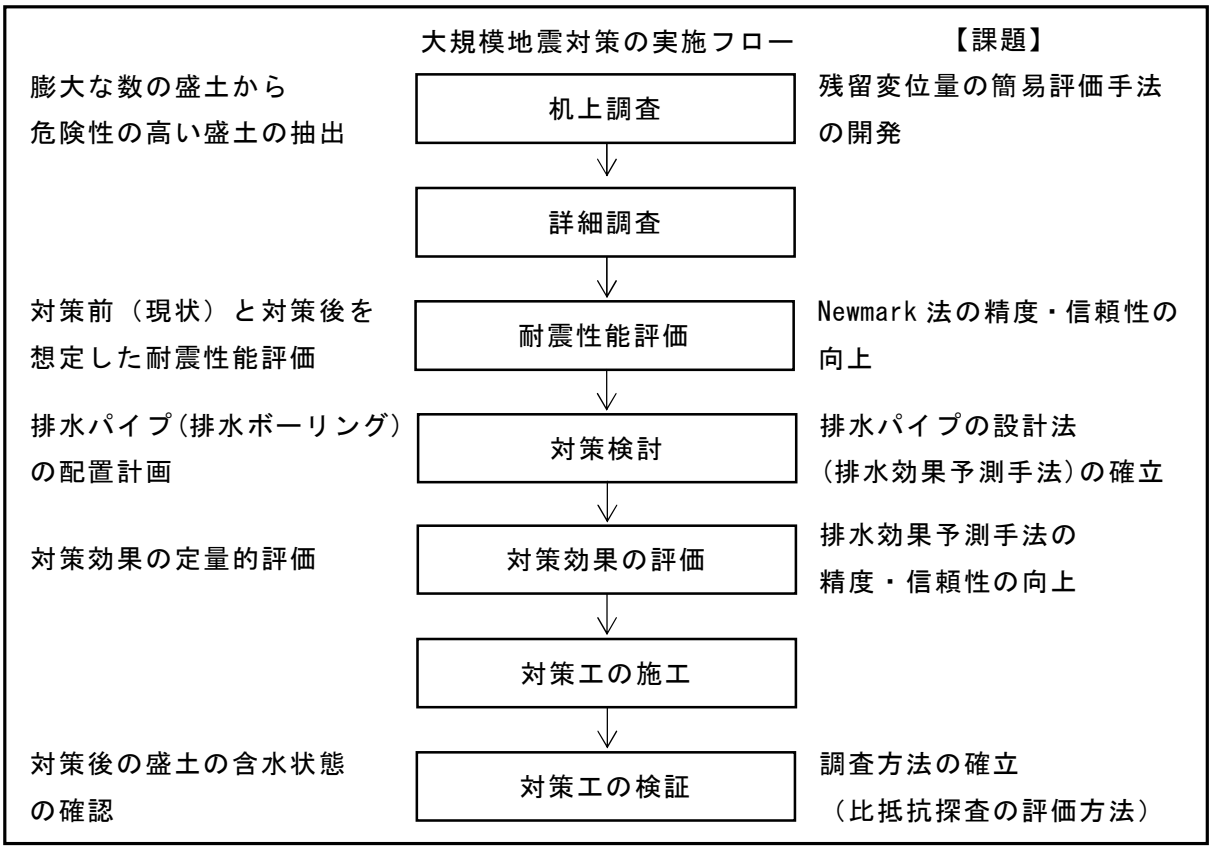


図-1.1.4　大規模地震対策の実施フローにおける課題

(3) 盛土の耐震性能評価における課題

a)改良 O 型 Newmark 法開発の背景

道路土工構造物技術基準が 2015 年 3 月に制定された．道路土工指針や道路橋示方書，あるいは NEXCO 設計要領などに示される従来の設計では，常時における安全率により安定性を評価し，設計を行っていた．地震時の安定性については，土構造物の重要性や周辺環境への影響が多大な場合に評価を行うこととなっており，構造物によっては常時における許容安全率を満足していれば，地震時の検討は不要とされていた（または地震時も安全とみなされていた）．

しかし，新たに制定された道路土工構造物技術基準では性能設計を基本とし，線状構造物である道路施設は施設全体で要求性能を満たす必要がある．橋梁に近接する盛土の要求性能レベルは橋梁を同じ性能レベルでなければならない．これまでは限られた土構造物のみ実施されていた地震時の検討も，対象が増えることになる．また，従来は安全率で評価していた地震時安定性についても，要求性能レベルに応じた変形量で評価することとなった．表-1.1.1 に盛土の要求性能に対する限界状態[15)]の一例を示す．耐震性能評価における盛土の要求性能は，災害時に高速道路が担う役割を考慮すると，容易に損傷の修復が行えることが重要である．許容変位量については，明確な基準値はなく，盛土の構造形状・周辺への影響・道路の社会的役割を総合的に勘案して定めるものである．

盛土の地震時残留変形量の解析手法には，円弧すべり計算に加速度波形を考慮し，すべり土塊の剛体変形量を算定する Newmark 法（以下，従来型 Newmark 法と呼ぶ）や動的弾塑性 FEM（動的 FEM）がある．従来型 Newmark 法は，Newmark[4)]が開発した手法を堀井ら[5)]により発展させた手法で，円弧すべり面上のモーメントのつり合いから回転変位量を求める．従来型 Newmark 法は，円弧すべり計算と同じモデルを使い，比較容易に残留変形量を計算できるが，盛土内の地震加速度増幅を考慮していない．そのため，盛土内の地震加速度増幅の影響が大きい高盛土や斜面上の盛土では過小評価となることが知られている．

そのため,盛土内の地震加速度増幅特性を考慮した Newmark 法(以下,改良 O 型 Newmark 法と呼ぶ）が提案されている．従来型 Newmark 法と比べ，改良 O 型 Newmark 法は盛土内の加速度増幅特性を考慮することで，すべり面の位置およびすべり変形量の予測精度の向上が図られる．しかし，試行錯誤による実被災の再現事例はあるが，改良 O 型 Newmark 法に限らず,残留変位量の予測手法として実際の被災盛土に対する検証がなされていない．

一方，NEXCO の設計要領では，高さ 30m 程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤

表-1.1.1　盛土の要求性能に対する限界状態[15)]

要求性能	盛　土　の　限　界　状　態
性能 1	盛土の変形・損傷が盛土の機能を確保できる限界の状態－健全性を損なわない
性能 2	盛土の変形・損傷が修復を容易に行い得る限界の状態－機能の回復が速やかに行える
性能 3	盛土の変形・損傷が隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態－過大な変形や損傷が生じない

上の盛土は，地表面とは異なる応答が予想されることから，動的 FEM によりすべり土塊の加重平均加速度の地震動である等価加速度波形[16]を算出し，Newmark 法の入力波形としている（以下，NEXCO 型 Newmark 法と呼ぶ）．両手法とも盛土内の加速度増幅特性を考慮していることは同様であるが，解析方法に複数の大きな相違点を有するため，両者の適用性を明らかにする必要がある．

b) レベル 2 地震における入力地震動波形の影響

残留変位量による耐震性能評価は Newmark 法によっているが，一般的には安全側とみなされる設計地震動が用いられている[17]．しかし，2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて設計地震動が見直され，地震動は継続時間が長く最大加速度も大きくなった．そのため，見直された地震動を用いると，従来は安全側とみなされていた地震動よりも残留変位量が大きく算定されることが懸念される．

レベル 2 地震動を考慮した地震時安定計算に用いる設計地震動は，「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 24 年 3 月（以下，道路橋示方書と呼ぶ）」においてプレート境界型地震を想定したレベル 2 地震動（タイプ I）と，内陸直下型地震を想定したレベル 2 地震動（タイプ II）が与えられている．「設計要領第一集　土工編」には，「タイプ II の地震動を用いた方が残留変位量は大きくなることから，タイプ II の地震動を設計地震動として用いることとする．」とあり[17]，Newmark 法に用いる地震動波形は，道路橋示方書に示されるレベル 2 地震動（タイプ II）の標準加速度波形が用いられている．

しかし，前述のとおり 2011 年の東北地方太平洋沖地震を受け，レベル 2 地震動（タイプ I）の標準加速度波形が見直され，旧波形に比べて継続時間が長く，最大加速度も大きくなっている．このため，従来のタイプ I の地震動よりも，降伏震度[18]を超える波形が増え，さらに継続時間も長くなることから，残留変位量が増大することが想定される．すなわち，従来は対象外とされていたタイプ I 地震動を用いた残留変位量が，安全側とみなされているタイプ II 地震動を用いた残留変位量より大きく算出され，タイプ II 地震動を用いることが危険側の評価となってしまうことが懸念される．

以上のことから，道路および関連施設の盛土のり面を対象に，タイプの異なる地震動について，地震応答解析および Newmark 法により耐震性能評価を行い，残留変位量に与える影響素因について検討し，従来の設計条件の課題・問題点を明らかにすることが，耐震性能評価法の信頼性向上において重要である．

(4) 盛土の地下水対策の計画における課題

土構造物の耐震性能向上に対して様々な対策工が提案されており，実際に効果が証明された事例も多い．盛土においては，主に基盤排水工や盛土内の暗渠などの排水対策が施されている．

既設の谷埋め盛土では，施工後に盛土内へ地下水が浸透し，盛土内の含水量が通常の盛土より大きくなることが少なくない．また，常時では湧水・浸み出しが見られない場合でも，降雨後に湧水・浸み出しが見られることも多い．スレーキングしやすい岩質材料からなる盛土では，盛土内への降雨や地下水の浸透による盛土内の含水量の変化（飽和-不飽和による局所的な“乾・湿”の変化）が繰返す．その影響により“スレーキング”が進行し，強度と透水性の低下が生じ，地震や降雨を誘因としてのり面崩壊の危険性が高くなる．

このような既設盛土では盛土内の地下水対策が必要であるが，新設時のような排水対策は容易ではない．現状では排水パイプによる盛土内排除工が施工される機会が多く，鉄道盛土では多くの実績がある．道路盛土においても排水パイプや排水ボーリングが対策工として示されており[10)]，今後は有効な対策工として施工が増えることが予想される．しかし，地下水位低下のための最適な敷設長や設置間隔の設計法が確立されておらず，経験的に配置を計画しているのが実状である．

従来の経験的手法では，排水パイプの効果や盛土内の地下水位の低下量などは予測できず，施工後の効果確認も実施していない．対策効果を確認するにあたっては，排水パイプからの排水状況を確認する程度で，盛土内の含水状態は把握できていない．

排水パイプ設置による効果を予測するには FEM 浸透流解析の頼らざるを得ず，排水パイプの設置間隔や敷設長の最適配置の計画には三次元解析が必要となり，多大な労力を要する．そこで，三次元 FEM 浸透流解析に頼らない手法の開発と設計法の確立が急務である．

また，盛土内の含水状態を把握し，排水パイプの対策効果を実際の盛土で確認することは，排水パイプの設計法の検証には不可欠である．盛土内の地下水位分布を調べる方法としては，観測井戸による地下水位観測が一般的であるが，高盛土や地下水観測を必要とする特別なケースを除いて，通常は観測井戸を設置していない．盛土のり面緊急点検において詳細調査を実施した盛土では，ボーリング孔を観測孔仕上げにして地下水位の観測を行っている．詳細調査を実施した盛土は，前述のとおり湧水があって盛土の強度が低く，盛土内地下水位が高い盛土である．ただし，観測井戸の数は 1 のり面当たり 1～2 本程度で，観測位置の地下水位は確認できるが，盛土全体の含水状態を把握することはできない．

一方で，間接的に地下水の分布状態を調べることは可能であり，電気探査などが地下水の探査に利用されている． 電気比抵抗探査により，盛土内の含水状態や地下水位分布を推定できれば，排水パイプの効果を確認でき，盛土の耐震性能評価における盛土のモデル設定の信頼性向上が期待できる．

1.2 既往の研究

(1) 盛土の地震時変状予測

盛土の地震時残留変形量の解析手法には，円弧すべり計算に加速度波形を考慮し，すべり土塊の剛体変形量を算定する Newmark 法や動的弾塑性 FEM（動的 FEM）がある．従来型 Newmark 法は，Newmark が開発した手法[4)]を堀井らにより発展させた手法[5)]で，円弧すべり面上のモーメントのつり合いから回転変位量を求める．従来型 Newmark 法は，円弧すべり計算と同じモデルを使い，簡便に残留変形量を計算できるが，盛土内の地震加速度増幅を考慮していない．そのため，盛土内の地震加速度増幅の影響が大きい高盛土や斜面上の盛土では過小評価となる．動的 FEM では，すべり破壊による変形が支配的な変形挙動の場合はその破壊形態を忠実に再現できない．大変形挙動を評価できる解析手法として particle-in-cell method を固体力学 solid mechanics に拡張した MPM(Material Point Method)が Sulskya らによって開発されている[19)]．この手法は FEM 解析で評価できない大変形・崩壊挙動を予測できるが，一般的な手法として普及するには至っていない．従来の解析手法の課題に対し，本研究では，動的 FEM 解析を組み合わせることで盛土内の地震加速度増幅特性を考慮し，すべり破壊形態を忠実に再現できる改良 O 型 Newmark 法の実務的な適用性と優位性を明らかにする．

Newmark 法に関する研究では，自然斜面を含む複雑なすべり線を呈する斜面の地震時残留変位量について，篠田は Spencer 法に基づいた算定法[20)]を提案している．すべり面の形状が円弧または直線の場合は，すべり土塊がすべり面上を一定方向に移動する変位量として残留変位量を定義しているが，すべり面の形状が非円弧の場合は，Newmark 法で算定した値がすべり面上の移動量とならないことを指摘している．しかし，篠田の提案している手法はこれから検討すべき課題も多く，実務への適用までは時間を要する．また，本研究の対象である道路盛土では，岩盤すべりのような複雑な非円弧すべりではなく，Spencer 法の適用の必要性は低いと考える．

江川らは，遠心模型実験結果を改良 O 型 Newmark 法・従来型 Newmark 法・動的 FEM を用いてシミュレートし，改良 O 型 Newmark 法の優位性を示している[21)]．

NEXCO 型 Newmark 法については，（財）高速道路調査会により，高さ 30m 程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤上の盛土では動的 FEM により等価加速度波形算出し，Newmark 法の入力波形とすることの必要性とともに，これら以外の盛土については，盛土部の応答が地表面と類似と見なせることが報告されている[22)]．NEXCO 型 Newmark 法は，盛土内の加速度増幅特性を考慮していることは改良 O 型 Newmark 法と同様であるが，解析方法に複数の大きな相違点を有する．よって，両手法の適用性を明らかにするすることが必要である．

一方では，残留変形解析手法によらず簡便に残留変位量を求める手法の開発も進められている．水上ら[13)]は，道路盛土を対象に平面すべりを仮定した簡易計算を Newmark 法の降伏震度と一致するように補正することで，残留変位量を簡便に算定する手法を提案している．坂井ら[14)]は，鉄道盛土を対象に盛土の高さや勾配等の土構造物の情報と想定する地震規模・震源距離・最大加速度等の地震情報から必要なパラメータを求め，滑動変形量を推定する手法を提案している．両者とも事前に必要なパラメータを整理したうえで

Newmark 法を実施し，簡易計算式や回帰式で残留変位量を推定するものである．ただし，大規模更新・大規模修繕に着手しつつある現状では，第一段階である机上調査のため，新たに膨大なパラメータの収集・整理・精査は，時間的に困難な状況である．高速道路の盛土では, 中村ら [12)]によって盛土内水位のない高さ 30m 以下の平坦な地盤上にある盛土を対象に，簡易予測図を用いた残留変位量の算出方法が示されているが，盛土材が砂質土に限定される．そのため，盛土材料によらず，事前のパラメータの収集・整理が不要な（または最小限にとどまる）簡易評価手法の開発が望まれる．

(2) 盛土内地下水排除工の設計法

NEXCO 東日本で施工実績のある砕石竪排水工[9]は，既設盛土内の含水を下げる対策として幅 750mm 砕石によるスリットを 4m 間隔で設置し，法尻をかご枠工により補強する工法である．砕石竪排水工の設計は上記の諸元を標準とし，模型実験等により排水効果を確認している．

排水パイプはスリットの入ったφ60mm の高耐食溶融亜鉛メッキ鋼管で，ブレーカーにより盛土内に圧入する．水抜きパイプは，鋼管と地盤との間に摩擦抵抗が作用するため，敷設長 5.4m 程度以上の施工は困難とされる．水抜きボーリング工は，プレボーリングを行うことで，長い敷設長を可能としているが，塩ビ製の有孔管を使用しており，開口率が小さいという特徴がある．また，水抜きボーリング工に用いる塩ビ製のパイプは，気候や地震などの影響を受けやすいため，耐用年数が約 20 年と短い．また，澁谷ら[23]によると，盛土背部からの浸透水を速やかに排水させるための水平方向の排水対策は，意図に反して盛土内に浸透水を呼び込んでしまうことを指摘している．

NEXCO 西日本では，盛土の大規模更新・大規模修繕の対策として，排水ボーリングを基本[10]としており，盛土の耐震性能評価は排水ボーリングにより盛土内地下水位が低下していることを前提としている．しかし，排水パイプや排水ボーリングの設計は，経験的手法によっており，盛土ごとの排水効果の予測は行っていない．よって，排水効果の定量的評価なしで配置計画を行っているのが現状である．

盛土の地震時のすべりに対する補強と排水効果を兼ねた排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管による盛土補強土工法(SDPR 工法)[24]では，排水ボーリングの間隔はすべりに対する安定解析により決められており，排水効果を評価した配置計画にはなっていない．

現状では，排水パイプの評価手法は三次元 FEM 浸透流解析に頼らざるを得ず，三次元モデルにおける排水パイプのモデル化[8),25]が主流である．よって，三次元 FEM より簡便に排水パイプの効果予測手法が望まれる．

また，排水効果の確認手法については，観測井による地下水位観測が一般的であり，盛土全体の含水状態を把握する実用的な手法は少ない．電気比抵抗探査は，地盤の含水状態を把握する有効な手法に一つと考えられている．盛土を対象とした比抵抗の研究では，締固め管理における含水比と比抵抗値との関係を実験的に評価した研究がある．植野ら[26]や澤﨑[27]の研究は，盛土の締固め管理に比抵抗の利用を試みたもので，室内試験により比抵抗を測定し，比抵抗値と含水比・体積含水率に高い相関が確認されている．高倉ら[28]は，高さ約 7.3m の試験盛土において，約 1 ヶ月ごとの比抵抗探査を繰り返し実施して盛土内の水分変化をモニタリングし，水分変化の監視に比抵抗モニタリングが有効であることを示した．しかし，比抵抗の変化から体積含水率の変化を定量的に求めることは難しいことも述べられている．本研究では，電気比抵抗探査による排水パイプの効果確認および盛土の含水状態を把握する手法としての可能性を検討する．

1.3 本研究の目的と構成

2009 年の駿河湾を震源とする地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震では盛土への被害が多数発生し，盛土の耐震性能評価が重要となっている．盛土を対象とした要求性能は，地震時の残留変形量で評価され，土構造物の重要度により許容される変形量は異なる．そのため，残留変形量の予測には今まで以上に高い精度が求められる．

一方，排水パイプを最適に打設するための設計法は確立されておらず，経験的手法に頼っているのが実状である．そのため，対策効果の予測や確認をすることなく計画された排水パイプにおいては，対策効果を想定した耐震性能評価の信頼性は高いとは言い難い．

本研究の目的は，道路盛土の耐震性能評価法である Newmark 法の精度と信頼性の向上，耐震性能向上技術である排水パイプの設計法の確立と対策効果の検証，およびこれらの成果に基づき，机上調査段階での残留変位量の簡易評価手法の開発を行うものである．

本論文の構成は，「第 1 章　序論」では，研究の背景と現状の課題について整理するとともに，既往の研究に対する本研究の位置づけと本研究の目的を示す．

「第 2 章　道路盛土の耐震性能評価法」では，地震時における道路盛土の耐震性能評価法の精度向上を目的として，盛土の地震時応答特性を考慮して提示されている改良 O 型 Newmark 法の実務的な適用性と優位性を検証するとともに，道路盛土の残留変位に及ぼす地震動の影響について検討する．その際，既往の経験地震における盛土の変状の履歴から土質定数を設定することにより，後にその盛土が被災した別の地震における変状の再現を行い，改良 O 型 Newmark 法の実務的な適用性を明らかにする．また，NEXCO 西日本管内の 5 箇所の実盛土を対象に，改良 O 型 Newmark 法と NEXCO 型 Newmark 法による解析結果を比較し，改良 O 型 Newmark 法の適用性と優位性を明らかにする．さらに，レベル 2 地震における従来の設計法ではタイプ II 地震動を用いると安全側の評価となるとされていることに対し，タイプ I およびタイプ II 地震動による耐震性能評価を行い，盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響と従来の設計条件の課題・問題点について考察する．また，得られた降伏震度と残留変位量の関係から，レベル 2 地震動における残留変位量の簡易推定法を提案し，机上調査段階において，耐震性が低い道路盛土を抽出する概略検討に有効であることを示す．

「第 3 章　道路盛土の耐震性能向上技術」では，道路盛土の耐震性能向上のための盛土内の地下水排除工法である排水パイプの設計法の確立を目的に，排水効果の解析手法として擬似三次元化手法を提案する．排水パイプの設計法の確立は，耐震性能の向上技術に必要であるだけでなく，排水パイプの効果を予測することは第 2 章で示した耐震性能の評価法の信頼性向上にも不可欠である．まず，室内での土槽実験を行い，対象盛土の透水係数に対する擬似三次元モデルで排水パイプをモデル化した透水層の透水係数の比を，排水パイプの打設間隔と敷設長から簡易に算出できる等高線図を提示する．次に，実盛土を対象に擬似三次元化手法を適用することにより，常時・降雨時の排水パイプの効果を定量的に評価できることを検証し，従来の経験的手法では示すことのできなかった排水パイプの効果的な配置計画について解析例を示す．さらに，概略検討での排水パイプの排水効果や任意方向に複数の井戸を設置した場合にも対応できる簡易計算手法を提案し，その適用性を明らかにする．

「第 4 章　排水パイプの現場実証実験」では，第 2 章で耐震性能評価を行った実道路盛土の中から，対策が必要とされ，かつ対策により地震時の安定性が確保できる 1 箇所の盛土を対象として，排水パイプの試験施工を行い，第 3 章で提案した排水パイプの擬似三次元化手法による排水効果の評価を行う．また，現場実証実験では排水パイプの機能・効果を確認するため，降雨期および非降雨期において電気比抵抗探査を実施し，両者の計測結果の比較から盛土の含水状態の変化の把握を試みる．排水パイプの対策区間と非対策区間の断面における比抵抗分布の差から，排水パイプの効果を確認するとともに電気比抵抗探査が盛土内の含水状態を把握する手法として適用できる可能性について示す．また，対象盛土に対する擬似三次元モデルを設定し，この擬似三次元モデルを用いて，2015 年 9 月の台風 18 号の通過前後の降雨条件における非定常浸透流解析を行い，擬似三次元化手法による排水パイプの排水効果を評価する．

「第 5 章　結論」では，本研究で得られた成果と課題を統括し，本論文の結論とする．

参考文献

1) 中日本高速道路（株）：東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告，2009.
2) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集　土工編，p.2~10，2012.
3) （社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針，p.120，2010.
4) Newmark，N．M．: Effects of earthquakes on dams and embankments，*Geotechnique*，Vol.15，No.2，pp.139-159，1965.
5) 堀井克己，舘山勝，内田吉彦，古関潤一，龍岡文夫：ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測, 第 32 回地盤工学研究発表会, No.946, pp.1895-1896. 1997.
6) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.71-89，1999.
7) 三好忠和, 常田賢一:盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響に関する一考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4（地震工学論文集 Vol.33），pp.I_1018-I_1031，2014.
8) 太田直之，杉山友康，渡邊諭，高馬太一，西田幹嗣，石川智史：盛土に用いる排水パイプの浸透流解析，pp.35-40，鉄道総研報告，2012.
9) 新井寿和，安部哲生，横田聖哉，高久英彰：東日本大震災による常磐自動車道の盛土崩落個所の復旧工事，pp.8-11，地盤工学会誌，2015.7.
10) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集　土工 保全編，pp.3~25-3~26，2016.
11) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集　土工編，pp.3~32-3~33，2012.
12) 中村洋丈，横田聖哉，吉村雅宏：高速道路盛土の地震災害マネジメントにおける耐震性評価手法の構築, 土木学会論文集 F4(建設マネジメント), Vol.69, No.2, pp.156-175, 2013.
13) 水上輝，古川愛子，清野純史：Newmark 法を基礎とした道路盛土構造物の地震時安全性簡易評価手法，土木学会第 68 回年次学術講演会，I-043，pp.85-86，2013.
14) 坂井公俊，室野剛隆，京野光男：鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.3，pp.542-552，2012.
15) （社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針，p.90，2010.
16) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集　土工編，pp.6~23-6~25，2012.
17) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集　土工編，p.6~22，2012.
18) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集　土工編，pp.6~20-6~21，2012.
19) Sulskya,D., Howard,S.J. and Schreyer,H.L.： “Application of a particle-in-cell method to solid mechanics,” *Computer Physics Communications*, 87, 236-252, 1995.
20) 篠田昌弘：Spencer 法に基づいた斜面の地震時残留変位量の算定法，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.69，No.4，pp.491-503，2013.
21) 江川祐輔，常田賢一，小田和広，中平明憲：地震時における道路盛土のすべり破壊の制御工法に関する解析的検討，土木学会地震工学論文集(報告)，VOL.29，NO.11-1002，2007.
22) （財）高速道路調査会:平成 15 年度　土構造物の耐震設計に関する検討報告書, 2004.

23) 澁谷啓，齋藤雅彦，原健二，桝尾孝之：ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工―数値シミュレーションと模型実験による評価―，ジオシンセティックス論文集，vol.23，pp.139-146，2008.
24) 殿垣内正人，浜崎智洋，水田富久，松方健治：排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管による盛土補強土工法，pp.40-41，地盤工学会誌，2015.10.
25) 西田幹嗣，川尻峻三，渡邉諭，浅野嘉文，太田直之，杉山友康，西垣誠：排水パイプのスリットを考慮した浸透流解析モデル，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.915－916，2014.
26) 植野修昌，新美孝之介，片岡昌裕，松井保：突固め試験における比抵抗と最適含水比に関する基礎的研究，土木学会第 57 回年次学術講演会，III-800，pp.1599-1600，2002.
27) 澤﨑雅之：比抵抗による土の締固め管理に関する実験的研究，福井工業大学研究紀要，第 41 号，pp.215-223，2011.
28) 高倉伸一，吉岡真弓，内田洋平，石澤友浩，酒井直樹：比抵抗モニタリングによる盛土中の水分変化の推定，物理探査，第 65 巻第 4 号，pp.223-236，2012.

第２章　道路盛土の耐震性能評価法

2.1 概説

2009 年の駿河湾を震源とする地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震では盛土への被害が多数発生し，盛土の耐震性評価が重要となってきている．盛土は一般に，標準のり面勾配を適用することにより，安定していると考えられるので，安定検討を行う必要はないとされている [1)]．すなわち，標準のり面勾配・盛土材料ごとの締固め基準を設定し，排水処理や品質・施工管理を適切に行うことにより，盛土の安定性が確保できると考えられてきた．ただし，盛土材料や盛土周辺地盤が標準的な条件・仕様を満たさない場合は，安定検討を実施することになっている．地震時の盛土の安定性については，盛土や周辺地盤の特性から大きな被害が想定される場合に照査を行う [2)]ことになっており，設計震度による慣性力を考慮した円弧すべり法を用いるのが一般的である．一方，近年では性能設計が主流となっている．盛土を対象とした要求性能は，地震時の残留変位量で評価され，土構造物の重要度により許容される変位量は異なる．そのため，残留変位量の予測には今まで以上の高い精度が求められる．

盛土の地震時残留変位量の解析手法には，円弧すべり計算に地震加速度の時刻歴を考慮し，すべり土塊の剛体変位量を算定する従来型 Newmark 法や動的弾塑性 FEM（動的 FEM）がある．従来型 Newmark 法は，Newmark[3)]が開発した手法を堀井ら [4)]により発展させた手法で，円弧すべり面上のモーメントのつり合いから回転変位量を求める．従来型 Newmark 法は，円弧すべり計算と同じモデルを使い，簡便に残留変位量を計算できるが，盛土内の地震加速度増幅を考慮していない．高盛土や斜面上の盛土では，応答加速度の局部的な増幅やのり肩とのり尻で応答加速度が大きく異なる場合があり，地表面とは異なる応答が予想される．従来型 Newmark 法では盛土内の加速度増幅特性を考慮することができず，残留変位量を過小評価する場合がある．

動的 FEM では，すべり破壊による変形が支配的な変形挙動の場合はその破壊形態を忠実に再現できない．大変形挙動を評価できる解析手法として Sulskya ら [5)]により particle-in-cell method を固体力学 solid mechanics に拡張した MPM(Material Point Method)が開発されている．この手法は FEM 解析で評価できない大変形・崩壊挙動を予測できるが，一般的な手法として普及するには至っていない．

これに対し，盛土の地震時増幅特性を考慮することにより残留変位量を精度良く予測するための手法として，改良 O 型 Newmark 法が提案 [6)]されている．改良 O 型 Newmark 法は，盛土の破壊までを動的 FEM によりシミュレートし，逐次の応答加速度分布を外力とする円弧すべり計算により破壊発生の判定を行い，応答加速度波形から Newmark 法（ここでの解法は従来型 Newmark 法と同じ）によりすべり変位量を算定する．従来型 Newmark 法と比べ，盛土内の加速度増幅特性を考慮することで，提案手法はすべり面の位置およびすべり変位量の予測精度の向上が図られる．

改良 O 型 Newmark 法と同様に動的 FEM 解析を組み合わせた手法に，NEXCO 型 Newmark 法 [7)]がある．高速道路における高さ 30m 程度以上の高盛土や不整形地盤上の盛土では，こ

の NEXCO 型 Newmark 法が使われる．上記以外の盛土では，盛土部の地震応答が地表面と類似[7]とみなし，地表面の地震動を用いる従来型 Newmark 法で残留変位量を算定することになっている．

高速道路盛土の耐震性評価に用いる設計地震動については，「タイプ II の地震動を用いた方が残留変位量は大きくなることから，タイプ II の地震動を設計地震動として用いることとする」[8]ことになっており，道路橋示方書に示されるレベル 2 地震動（タイプ II）の標準加速度波形が用いられている．しかし，2011 年の東北地方太平洋沖地震を受け，レベル 2 地震動（タイプ I）の標準加速度波形が見直され，旧波形に比べて継続時間が長く，最大加速度も大きくなっている．このため，タイプ I の地震動がタイプ II の地震動より残留変位量が大きくなる場合が懸念され，これまでどおりの耐震性評価の手順では危険側の検討を行っているおそれがあり，耐震性評価の信頼性が損なわれる．

一方では，残留変形解析手法によらず簡便に残留変位量を求める手法の開発も進められている．水上ら[9]は道路盛土を対象とした簡易評価手法を，坂井ら[10]は鉄道盛土の地震被害簡易推定手法を提案している．両者とも事前に必要なパラメータを整理したうえで Newmark 法を実施し，簡易計算式や回帰式で残留変位量を推定するものである．残留変位量を求める簡易計算式や回帰式は簡便に使えるもので，容易に盛土の耐震性を評価できるが，簡易計算式や回帰式を決定するための事前の作業に高い専門性や多大な労力を必要とする．高速道路の盛土では，中村ら[11]によって盛土内水位のない高さ 30m 以下の平坦な地盤上にある盛土を対象に，盛土材料が砂質土の場合について簡易予測図を用いた残留変位量の算出方法が示されているが，盛土材が砂質土に限定される．

本章では，地震時における盛土の被害予測法の精度向上を目的として，従来型 Newmark との比較に基づき改良 O 型 Newmark 法の適用性を明らかにした．既往の経験地震による盛土の変状実績から土質定数を設定することにより，実被災盛土における残留変位量の再現を行った．その結果，特徴的な破壊形態を再現するとともに，改良 O 型 Newmark 法により算出した残留変位量は実被害に近い結果となり，改良 O 型 Newmark 法の適用性を示した[12),13)]．さらに，複数の盛土を対象に従来型・NEXCO 型・改良 O 型 Newmark 法を適用し，解析結果を比較することによって改良 O 型 Newmark 法の適用性を検証した[14),15)]．

また，道路および関連施設の盛土のり面を対象に，タイプの異なる地震動について，地震応答解析およびニューマーク法により耐震性評価を行い，残留変位量に与える影響素因について検討した．そして，盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響について，従来の設計条件の課題・問題点について考察する[16]とともに，残留変位量と影響素因との相関を明らかにした[17]．加えて，ここで得られた降伏震度と残留変位量の関係からレベル 2 地震動における残留変位量の簡易推定法を提案し[17]，実盛土への適用性について机上調査段階で危険な盛土のり面を抽出する概略検討には有効であることを示した[18]．

2.2 改良 O 型ニューマーク法

(1) 改良 O 型 Newmark 法の概要

a) 解析手法

改良 O 型 Newmark 法の特徴は，盛土の破壊までを動的 FEM によりシミュレートし，逐次の応答加速度分布を外力とする円弧すべり計算により破壊発生の判定を行い，地震応答解析により応答加速度波形を算出し，Newmark 法を行う際の地震動波形として用いることである．

提案手法の解析フローを**図-2.2.1** に示す．提案手法は非線形モデルである修正 R-O モデルによる FEM 時刻歴応答解析により盛土内の地震応答を計算する．次に，逐次の応答加速度分布を外力とする円弧すべり安定計算により破壊発生の判定を行い（**図-2.2.2**），時刻的応答解析の所定の代表点（本論文では，すべり土塊の重心とする）における応答加速度波形を算出する（**図-2.2.3**）．この応答加速度波形を入力波形として，Newmark 法によりすべり変位量を算出する．

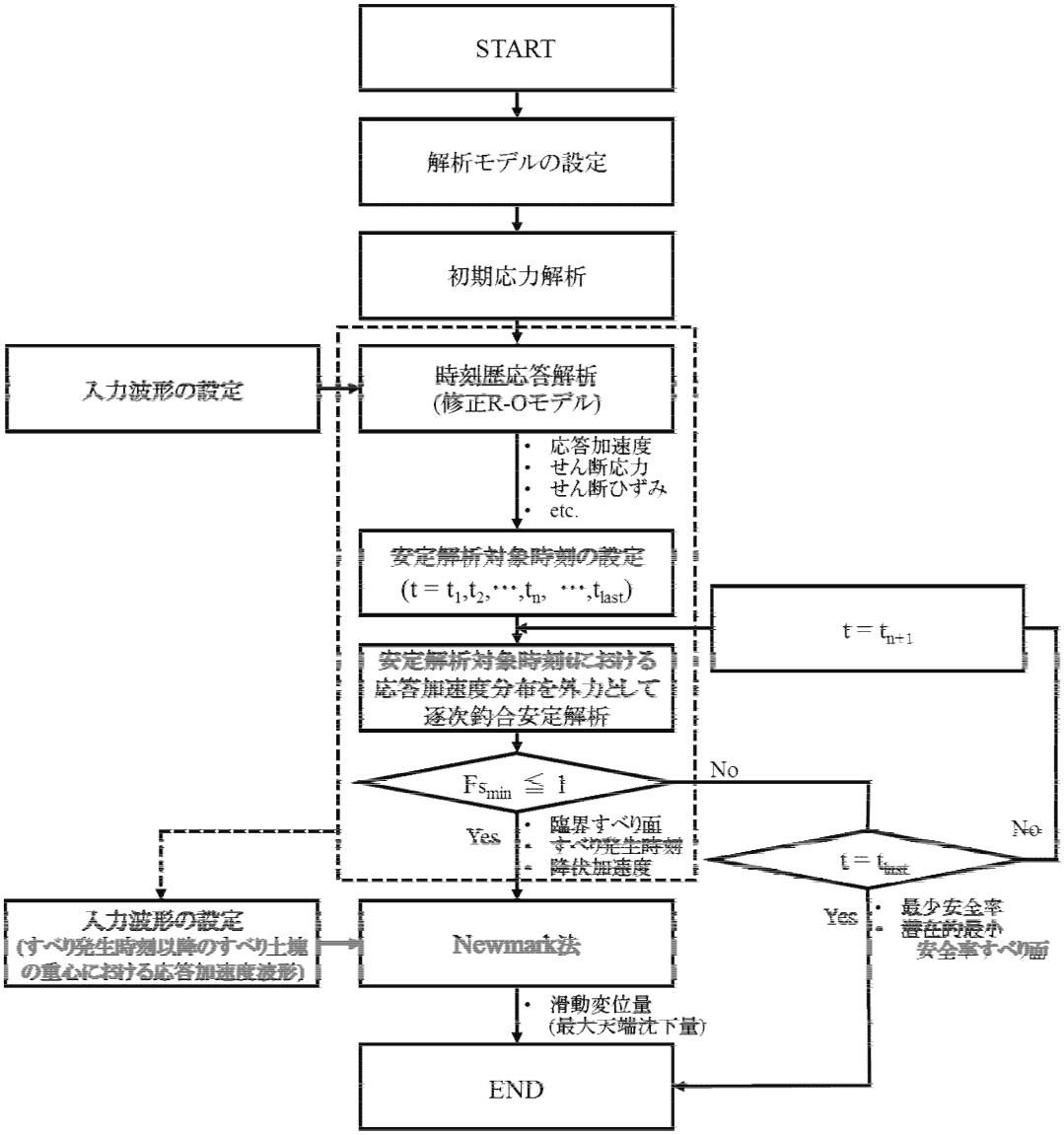


図-2.2.1　改良 O 型 Newmark 法の解析フロー

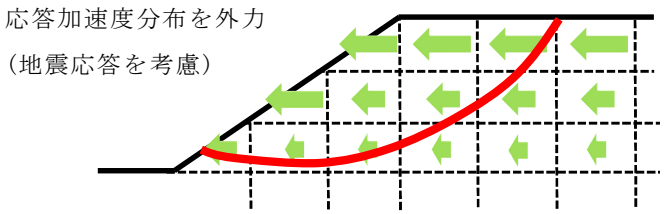


図-2.2.2　応答加速度分布によるすべり円弧の決定

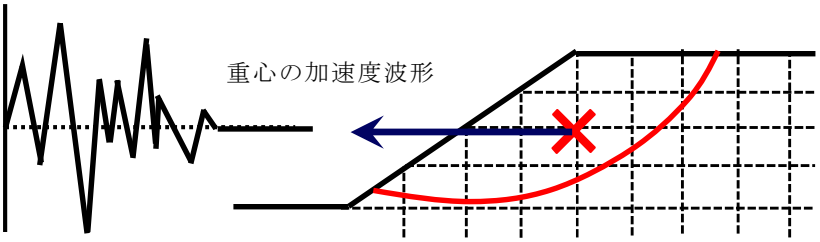


図-2.2.3　すべり円弧重心における応答加速度波形の算出

FEM 時刻歴応答解析による逐次の応答加速度分布を円弧すべり安定計算の外力として各時刻歴の安定計算を行い，安全率が初めて 1 以下となるときの円弧を臨界すべり面とする．このときの円弧の重心位置における加速度を降伏加速度とし，震度に換算したものを従来型 Newmark 法に倣って最小降伏震度とする．よって，改良 O 型 Newmark 法では，地震時のすべり面は臨界すべり面だけを対象とする．

応答加速度波形は，臨界すべり面の円弧重心位置における応答加速度の時刻歴を算出し，応答加速度波形を求める．

残留変位量は，応答加速度波形を入力地震波として Newmark 法により算出する．

改良 O 型 Newmark 法の利点としては以下のとおりである．

1) 設計震度による慣性力を考慮した円弧すべり法や従来型 Newmark 法と比べて，盛土内の加速度増幅特性を考慮することで，すべり面の位置，およびすべり変位量の予測精度の向上が図られる．
2) 動的 FEM 解析では再現が困難なすべり破壊による変形を精度よく再現できる．
3) すべり面の位置を一意的に決定できる．

b）遠心模型実験結果への適用事例[6)]

既往の研究では，提案手法の適用性を検討するため，盛土の地震時すべり破壊を再現した遠心模型実験[19)]をシミュレートしている．ここでは，従来型 Nerwmark 法および動的 FEM（降伏基準：Mohr-Coulomb，塑性ポテンシャル：Drucker-Prager 式）によるシミュレーションも実施し，その適用性の比較・検討を行った事例[6)]について述べる．

ⅰ)遠心模型実験の概要

実験模型は，盛土勾配 1:1.2 の片盛土構造とし，すべり破壊の発生特性の把握およびすべり破壊制御対策の効果の比較のために無対策実験，盛土の法尻補強工法に関する実験および盛土の法肩直下の遮断構造工法に関する実験の 3 ケースを実施した．

模型実験は，**図-2.2.4** に示す長さ 900mm，高さ 300mm，奥行き 280mm の剛な土槽を用い，30G の遠心載荷場で実施した．盛土模型の高さ 290mm で，1G 場の実物高さで 8.7m に相当する．地盤材料は DL クレーを用いて，シリコンオイルにより含水比 5%に調整した後，十分に練り混ぜて盛土模型を作成した．DL クレーは昭和ケミカル株式会社で製造されたものであり，原材料はカオリンと珪石で粒度は人工的に調整されている．土槽の盛土天端側境界には土槽から伝達する振動を吸収するため厚さ 1.5cm の硬質 EPS を設置し，土槽底盤には摩擦抵抗を高めるため両面テープにより 3 号硅砂を貼り付けた．また，土槽側面のリュブリケーションにグリースを塗ったメンブレンを土槽と地盤との間に設置する．

盛土模型の作成方法は，模型寸法で層厚 3cm 毎に締固めを行い，盛土全体の形状からなる密度が所定の密度となるように締固めた．実験後の試験体解体時において，ブロックサンプリング（計 6 箇所）により測定した盛土模型の平均密度は 1.52g/cm^3 であった

ⅱ)解析条件

解析対象とする各実験ケースの諸元を**表-2.2.1** に，模型盛土の主要な解析パラメータを**表-2.2.2～2.2.3** に示す．強度定数は同材料（DL クレー）の三軸試験結果を基に，非線形破壊基準[20)]の接線を用いて，すべり面の位置が実験と一致するようにパラメトリックに検討し決定した．初期剛性は，実験において計測した V_S を基に，h_{max} とフィッティング係数 R_f は動的三軸試験結果を基にそれぞれ決定した．

動的 FEM 解析における解析モデルを**図-2.2.5～2.2.7** に示す．境界条件については，側面を鉛直可動境界，底面を固定境界とした．遮断構造(Cut wall)を設置したケースでは，遮断構造を梁要素としてモデル化し，遮断構造下部の境界条件

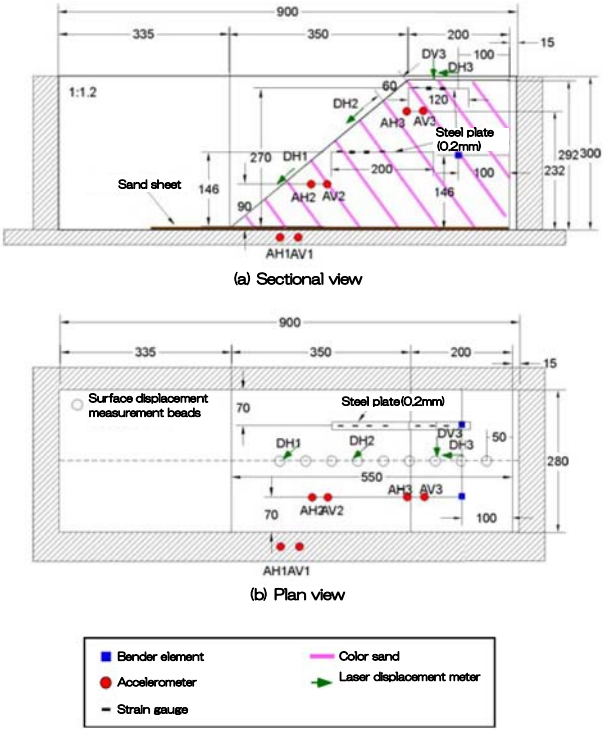


図-2.2.4　すべり破壊実験の遠心模型

は実験と同様に鉛直と水平変位を拘束し，回転変位は拘束しない設置方法とした．円弧すべり計算や Newmark 法においては，法尻改良体(Slope toe reinforce element)および遮断構造にはすべり線が通過しない設定とした．

入力波形は，遠心模型実験の土槽に設置した加速度計（AH1）の計測波形とし，解析時間を 25 秒とした．ただし，法尻補強ケースは，実験において約 300gal の加振の後，さらに約 500Gal の加振を実施しているため，１ステップ 25 秒の加速度波形を２つ連続させた

表-2.2.1　遠心模型実験の諸元

	Input acceleration (Gal)	Wet unit weight γ_t (kN/m^3)	Modulus of elasticity E (MPa)	Elastic shear modulus G_0 (MPa)	Mean effective principal stress σ_m' (kPa)
Case-1 (No countermeasure)	300	14.81	71.5	53.9	43.2
Case-2 (No countermeasure)	500	15.01	69.5	52.4	43.8
Case-3 (Slope toe reinforce)	300,500 2step-excitation	14.81	61.5	46.2	43.2
Case-4 (Cut wall)	300	14.71	50.5	37.9	42.9
Case-5 (Cut wall)	500	14.52	59.6	44.8	42.4

表-2.2.2　盛土材の主要なパラメータ

Modeling parameter	Parameter value
Cohesion c (kPa)	8.7
Internal friction angle φ (deg)	37.6
Poisson's ratio ν	0.33
R-O α	1.89
R-O β	1.92
R-O R_f	5
R-O h_{max}	0.20
Constitutive law	Modified Ramberg-Osgood model (Modified R-O model)

Embankment soil : DL clay

表-2.2.3　模型の対策工部材の解析パラメータ

	unit weight γ (kN/m^3)	Modulus of elasticity E (MPa)	Poisson's ratio ν
EPS	0.12	2.5	0.33
Slope toe reinforce	22.00	1960	
Cut wall	26.50	70000	

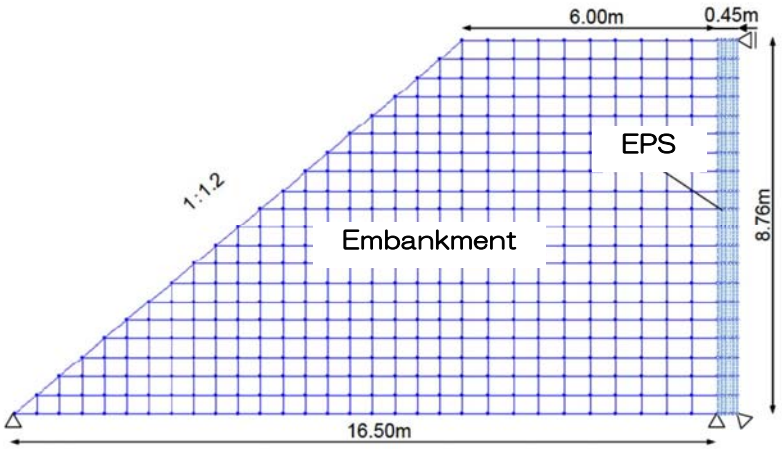


図-2.2.5　解析モデルと境界条件（無対策ケース）

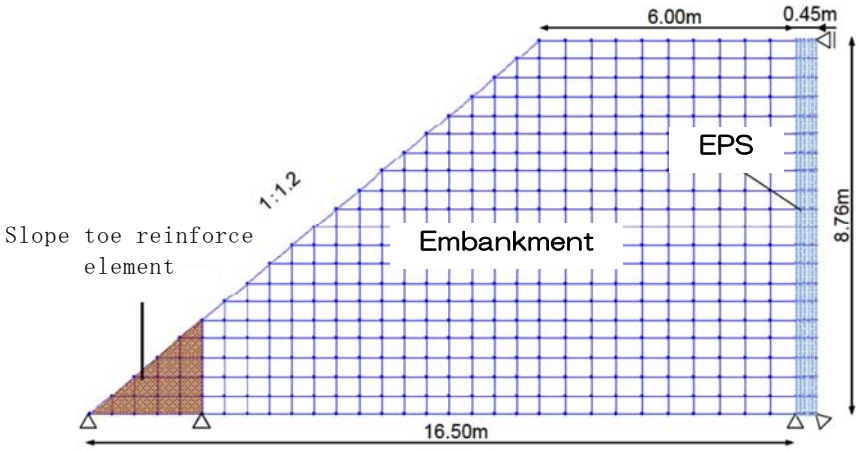


図-2.2.6　解析モデルと境界条件（法尻補強ケース）

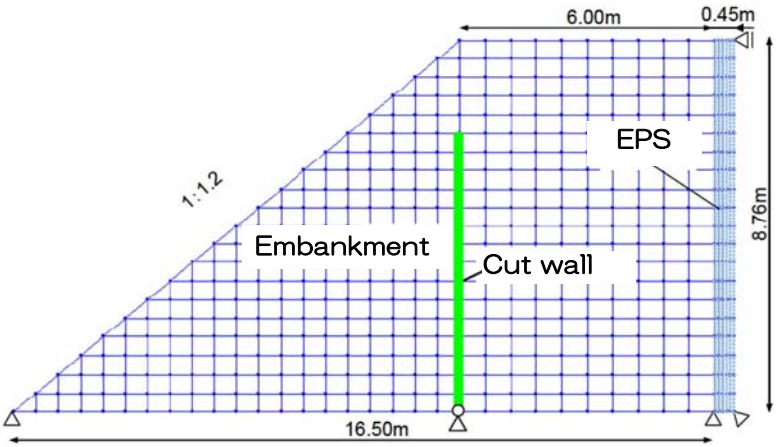


図-2.2.7　解析モデルと境界条件（遮断構造ケース）

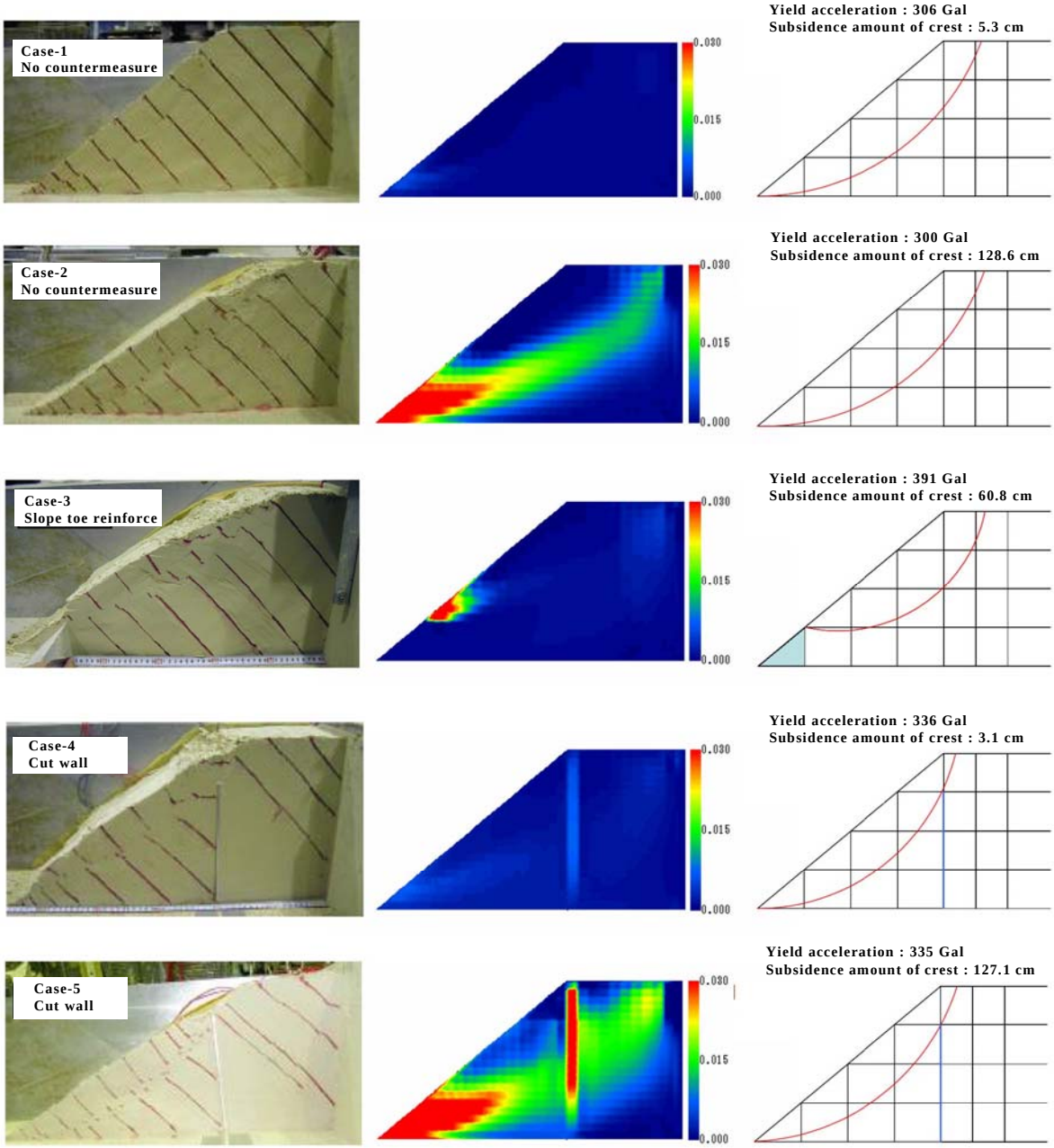
ものを解析の入力波形とした．なお，改良 O 型 Newmark 法の入力波形は，すべり土塊の重心における応答加速度波形としている．

ⅲ)解析結果

各ケースの動的 FEM 解析（弾完全塑性解析）による解析最終時刻におけるせん断ひずみ分布および改良 O 型 Newmark 法による臨界すべり面と降伏加速度・最大天端沈下量をまとめたものを**図-2.2.8** に示す．**図-2.2.8(a)**，**(b)**より，実験において比較的大きな規模のすべり破壊が生じた無対策-2 ケースおよび遮断構造-2 ケースについて，動的 FEM 解析では 1～3%の大きなせん断ひずみ領域が円弧状に発生していることが確認できる．また，実験において，すべり破壊の規模が小さい法尻補強ケースでは，動的 FEM 解析結果において法尻改良体の上端付近に大きなせん断ひずみ領域が確認できる．一方，実験において比較的小規模のすべり破壊が確認された無対策-1 ケースおよび遮断構造-1 ケースでは，動的 FEM 解析結果において 1 パーセント以上のせん断ひずみ領域が確認されない．従って，動的 FEM 解析（弾完全塑性）は，すべり破壊の規模や，対策工によるすべり破壊の抑制効果を定性的に評価できることが分かる．

図-2.2.8(a)，**(c)**より，全ケースで，改良 O 型 Newmark 法による臨界すべり面は，実験におけるすべり面より若干深い傾向があるが，すべり面が盛土天端に到達する位置は概ね一致している．従って，改良 O 型 Newmark 法はすべり面の位置を概ね適切に評価できることが分かる．

また，すべり面の盛土天端への到達位置について，実験での各ケースの傾向（法尻補強ケースは無対策ケースと概ね同位置であり，遮断構造ケースは無対策ケースより法肩側に制御されている）と解析の臨界すべり面の傾向が同様であることが確認できる．このことから，改良 O 型 Newmark 法は対策工によるすべり破壊の制御効果を適切に評価できることが分かる．



(a) 遠心模型実験における残留変形　(b) 動的 FEM 解析のせん断ひずみ分布　(c) 改良 0 型 Newmark 法の臨界すべり面

図-2.2.8　残留変形に関する遠心模型実験結果と解析結果

ⅳ)各解析手法による残留変形の比較

最大天端沈下量について，改良 O 型 Newmark 法(Proposed method)，従来型 Newmark 法(Conventional Newmark method)および動的 FEM 解析(FEM dynamic analysis)による実験値と解析値の比較を**図-2.2.9** に示す．なお，実験における天端最大沈下量は，法肩に設置した標点が斜面表層のすべりの影響を大きく受けて過大な変位を記録したため，これを除く天端上の標点の鉛直変位最大値を採用している．同図より，改良 O 型 Newmark 法による変位量は，実験における変位量を概ね評価できている．一方，従来型 Newmark 法は変位量を過小に評価する傾向が確認されており，応答加速度波形を用いた改良 O 型 Newmark 法の 1/2 程度の残留変位量となっている．動的 FEM 解析（弾完全塑性）は 3 手法の中で最も変位量を過小に評価しており，すべり破壊による変形が支配的な変形挙動の場合，動的 FEM では変位量を忠実に再現できない可能性が示唆された．

盛土模型の 1G 場での実物高は 8.7m で，高盛土ではないが，土槽側面の境界が傾斜地盤上の盛土と同様の境界となり，加速度増幅が生じたと推定される．そのため，盛土内の加速度増幅を考慮しない従来型 Newmark 法では過小評価となり，改良 O 型 Newmark 法が最も適切にすべり破壊による変形挙動を再現できたと考えられる．

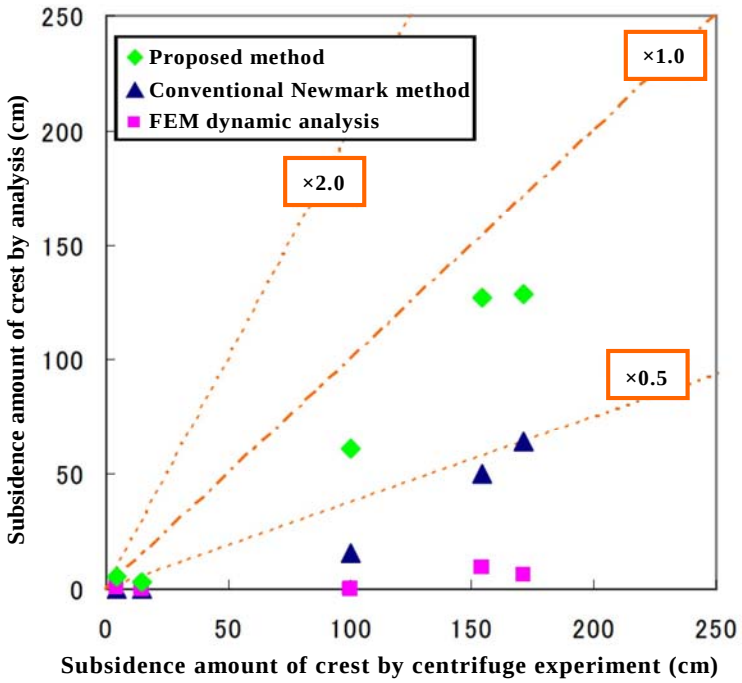


図-2.2.9　最大天端沈下量に対する実験値と解析値の比較

(2) 経験地震による変状を考慮したモデルの実盛土への適用

従来型 Newmark 法に対し，改良 O 型 Newmark 法および NEXCO 型 Newmark 法は盛土の地震時増幅特性を考慮することで，残留変位量の予測精度の向上を図っている．前項では，従来型 Newmark 法と動的 FEM 解析に対して改良 O 型 Newmark 法が最も適切にすべり破壊による変形挙動を再現できることを示した．しかし，実際の被災盛土の変位量を詳細に評価した事例は少ない．単に被災状況から盛土の変位量を試行錯誤的に再現するだけでは，残留変位量を予測するツールとしての信頼性を示したことにはならない．

そこで，提案手法の検証を目的として既往の経験地震による盛土の変状実績を基に土質定数を設定し，実被災盛土における残留変位量の再現を行う[12),13)]．これは，２つの大きな地震の先にあった地震では変形せず，後の地震では破壊した盛土を対象として，既往の経験地震における盛土の変状の履歴から土質定数を設定することにより，後の地震の実被害を予測するものである．

a) 対象盛土

対象とした盛土は，茨城県水戸市の常磐自動車道の那珂 IC 付近上り車線の 92.4kp の盛土で，2011 年東北地方太平洋沖地震(以下，本震と呼ぶ)により，大規模かつ特徴的被害が発生した道路盛土である．**写真-2.2.1～2.2.2** に対象盛土の被害状況を，**図-2.2.10** に被災盛土の断面を示す．その被害の特徴は，比較的層厚が薄いものの軟弱な基礎地盤上において底部破壊でなく斜面先破壊が発生したことが挙げられる．崩壊盛土の天端における残留変位量は約 1.5m であった．また，この盛土は，本震より過去に発生した規模の大きい地震である 2008 年 5 月 8 日に発生した M7.0 の茨城県沖を震源とする地震(以下，経験地震と呼ぶ)の影響を受けているが，経験地震による被害は確認されていない．

写真-2.2.1 対象盛土の損傷状況 [21)]

写真-2.2.2 対象盛土の天端変位量 [22)]

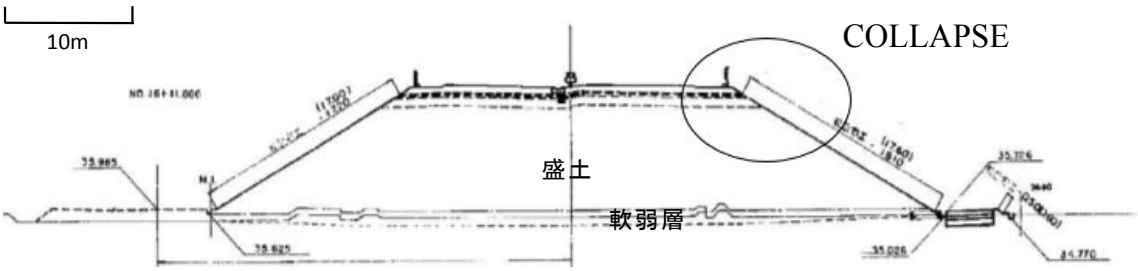


図-2.2.10 被災盛土の断面

b)既往の経験地震によるモデルの検証

残留変位量算出の前に円弧すべり法により斜面先破壊の再現を試みた．モデルおよび土質定数を**図-2.2.11**，**表-2.2.4** にそれぞれ示す．土質定数は，ボーリングデータおよび設計要領第一集土工編[23)]に基づき設定した．円弧すべり法による解析を行った結果，常時の安全率は 1.085 となり，破壊形態は実被害と同様の斜面先破壊となった．しかし，常時の安全率 1.085 は計画安全率(当該盛土は 1.25)より小さく，過去の地震によって崩壊し得ることを意味している．このモデルでは，破壊形態は再現できるが，定量的な評価はできないことがわかる．そのため，既往の経験地震を考慮したモデルの妥当性の検証が必要である．

対象とした常磐自動車道盛土は，被害を受けた 2011 年の本震より以前に発生した規模の大きい経験地震（M7.0）の影響を受けているが，経験地震による被害は確認されていない．この経験地震を考慮した対象盛土の残留変位量を算出し，モデルの検証を行う．

動的 FEM 解析のモデルおよびパラメータを**図-2.2.12**, **表-2.2.5** にそれぞれ示す．また，**図-2.2.13** に動的 FEM 解析変形特性図(G/G0, h-γ curves)を示す．地震動はサイト特性置換手法[24)]により推定された被災地点近傍の地表面波形を使用した．経験地震における入力地震動波形を**図-2.2.14** に，経験地震の当初モデルでの円弧すべり土塊の重心における応答加速度の時刻歴（応答加速度波形）を**図-2.2.15** にそれぞれ示す．

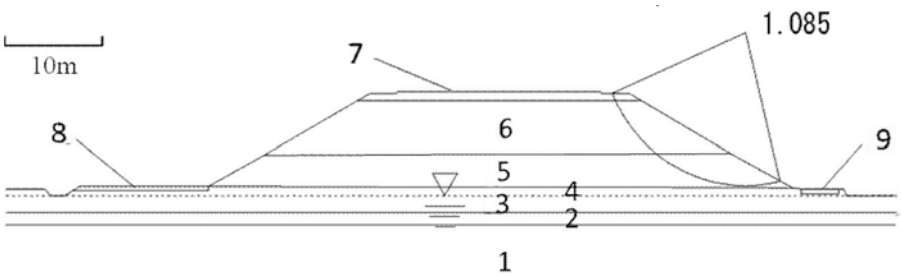


図-2.2.11　斜面先破壊の再現解析に用いた当初モデル

表-2.2.4　当初モデルの土質定数

Number	Saturated unit weight γ_{sat} (kN/m^3)	Wet unit weight γ_t (kN/m^3)	Cohesion c (kPa)	Internal friction angle φ (deg)
1	20	20	0.00	35.86
2	20	16	18.75	20.00
3	20	16	13.00	15.00
4	20	16	13.00	15.00
5	20	14	5.00	20.00
6	20	19	10.00	20.00
7	20	20	0.00	40.00
8	20	20	0.00	35.00
9	20	20	0.00	30.00

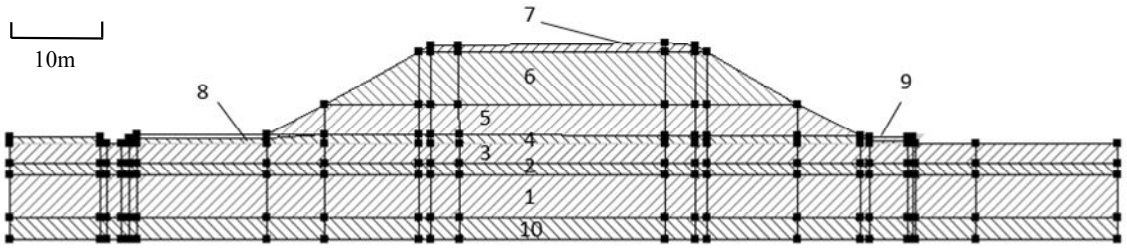


図-2.2-12　動的 FEM 解析におけるモデル

表-2.2.5　動的 FEM 解析におけるパラメータ

Number	Wet unit weight γ_t (kN/m^3)	Cohesion c (kPa)	Internal friction angle φ (deg)	Modulus of elasticity E (MPa)	Elastic shear modulus G_0 (MPa)	Mean effective principal stress σ_m' (kPa)	Poisson's ratio ν	R-O α	R-O β	R-O R_f	R-O h_{max}	Constitutive law
1	20	0.00	35.86	-	308	93.082	0.33	2.451	2.293	9.30	0.25	Modified Ramberg-Osgood model
2	20	18.75	20.00	-	207	65.015	0.33	1.978	1.988	5.60	0.21	
3	20	13.00	15.00	-	99.3	58.882	0.33	2.079	2.056	1.20	0.22	
4	16	13.00	15.00	-	99.3	47.648	0.33	2.451	2.293	4.50	0.25	
5	14	5.00	20.00	-	105	43.655	0.33	1.657	1.729	1.70	0.17	
6	19	10.00	20.00	-	66.3	30.939	0.33	1.657	1.729	1.80	0.17	
7	20	0.00	40.00	-	158	4.551	0.33	1.887	1.916	5.00	0.20	
8	20	0.00	35.00	-	118	2.667	0.33	1.887	1.916	3.70	0.20	
9	20	0.00	30.00	-	124	2.667	0.33	1.727	1.788	2.50	0.18	
10	20	0.00	35.86	164	-	-	0.33	-	-	-	-	Elastic model

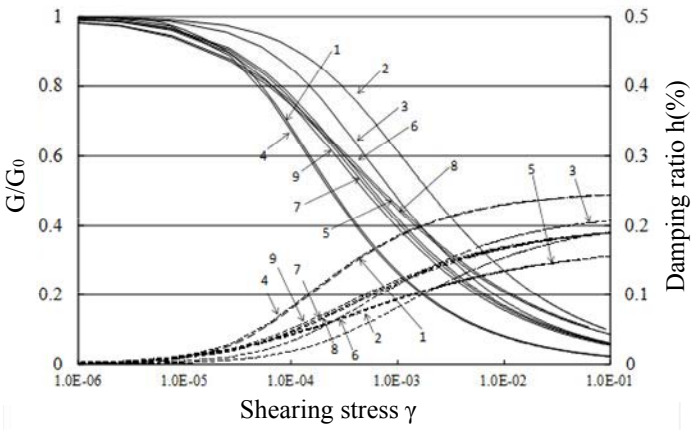


図-2.2-13　動的 FEM 解析変形特性図(G/G0, h-γ curves)

経験地震による残留変位量は実際には生じていなかったが，改良 O 型 Newmark 法による当初モデルでの残留変位量は，0.29m であった．そのため，破壊形態が斜面先破壊かつ経験地震により残留変形が発生しないモデルを再考する．

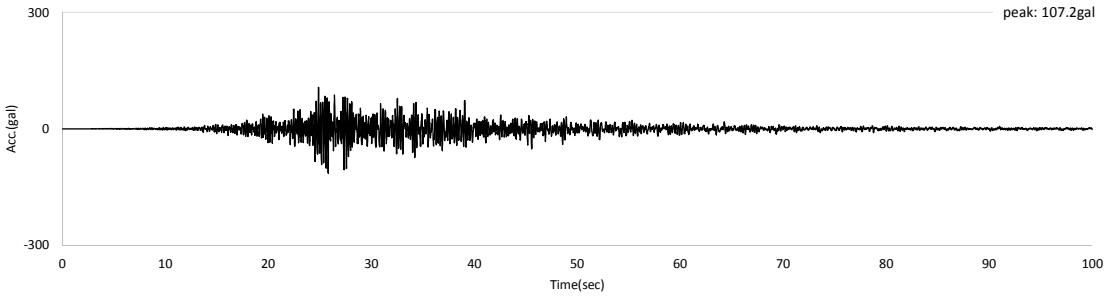


図-2.2.14　経験地震における入力地震動波形（地表面波）

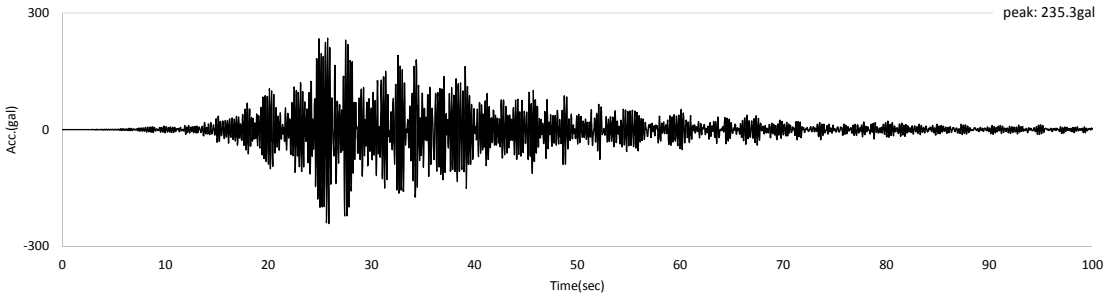


図-2.2.15　経験地震における当初モデルのすべり円弧重心の応答加速度波形

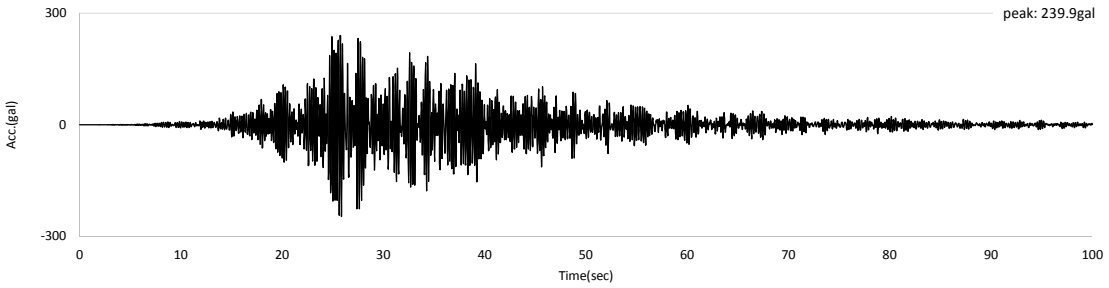


図-2.2.16　経験地震における修正モデルのすべり円弧重心の応答加速度波形

表-2.2.6　修正モデルの土質定数

Number	Saturated unit weight γ_{sat} (kN/m^3)	Wet unit weight γ_t (kN/m^3)	Cohesion c (kPa)	Internal friction angle φ (deg)
1	20	20	0.00	**40.00**
2	20	16	**20.00**	**25.00**
3	20	16	**17.00**	15.00
4	20	16	**17.00**	15.00
5	20	14	5.00	**25.00**
6	20	19	**8.00**	**25.00**
7	20	20	0.00	40.00
8	20	20	0.00	35.00
9	20	20	0.00	30.00

土質定数は設計要領第一集土工編[23)]に基づき，軟弱地盤上で斜面先破壊となりつつ盛土の強度が増大するように，試行錯誤により粘着力および内部摩擦角を決定した．変更した修正モデルの土質定数を**表-2.2.6** に示す．同表の網がけ部分が変更箇所である．修正モデルを用いて円弧すべり法による解析を実施した結果，破壊形態は斜面先破壊となり，常時の安全率は 1.252 となった．

修正モデルを用いて改良 O 型 Newmark 法による経験地震での残留変位量の解析を行った．**図-2.2.16** に修正モデルの応答加速度波形を示す．解析の結果，残留変位量は 0.003m であり，微小となった．この結果から対象盛土において，最近の比較的規模の大きい経験地震の際のすべりが発生していない状態が再現でき，モデルの妥当性が検証できた．なお，このモデルは本震の被災状況を試行錯誤により再現した（変位量を合わせた）モデルではなく，本震での変状を予測するモデルである．

c）改良 O 型 Newmark 法による被災盛土の再現

修正モデルを用いて,本震における残留変位量を改良 O 型 Newmark 法と従来型 Newmark 法により算出した．入力地震動は，経験地震と同様にサイト特性置換手法[24)]により推定した波形[25)]を採用した．本震における入力地震動波形を**図-2.2.17** に，本震の当初モデルでの円弧すべり土塊の重心における応答加速度の時刻歴（応答加速度波形）を**図-2.2.18** に，本震の修正モデルでの応答加速度波形を**図-2.2.19** にそれぞれ示す．当初モデルと修正モデルの破壊形態は，同じ斜面先破壊を再現しており，円弧すべり土塊の重心における応答加速度波形の最大加速度もほぼ同じ値であった．

修正モデルにより得られた残留変位量を**表-2.2.7** に示す．経験地震による無被災実績を考慮した盛土モデルとしたことで，改良 O 型 Newmark 法による残留変位量は，本震による実被害と同等の値を示す結果となった．一方，従来型 Newmark 法は，改良 O 型 Newmark 法および実被害による結果と比較すると残留変位量を過小に評価していることから，盛土内加速度増幅特性の重要性が示された．以上のことから，改良 O 型 Newmark 法により対象盛土のすべり変形の規模を一定の精度で再現できたと言える．

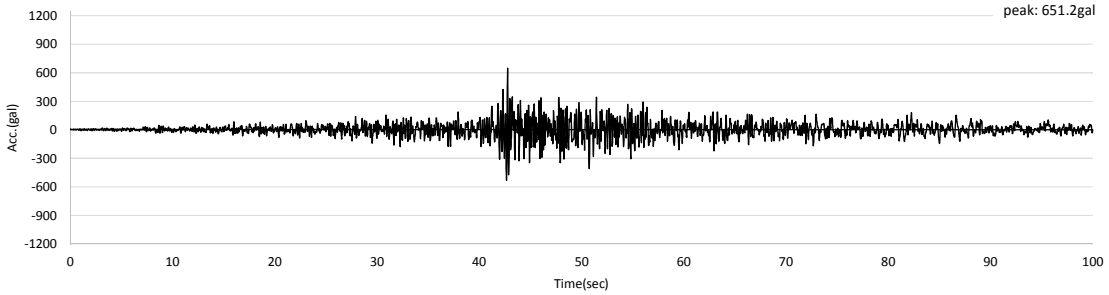


図-2.2.17　本震における入力地震動波形（地表面波）

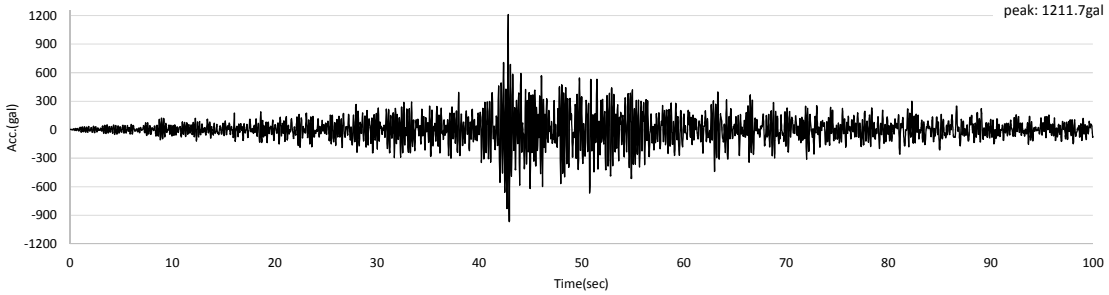


図-2.2.18　本震における当初モデルのすべり円弧重心の応答加速度波形

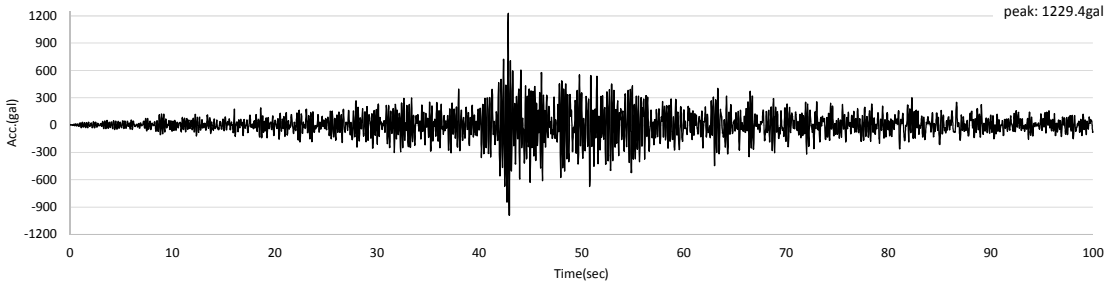


図-2.2.19　本震における修正モデルのすべり円弧重心の応答加速度波形

表-2.2.7　修正モデルによる残留変位量の解析結果

	Actual damage	Conventional Newmark method	Proposed method
residual displacement (m)	1.50	0.90	1.48

d) 改良 O 型 Newmark 法の実盛土への適用について

2011 年東北地方太平洋沖地震により被災した道路盛土において，残留変位量の予測手法としての改良 O 型 Newmark 法の適用について，以下に示す知見が得られた．

1) 2011 年東北地方太平洋沖地震による盛土の破壊形態が斜面先破壊であることに加えて，2008 年茨城県沖を震源とする経験地震(M7.0)の被害状況を考慮することにより，盛土モデルの修正を行った結果，2011 年東北地方太平洋沖地震による残留変位量の算出値は実被害と近い値となり，予測手法としての適用性が確認できた．
2) 上記 1)によれば，盛土モデルにおける土質定数の設定方法の重要性が示唆されるが，既往の経験地震による変状の有無による盛土モデルの検証が有効である．
3) 盛土および基礎地盤のモデル化を適切に実施することにより，盛土内における加速度増幅特性を考慮可能な改良 O 型 Newmark 法は，従来型 Newmark 法と比較して，より精度良く残留変位量が評価できる．

(3) 改良 O 型ニューマーク法と従来型・NEXCO 型との比較

残留変位量の評価に関して，盛土内における加速度増幅特性を考慮しない従来型 Newmark 法[3),4)]の適用が一般的である．しかし，高さ 30m 程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤上の盛土は，地表面とは異なる応答が予想されることから，盛土内の地震加速度増幅特性を考慮することが重要である．そこで，動的 FEM 解析を組み合わせて盛土内の地震時増幅特性を考慮し，残留変位量を精度良く予測するための手法である改良 O 型 Newmark 法[6),12),13)]を提案し，その適用性を示した．

一方，設計要領第一集土工編[7)]によると，高さ 30m 程度以上の高盛土や不整形地盤上の盛土などにおいては，同様に動的 FEM 解析を組み合わせた NEXCO 型 Newmark 法を採用している．しかし，改良 O 型 Newmark 法と NEXCO 型 Newmark 法は，解析方法に複数の大きな相違点を有する．

本項では，複数の実盛土を対象に従来型・NEXCO 型・改良 O 型 Newmark 法による解析結果を比較することによって，改良 O 型 Newmark 法の適用性を検証する．

a)改良 O 型 Newmark 法および NEXCO 型 Newmark 法

改良 O 型 Newmark 法は，①円弧すべり法，②従来型 Newmark 法，および③動的 FEM 解析を組み合わせた手法である．一方，NEXCO 型 Newmark 法も，改良 O 型 Newmark 法と同様に，上記①～③の手法を組み合わせた手法である．しかし，両者の Newmark 法には，3 つの相違点を有する．**表-2.2.8** に従来型 Newmark 法，NEXCO 型 Newmark 法および改良 O 型 Newmark 法の各手法の相違点を示す．

ここで，NEXCO 型 Newmark 法の入力地震動である等価加速度波形[26)]とは，動的 FEM 解析により算出したすべり土塊内に含まれる各節点の応答加速度を抽出し，逐次重み付き平均した波形である．また，すべり円弧を複数設定する際に，本稿では，降伏震度最小の円弧を円弧①とし，すべり面の位置が天端に近づく順に円弧②，円弧③とする．NEXCO 型 Newmark 法では，すべり円弧を一様な地震加速度により求め(**図-2.2.20**)，入力地震動はすべり円弧内の各節点が分担する質量による加重平均により求めている(**図-2.2.21**)．

表-2.2.8　各手法の相違点一覧

	すべり面の算定方法	入力地震動	すべり円弧の個数
従来型Newmark法	一定の水平震度を 外力とした際の 臨界すべり面 (地震応答を考慮しない)	地表面(法尻相当)における 地震加速度波形 (地震応答を考慮しない)	1つ (降伏震度最小の円弧)
NEXCO型Newmark法	一定の水平震度を 外力とした際の 臨界すべり面 (地震応答を考慮しない)	等価加速度波形 (地震応答を考慮)	複数 (降伏震度最小の円弧 +各小段以上の領域における 降伏震度最小の円弧)
改良O型Newmark法	盛土内の逐次の 応答加速度分布を 外力とした際の臨界すべり面 (地震応答を考慮)	すべり土塊重心における 地震加速度波形 (地震応答を考慮)	1つ (降伏震度最小の円弧)

b) 入力地震動

レベル 2 地震動に関して道路橋示方書では[27]，プレート境界型地震を想定したタイプⅠのレベル 2 地震動と，内陸直下型地震を想定したタイプⅡのレベル 2 地震動が示されている．設計要領第一集土工編では，「タイプⅡ地震動を用いた方が残留変位量は大きくなることから，タイプⅡの地震動を設計地震動として用いることとする．」とある[8]．よって，動的 FEM 解析または従来型 Newmark 法に用いる入力地震動は，道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編におけるレベル 2 地震動のうち，Ⅰ種地盤を想定した地震動であるタイプⅡ-Ⅰ-1，Ⅱ-Ⅰ-2 およびⅡ-Ⅰ-3 を採用した．解析に用いる入力地震動波形の一覧を**表-2.2.9** に示す．また，各地震動における正転波に加えて，同地震動の正負を反転させた反転波も入力地震動として用いた．**図-2.2.22** に入力地震動(Ⅱ-Ⅰ-1，Ⅱ-Ⅰ-2，Ⅱ-Ⅰ-3)の正転波および反転波を示す．

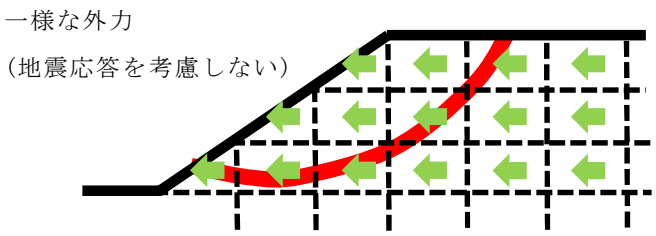


図-2.2.20 一様な加速度によるすべり円弧の決定

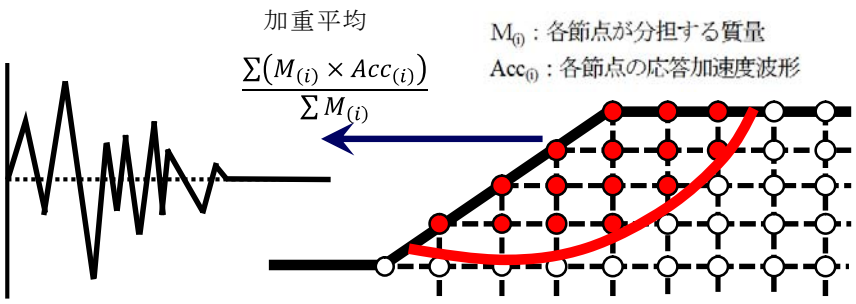
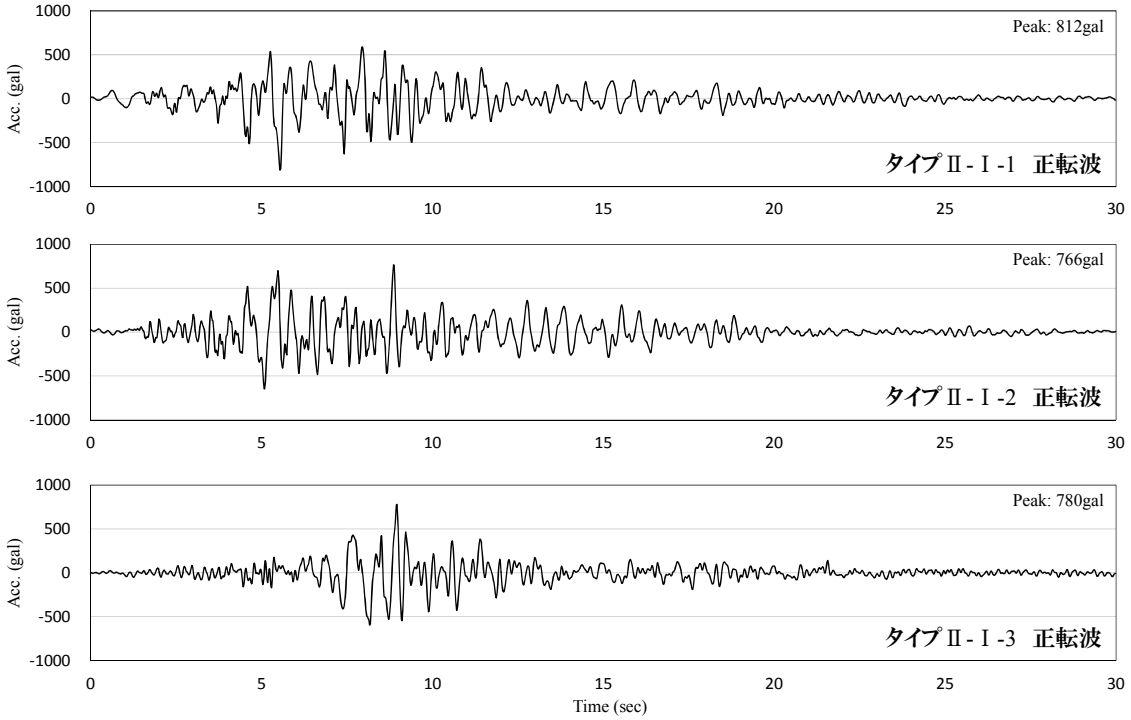


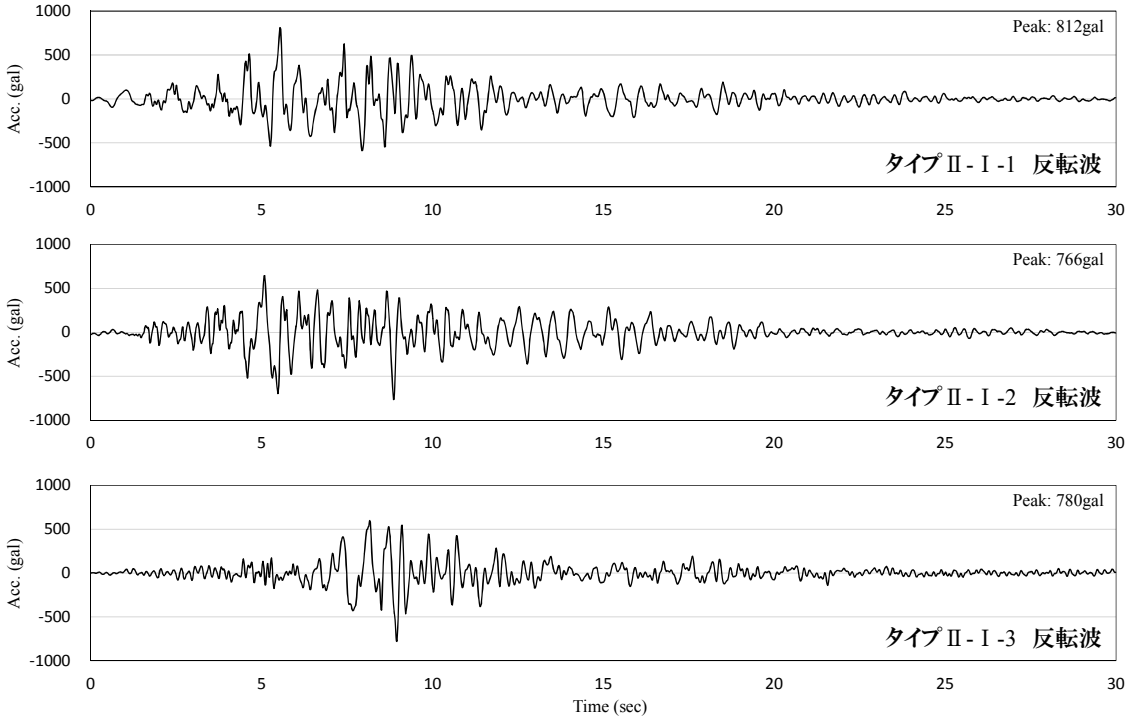
図-2.2.21　すべり円弧における等価加速度波形の算出

表-2.2.9　地震応答解析に用いる入力地震動波形一覧表（文献 27 より作成）

呼び名	設計地震動	地盤種別	入力地震動の加速度波形のもととした強震記録	
			地震名	記録場所および成分
II-I-1	レベル 2 タイプ II	Ⅰ種地盤	平成 7 年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分
II-I-2				神戸海洋気象台地盤上 EW 成分
II-I-3				猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分



(a) 正転波



(b) 反転波

図-2.2.22　入力地震動

c)解析条件

ここでは，両手法を比較するために改良 O 型 Newmark 法においても円弧を複数設定するものとする．具体的には，動的 FEM 解析で，工学的基盤相当に上記の地震動を入力し，円弧①では，法尻の加速度波形，等価加速度波形およびすべり土塊重心の加速度波形を算出し，円弧②・円弧③では，等価加速度波形およびすべり土塊重心の加速度波形を算出する．対象とした盛土(E-1，E-2，E-3，E-4)のモデルおよび地盤定数をそれぞれ**図-2.2.23** および**表-2.2.10** に示す

また，**図-2.2.24** に入力地震動を用いて対象盛土(E-1)において動的 FEM 解析によって得られた残留変位量解析に使用する波形の一部を示す．**図-2.2.24** より，それぞれの円弧において，すべり土塊重心，等価加速度，法尻の順に最大加速度の値が大きくなっていることがわかる．つまり，盛土内で地震加速度が増幅していることがわかる．他の盛土においても，各タイプ，さらには正転波，反転波において，同様の結果が得られた．

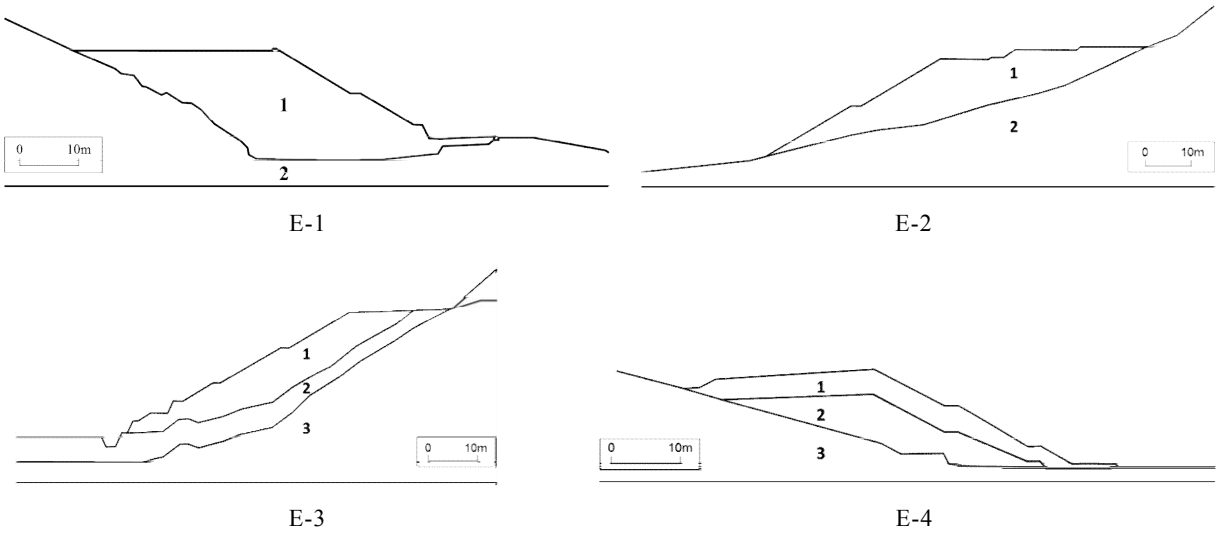


図-2.2.23　対象盛土(E-1，E-2,，E-3，E-4)

表-2.2.10　各対象盛土の地盤定数

層番号	湿潤重量 γ_t(kN/m^3)	粘着力 c(kPa)	内部摩擦角 ϕ(deg.)
1	21.10	60.70	14.60
2	21.00	500.00	0.00

E-1

層番号	湿潤重量 γ_t(kN/m^3)	粘着力 c(kPa)	内部摩擦角 ϕ(deg.)
1	20.40	14.30	34.70
2	21.00	500.00	0.00

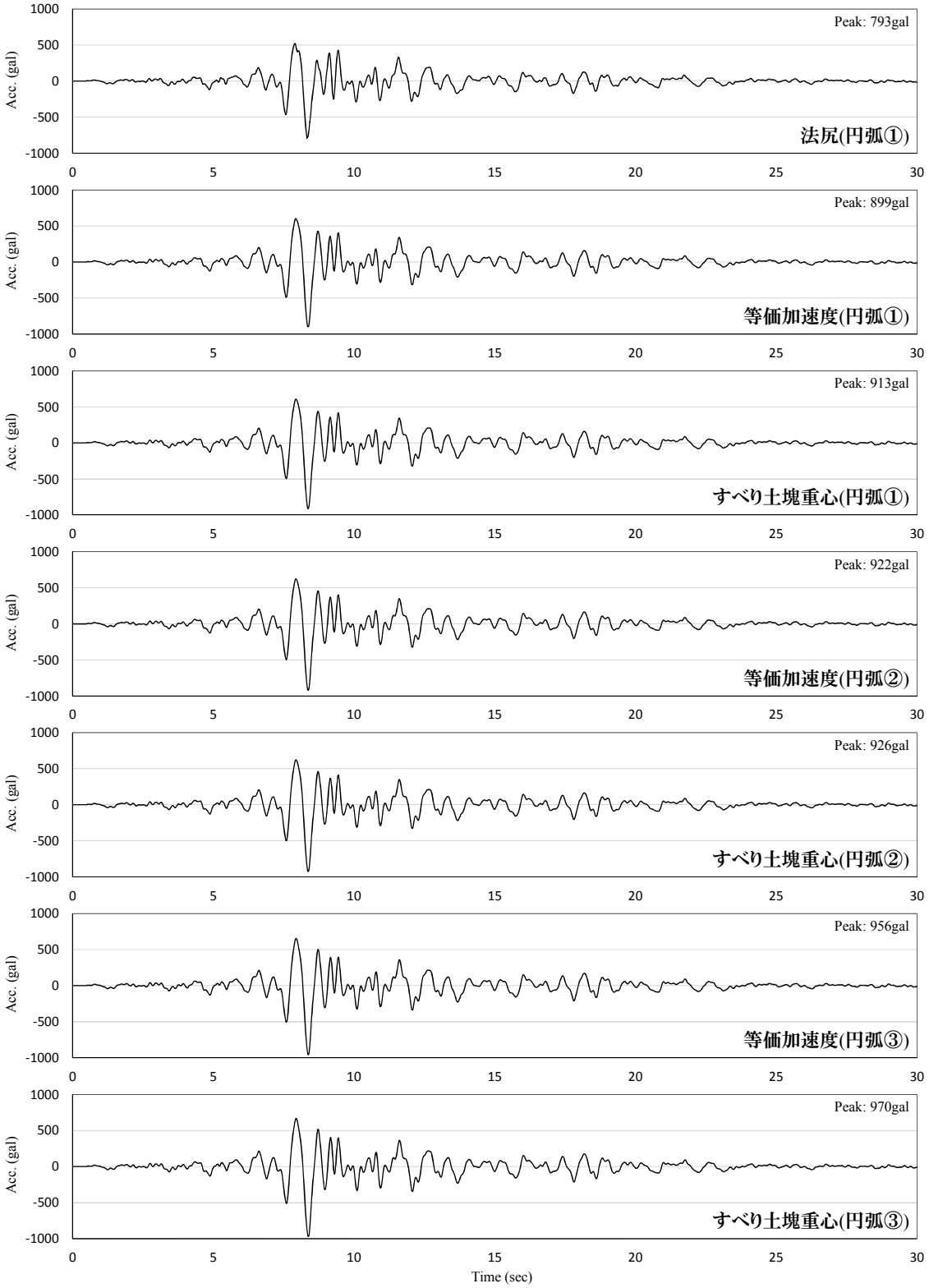
E-2

層番号	湿潤重量 γ_t(kN/m^3)	粘着力 c(kPa)	内部摩擦角 ϕ(deg.)
1	19.50	77.40	24.70
2	21.00	500.00	0.00
3	21.00	500.00	0.00

E-3

層番号	湿潤重量 γ_t(kN/m^3)	粘着力 c(kPa)	内部摩擦角 ϕ(deg.)
1	20.50	2.70	40.00
2	20.50	15.30	33.40
3	21.00	500.00	0.00

E-4



地震動：タイプⅡ－Ⅰ－3　正転波

図-2.2.24　対象盛土(E-1)における地震加速度履歴の比較

d)解析結果

解析結果の一例として，各対象盛土にタイプⅡ-Ⅰ-3 の正転波を入力した結果を示す．各 Newmark 法におけるすべり面の位置を**図-2.2.25** に，残留変位量の解析結果を**表-2.2.11** に示す．全ケースにおいて，NEXCO 型 Newmark 法および改良 O 型 Newmark 法と比較すると，従来型 Newmark 法により算出された残留変位量は小さく評価されていることがわかる．また，NEXCO 型 Newmark 法と比較すると，改良 O 型 Newmark 法により算出された残留変位量はすべての円弧においてより大きく評価されている．つまり，改良 O 型 Newmark 法は NEXCO 型 Newmark 法より過小評価にはならないことがわかる．

また，対象盛土全断面において，NEXCO 型および改良 O 型 Newmark 法により算出された残留変位量の比較を**図-2.2.26(a)** に示す．両手法の差は最大でも 30%程度に留まっている．すなわち，改良 O 型 Newmark 法における算定結果は過剰な評価をしているわけではなく，過小評価とならないように妥当な範囲において残留変位量を大きめに算定できるといえる．しかし，残留変位量の大きさは全て 0.30m 以内であり，変位量の小さい領域における評価である．

そこで，「高さ 30m 程度以上の高盛土や不整形地盤上の盛土」には該当しないが，比較的大きい残留変位量が発生する盛土 E-5（**図-2.2.27**）を追加して検討した．なお，E-5 における土質定数および地下水位などに関しては，他の盛土と同様に設定した．E-5 における地震動タイプⅡ-Ⅰ-1(正転波および反転波)の解析結果を**図-2.2.26(a)** に追記したものを**図-2.2.26(b)** に示す．**図-2.2.26(b)** に示すとおり，変位量が大きい領域でも同様の傾向を得られた．

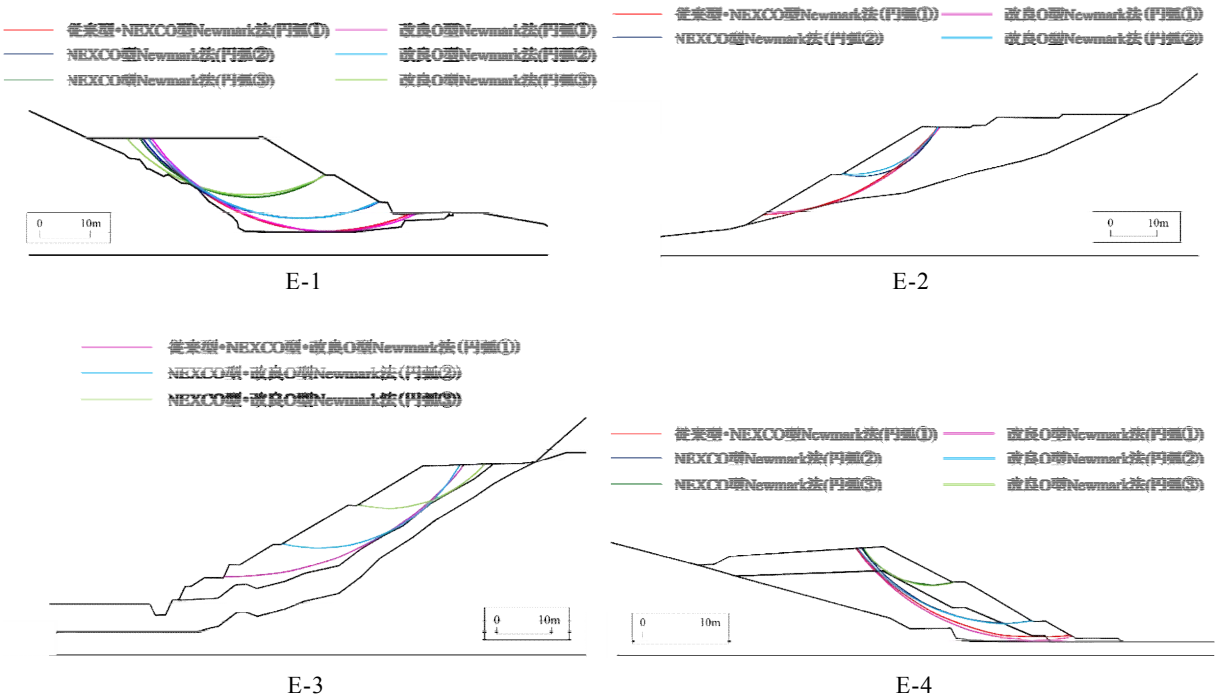


図-2.2.25　各対象盛土におけるすべり面位置の解析結果

表-2.2.11　各対象盛土における残留変位量の解析結果の一例

地震動	円弧	手法	残留変形量(m)
Ⅱ-Ⅰ-3 正転波	円弧①	従来型Newmark法	0.166
		NEXCO型Newmark法	0.253
		改良O型Newmark法	0.262
	円弧②	NEXCO型Newmark法	0.194
		改良O型Newmark法	0.196
	円弧③	NEXCO型Newmark法	0.060
		改良O型Newmark法	0.068

E-1

地震動	円弧	手法	残留変形量(m)
Ⅱ-Ⅰ-3 正転波	円弧①	従来型Newmark法	0.066
		NEXCO型Newmark法	0.151
		改良O型Newmark法	0.163
	円弧②	NEXCO型Newmark法	0.102
		改良O型Newmark法	0.103
	円弧③	NEXCO型Newmark法	-
		改良O型Newmark法	-

E-2

地震動	円弧	手法	残留変形量(m)
Ⅱ-Ⅰ-3 正転波	円弧①	従来型Newmark法	0.000
		NEXCO型Newmark法	0.020
		改良O型Newmark法	0.031
	円弧②	NEXCO型Newmark法	0.013
		改良O型Newmark法	0.018
	円弧③	NEXCO型Newmark法	0.000
		改良O型Newmark法	0.000

E-3

地震動	円弧	手法	残留変形量(m)
Ⅱ-Ⅰ-3 正転波	円弧①	従来型Newmark法	0.026
		NEXCO型Newmark法	0.045
		改良O型Newmark法	0.050
	円弧②	NEXCO型Newmark法	0.044
		改良O型Newmark法	0.047
	円弧③	NEXCO型Newmark法	0.003
		改良O型Newmark法	0.014

E-4

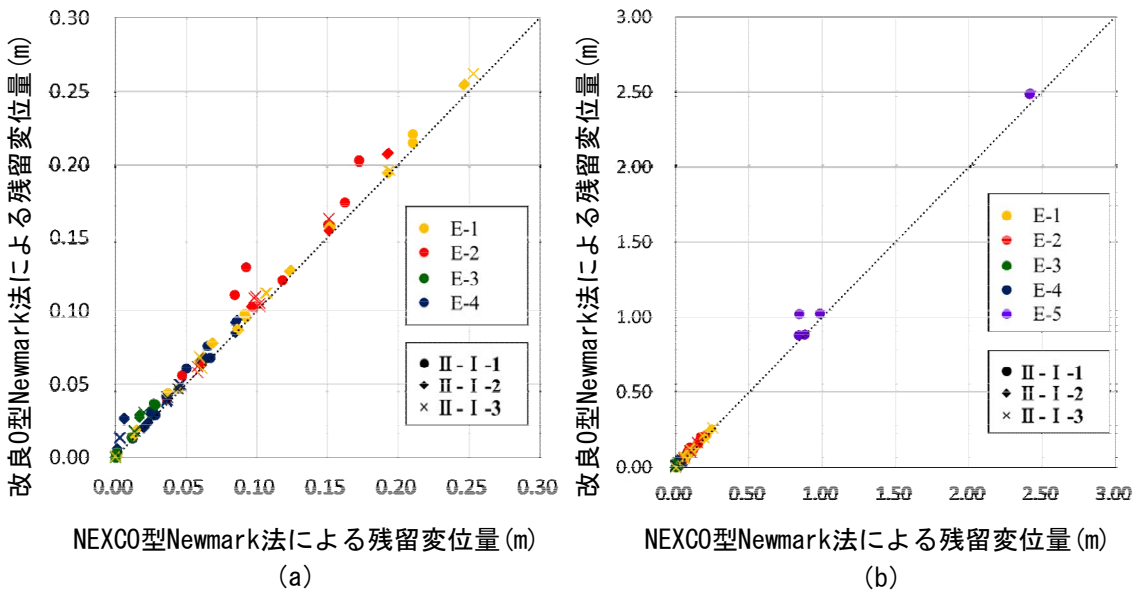


図-2.2.26　残留変位量の比較

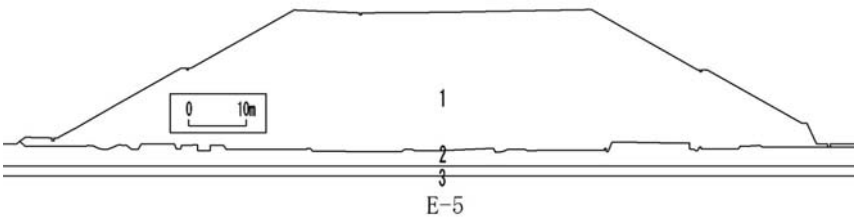


図-2.2.27　対象盛土(E-5)

e) 改良 O 型 Newmark 法の適用性について

ここで，NEXCO 型 Newmark 法および改良 O 型 Newmark 法における解析に必要な時間について比較する．対象盛土 4 箇所において，それぞれの解析手法を用いて残留変位量の解析を実施した際に費やした時間を**図-2.2.28** に示す．なお，両手法間の差異が生じる前の作業となる解析モデルの作成や動的解析などの時間は，両手法で同様の作業を行うことになるため省略している．**図-2.2.28** に示すとおり，全ケースにおいて NEXCO 型 Newmark 法に必要な時間は，改良 O 型 Newmark 法に必要な時間を大きく上回ることがわかる．解析に必要な時間の内訳の一例を**表-2.2.12** に示す．改良 O 型 Newmark 法のすべり面位置決定には応答加速度分布によって外力を与えるため，この工程に必要な時間は NEXCO 型 Newmark 法より長くなるが，入力地震動の設定にはすべり円弧内の加重平均の時刻歴を設定する NEXCO 型 Newmark 法のほうが時間を必要とする．2 工程全体では，NEXCO 型 Newmark 法の時間が長くなる．すなわち，NEXCO 型 Newmark 法と比較して，改良 O 型 Newmark 法は，同じ解析精度を得ながら，より簡便性の高い手法であるといえる．

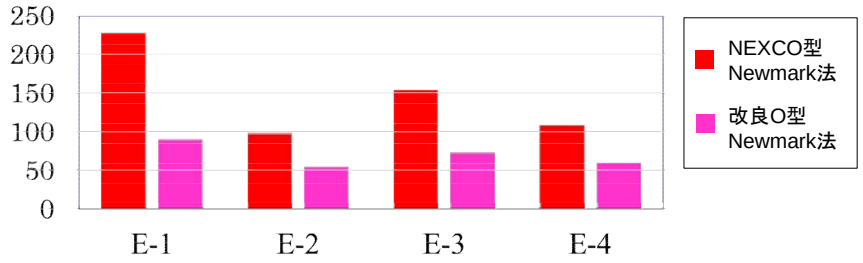


図-2.2.28　両手法の解析に必要な時間

表-2.2.12　すべり面位置・入力地震動の設定に必要な時間（min）

			時間(min)	計(min)
E-1	NEXCO型 Newmark法	すべり面位置決定	5	228
		入力地震動設定	223	
	改良O型 Newmark法	すべり面位置決定	84	91
		入力地震動設定	7	

本項では，共に盛土内の加速度増幅特性を考慮した Newmark 法である NEXCO 型 Newmark 法と改良 O 型 Newmark 法を比較するために，複数の高速道路盛土を対象に残留変位量の解析を実施した．得られた知見について以下に示す．

1) NEXCO 型 Newmark 法と改良 O 型 Newmark 法の大きな相違点は，すべり面位置の決定方法，外力として Newmark 法に入力する地震動，およびすべり円弧の設定数である．これらにより，それぞれの手法における残留変位量の算定結果および解析結果にも差異が生じた．
2) NEXCO 型 Newmark 法および改良 O 型 Newmark 法により算定された残留変位量は，すべての対象盛土において地震動の種類に関わらず，改良 O 型 Newmark 法が大きい値となった．すなわち，改良 O 型 Newmark 法は NEXCO 型 Newmark 法に対して過小評価とならないことが確認できた．また，大きめに算定された残留変位量は，NEXCO 型 Newmark 法の解析結果と比較してもわずかであり，過剰設計ではない合理性が示された．
3) 円弧②・③における残留変位量と比較して，円弧①(降伏震度最小の円弧)における残留変位量が大きくなる傾向が示された．そのため，理論上すべり崩壊が発生しやすい降伏震度最小の円弧における残留変位量の評価が最も重要である．すなわち，Newmark 法による残留変位量の評価において，円弧を複数設定する必要性は低いと示唆される．
4) NEXCO 型 Newmark 法と比較して，改良 O 型 Newmark 法は解析時間の短縮が可能となり，改良 O 型 Newmark 法の簡便性が示唆された．また，上記 3)に示すように，円弧を複数設定せず，降伏震度最小の円弧(円弧①)のみを評価することによって，さらに解析時間を短縮できる可能性が示唆された．
5) 上記 2)～4)により，NEXCO 型 Newmark 法との比較から，改良 O 型 Newmark 法の優位性が示唆された．

なお，改良 O 型 Newmark 法と NEXCO 型 Newmark 法における解析に必要な時間については，**表-2.2.12** に示す工程のインターフェースをプログラミングすることで大幅な時間短縮が可能と考えられる．上記インターフェースにより解析時間の短縮と手間を省き，改良 O 型 Newmark 法の利便性をさらに向上させることが，今後の課題である．また，NEXCO 型 Newmark 法についても同様に時間短縮が可能であり，解析時間に関する優位性がなくなっても，すべり面の位置を一意的に決定できることなど，改良 O 型 Newmark 法の利点はあると考えられる．

2.3 地震時残留変位量に及ぼす影響素因について

(1) Newmark 法に用いる設計地震動の課題

2009 年に発生した駿河湾を震源とする地震（駿河湾地震）により，東名高速道路において盛土のり面が崩壊し，通行止めを余儀なくされた．これを契機として，被災盛土と類似の盛土に対する盛土のり面緊急点検が実施され，NEXCO 西日本でも特に危険性の高い盛土については詳細調査・耐震性評価を行っている．その際，残留変位量による耐震性評価は Newmark 法によっているが，一般的には安全側とみなされる設計地震動 [7]が用いられている．しかし，2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて設計地震動が見直され，地震動は継続時間が長く最大加速度も大きくなった．そのため，見直された地震動を用いると，従来は安全側とみなされていた地震動よりも残留変位量が大きく算定されることが懸念される．

本項では，道路および関連施設の盛土のり面を対象にタイプの異なる地震動について，地震応答解析および Newmark 法により耐震性評価を行い，残留変位量に与える影響素因について検討し，従来の設計条件の課題・問題点について考察する．

a) 盛土のり面緊急点検

駿河湾地震により高速道路盛土が被災したことを契機に，全国の高速道路会社が管理する有料道路および一般国道（国が管理する指定区間の国道）において，管理者らにより盛土のり面緊急点検が実施された．被災盛土と類似の盛土箇所として，下記条件に該当する盛土の抽出を行った．

1)スレーキングしやすい岩質材料が用いられている可能性のある盛土
（盛土材料に関する条件）
2)沢埋め部等の水の集まり易い地形条件に造成された盛土
（地形に関する条件）
3)盛土のり尻からの高さが 10m を上回る盛土
（盛土高さに関する条件）

盛土材料に関する条件の判定は，20 万分の 1 または 5 万分の 1 の地質図により泥岩・頁岩・凝灰岩の分布地域を通過・近接する区間，または路線を中心に幅 1km，路線上下線方向に 10km の範囲に泥岩・頁岩・凝灰岩が分布する箇所の盛土とした．その後，2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震を受け，盛土材料に関する条件を除いて対象を広げ，残り 2 条件のみに該当する盛土についても，盛土のり面緊急点検が実施された．

盛土のり面緊急点検の結果，詳細調査が必要と判定された盛土のり面については，ボーリング調査等を実施し，耐震性の検討を行ってきた．また，東海・東南海・南海地震などの大規模地震に備え，災害時進出拠点等の重要拠点がある盛土の耐震性についても調査・検討が進められている．

盛土は一般に，標準のり面勾配を適用することにより，安定していると考えられるので，安定検討を行う必要はない [1]とされている．すなわち，標準のり面勾配・盛土材料ごとの

締固め基準を設定し，排水処理や品質・施工管理を適切に行うことにより，盛土の安定性が確保できると考えられてきた．ただし，盛土材料や盛土周辺地盤が標準的な条件・仕様を満たさない場合は，安定検討を実施することになっている．

他方，地震時の盛土の安定性については，盛土や周辺地盤の特性から大きな被害が想定される場合に照査を行う[2)]ことになっており，設計震度による慣性力を考慮した円弧すべり法を用いるのが一般的である．しかし，近年の新たな設計の流れとして性能設計が求められるようになり，直接的に構造物の残留変形を評価する機会が増えている．

2009 年 8 月に発生した駿河湾地震を受け，2009 年 12 月から類似の盛土について，地山の地形，地下水および盛土材料の観点から盛土の性状を確認するため，盛土のり面緊急点検を実施した．2009 年から 2011 年に実施した盛土のり面緊急点検の結果，以下の条件ののり面を要詳細調査箇所とした．

1)のり面からの湧水や浸み出しあり（常時・降雨後）
2)簡易動的コーン貫入試験より平均 $N_d \leqq 10$
3)地表からの 10cm 毎累積平均 N_d 値＞10 の値となる深さより，盛土内水位が高い

詳細調査が必要と判定された盛土箇所以外ののり面については，通常監視箇所（湧水がない盛土）または重点監視対象箇所（湧水がある盛土）として引き続き監視を行っている．

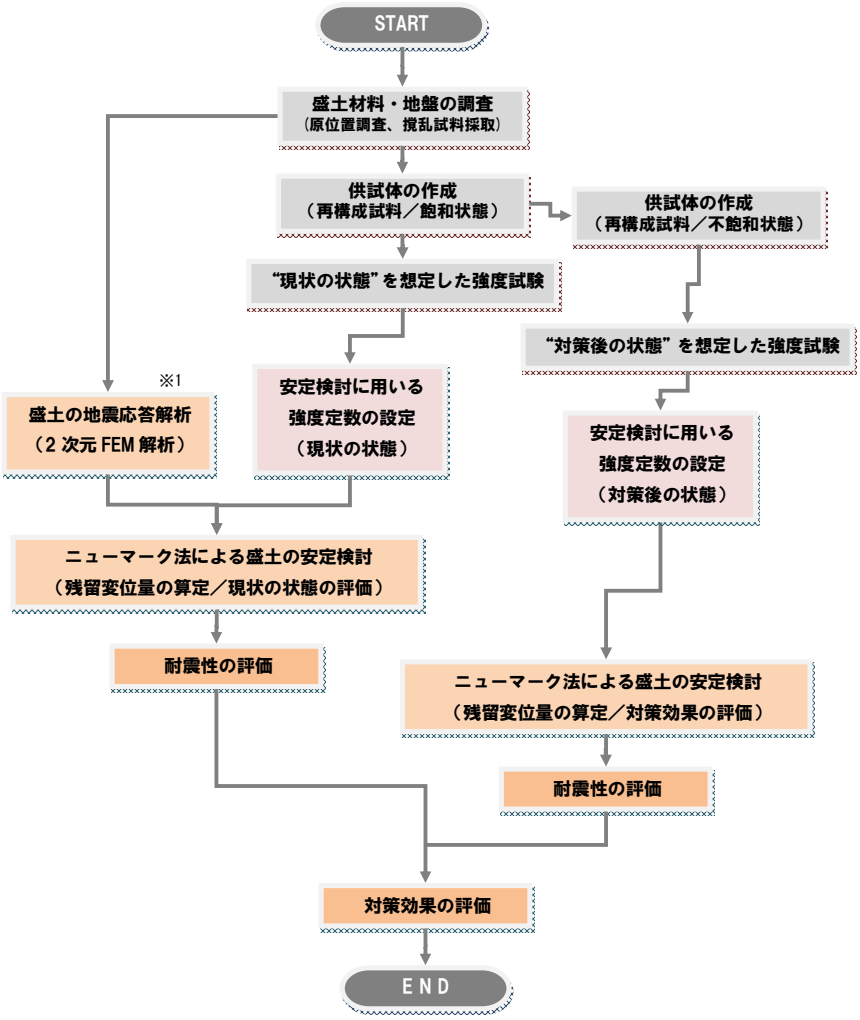
詳細調査では，対象盛土の撹乱試料を再構成した供試体を用いて$\overline{\mathrm{CU}}$三軸圧縮試験を実施した．対策工として盛土内地下水排除工法[28)]を想定していることから，$\overline{\mathrm{CU}}$三軸圧縮試験は飽和と不飽和の 2 条件で行った．一般的に再構成試料は原地盤より低い強度を示すとされている．しかし，対象となる盛土は自然地盤ほど骨組構造が強くないことから，再構成試料による評価が可能と考える．

b）耐震検討

耐震性と対策効果の評価手順を**図-2.3.1** に示す．対象盛土の調査・試験結果を整理し，地震応答解析および Newmark 法を実施した．ここで，高さ 30m 程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤上の盛土は，等価加速度波形を入力波形とする NEXCO 型 Newmark 法を用いた．一方，これら以外の盛土については，従来型 Newmark 法を用いた．

対策効果については，湧水や浸み出しのある現状の盛土（飽和状態）を対象に盛土内地下水排除工を実施した盛土（不飽和状態）での残留変位を算定し，現状の状態と比較・評価する．

耐震性評価における盛土の要求性能は，災害時に高速道路が担う役割を考慮すると，容易に損傷の修復が行えることが重要である．許容変位量については明確な基準値はなく，盛土の構造形状・周辺地域への影響・道路の社会的役割を総合的に勘案して定めるものである．**表-2.3.1** に盛土の要求性能に対する限界状態の一例を示す．地震災害の事例では，30～100cm 程度の変位であれば概ね 1 日以内に緊急車両が通行可能となるまでに復旧されたことが報告されている[11),30)]．本検討では性能 2 を目標とし，道路盛土の損傷を速やかに修復できる許容変位量を，これまでの災害復旧の実績から暫定的に 1m と定めている．



※1 高さ 30m程度以上の高盛土や不整形地盤上の盛土のみ実施。それ以外は、地表面加速度＝盛土の応答加速度として、ニューマーク法による検討を行った。

図-2.3.1　耐震性と対策効果の評価手順

表-2.3.1　盛土の要求性能に対する限界状態 [29)]

要求性能	盛　土　の　限　界　状　態
性能 1	盛土の変形・損傷が盛土の機能を確保できる限界の状態－健全性を損なわない
性能 2	盛土の変形・損傷が修復を容易に行い得る限界の状態－機能の回復が速やかに行える
性能 3	盛土の変形・損傷が隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態－過大な変形や損傷が生じない

c) **検討方法**

ⅰ)想定する盛土の状態

「盛土のり面緊急点検」において抽出された盛土は，基本的にはスレーキング性の脆弱な材料を用いた集水地形にあって，飽和度が高く，**図-2.3.2** に示すような状態にあると考えられる．**図-2.3.2** は，盛土の含水状態が飽和度の高い方へ移行し，最適含水比より右側で推移している状態を表している．耐震性評価においては，**図-2.3.3** に示す二つの状態を想定する．

1)施工時の状態

盛土の施工時には，最適含水比付近の含水比で，盛土材料ごとに定められた締固め基準により十分な品質管理のもとで施工されており，盛土の安定を確保できるだけのせん断強度を有していたと考えられる．

2)現状の状態

降雨等による盛土内の含水量の変化（飽和-不飽和による局所的な“乾・湿”の変化）が繰返し，その影響により“スレーキング”が進行したこと，盛土内の含水量が施工当初より増加したこと等の影響により，強度が低下した状態にあると考えられる．

3)“対策前”の状態

現状の盛土時の状態は，**図-2.3.3** の「2)現状の状態」にあると考えられるが，今回実施する耐震性評価では，想定される最も条件の悪い状態として，現在の状態からさらに含水量が増え，飽和状態に至った状態を想定する（**図-2.3.3** の「3)“対策前”の状態」）．この状態を想定し，室内試験用の供試体を作成し，材料試験を実施するとともに，その試験結果を用いた耐震性評価を行う．

4)“対策後”の状態

“現状”の状態から，盛土に対して地下水排除工を実施し，含水量を減らす対策を行った場合を想定する（**図-2.3.3** の「4)“対策後”の状態」）．この状態を室内試験用の供試体で作成し，その供試体について材料試験を実施するとともに，その試験結果を用いた耐震性評価を行う．

ⅱ)設計地震動

レベル 2 地震動に関して道路橋示方書では[27]，プレート境界型地震を想定したレベル 2 地震動（タイプ I）と内陸直下型地震を想定したレベル 2 地震動（タイプ II）が与えられている．「設計要領第一集　土工編」には，「タイプ II の地震動を用いた方が残留変位量は大きくなることから，タイプ II の地震動を設計地震動として用いることとする」とあり[8]，残留変位量の算定に用いる地震動波形は，道路橋示方書に示されるレベル 2 地震動（タイプ II）の標準加速度波形が用いられている．

しかし，2011 年の東北地方太平洋沖地震を受け，レベル 2 地震動（タイプ I）の標準加速度波形が見直され，旧波形に比べて継続時間が長く，最大加速度も大きくなっている．このため，旧タイプ I の地震動よりも残留変位量が増大することが想定され，従来は対象外とされていたタイプ I の地震動における検討も必要となる．よって，設計地震動の違いが残留変位量に与える影響を明らかにすることを目的に，レベル 2 地震動（タイプ I）およびレベル 2 地震動（タイプ II）を用いた耐震性評価を行う．

1)施工時の状態：十分な品質管理により盛土の安定を確保できるだけのせん断強度を有していたと考えられる状態

2)現状の状態　：“スレーキング”の進行と盛土内の含水量の増加の影響により強度が低下した状態

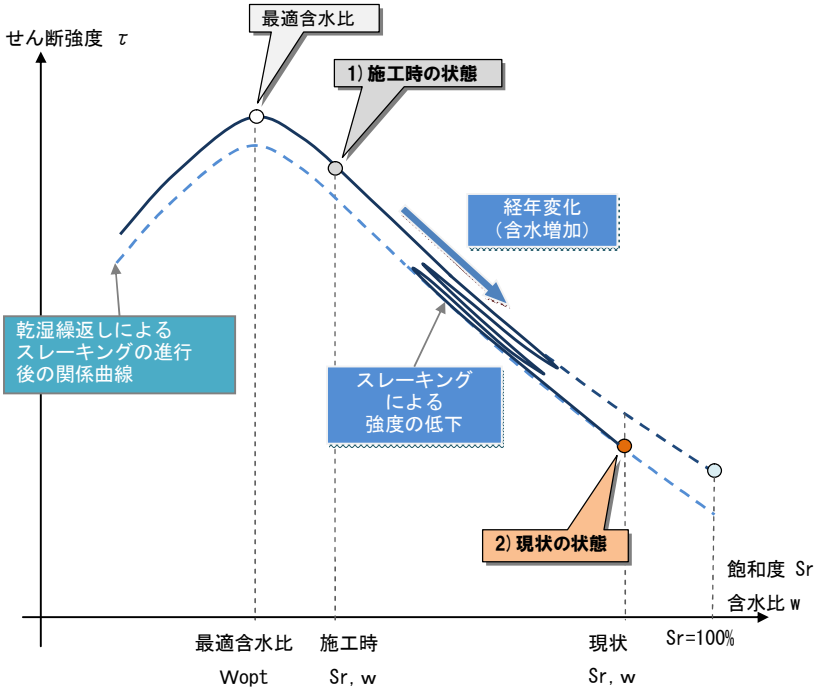
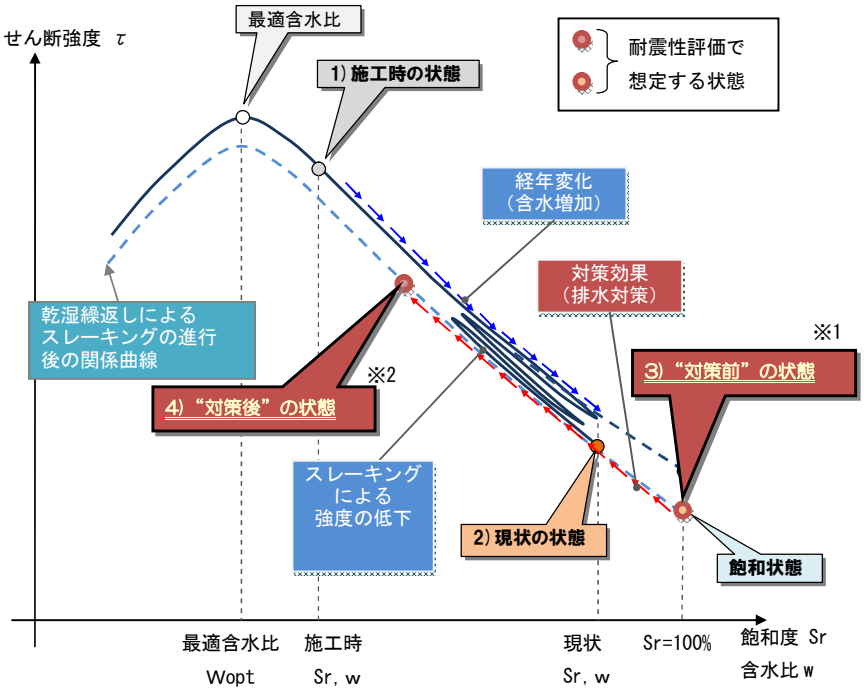


図-2.3.2　施工時から現状までの状態変化の概念 [16)]

3)“対策前”の状態：現在の状態からさらに含水量が増えて飽和状態に至った最も条件の悪い状態

4)“対策後”の状態：地下水排除工を実施し含水量を低下させた状態



※1　供試体は，原位置の ρ_d，原位置の w_n で作成　→ 作成後、完全飽和化する．

※2　供試体は，“対策後の状態”の供試体を作成後，圧密を進ませて不飽和化．圧密応力をかけて，一週間放置した状態を平衡状態と捉え不飽和化する．

図-2.3.3　耐震性評価において想定する状態 [16)]

(2) 対象盛土と検討条件

a) 対象盛土の概要

残留変位量と影響素因との相関を定量的に評価するには，多様な構造条件の盛土を対象に検討する必要がある．また，等価加速度波形における盛土内の地震応答の影響についても検討が必要である．そこで，以下に示す 3 つの盛土について，小段ごとに算出したすべり円弧について残留変位量を求め，上記課題に対して検討した．検討対象とした盛土のり面の断面図を**図-2.3.4** に示す．盛土 A と盛土 B は小段ごとのすべり円弧について検討した．**図-2.3.4** の断面図には残留変位量を算出したすべり円弧を記載した．飽和状態でのすべり円弧を赤で，不飽和状態でのすべり円弧を黒で示している．

盛土 A は，これまでに詳細調査および耐震性評価を実施した盛土の中で，残留変位量が許容変位量を超えた盛土である．他の盛土のり面は残留変位量が小さい等の事由のため，本検討対象には含まなかった．盛土 B は大規模地震における災害時進出拠点であるサービスエリアの盛土であることから，盛土 C は重要施設のある盛土であることから検討対象とした．

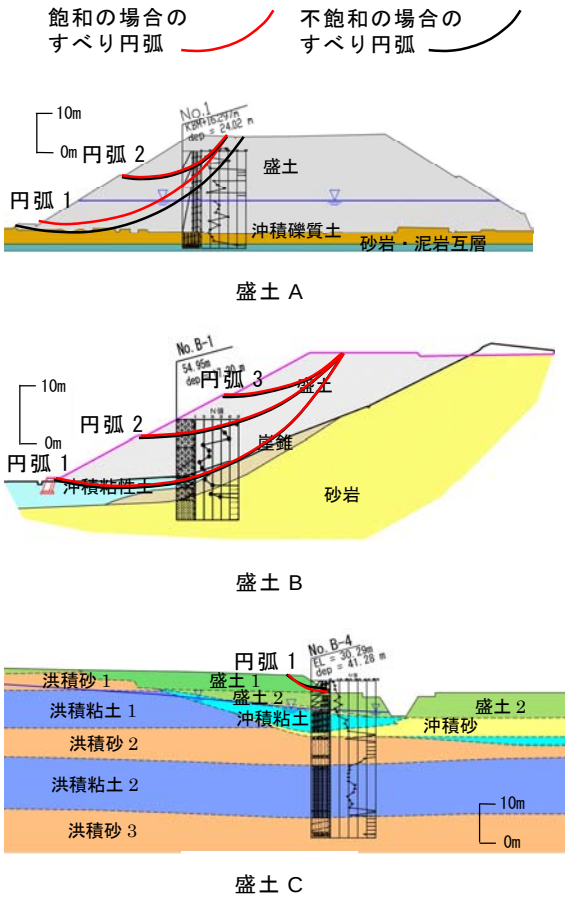


図-2.3.4　対象盛土断面とすべり円弧

盛土 A は谷埋めの両盛土で，最大盛土高さは約 22m である．盛土材料は砂岩由来では岩塊状，頁岩由来では細片砂礫～粘性土から構成されている．盛土内地下水位の変動に伴ってスレーキングが発生し，粘土化が進んでいる．盛土の N 値は，礫当たりを除けば N=5～31 であり，その平均値は N=15.9 である．盛土本体では透水性の高い箇所と低い箇所があり，宙水状態に帯水する場合がある．集水地形のため，降雨時に地下水は大きく上昇する．平均水位は GL-12.2m である．盛土のり面の小段およびのり尻で常時湧水が認められるが，小段の湧水は排水マットからの排水によるものが主体である．

盛土 B は傾斜地盤上の盛土で，いわゆる腹付け盛土に相当する．盛土の高さは約 22m～26m である．盛土材料は硬質の礫を含む砂礫で構成されている．盛土の N 値は，表土の礫当たりを除けば N=5～39 であり，その平均値は N=18.8 である．調査結果より盛土内の地下水位は確認されていない．

盛土 C は第三紀鮮新世～第四紀更新世の未固結の礫・砂・粘土およびそれらの互層により構成されている丘陵を開削・盛土して造成された地域にあり，検討対象である盛土のり面は谷部に堆積した沖積層上に造成されている．盛土の高さは約 5m で，その下部には約 6m 程度の古い盛土が旧地形を形成している．盛土の形態は傾斜地盤上の盛土である．盛土材料は粘土分を含む砂が主体である．盛土の N 値は，N=3～5 であり，その平均値は N=4.3 である．地下水位は盛土と地山との境界付近に分布しており，丘陵地では第 1 洪積砂層内に見られる．降雨時での盛土のり面からの湧水は見られなかった．

b）検討条件

対象盛土に対し詳細調査で実施した室内土質試験結果から，盛土の耐震性評価を行うための盛土および地盤の各定数を設定した．盛土の強度定数については，撹乱試料を再構成した供試体を用いて$\overline{\mathrm{CU}}$三軸圧縮試験を飽和と不飽和で実施し，せん断定数を設定した．なお，不飽和の試験では，含水比調整後の供試体が均一な含水状態になるまでの期間を予め調べたところ，一週間で均一となったことから，供試体は全て一週間の放置期間後に含水状態が均一であることを確認して供試体を作成した．再構成をする密度はボーリングコアから推定した値とした．この密度の値に相当する締固め度と盛土施工時の管理基準値との関係は不明であるが，設計要領にある盛土の一般値程度の値である（基準値程度は期待できると考えられる）．

盛土を構成する土質により，「排水し難い層」と「排水しやすい層」に区分し，前者は CU 強度を，後者は CD 強度を用いた．排水条件の区分は，明確な基準がないことから，液状化の対象となる砂地盤の区分に準拠し，細粒分含有率 F_C と塑性指数 I_P の関係から以下のように設定した．

1)排水しやすい材料：F_C≦35%もしくは，F_C＞35%かつ I_P≦15 の材料

2)排水し難い材料：上記以外の材料

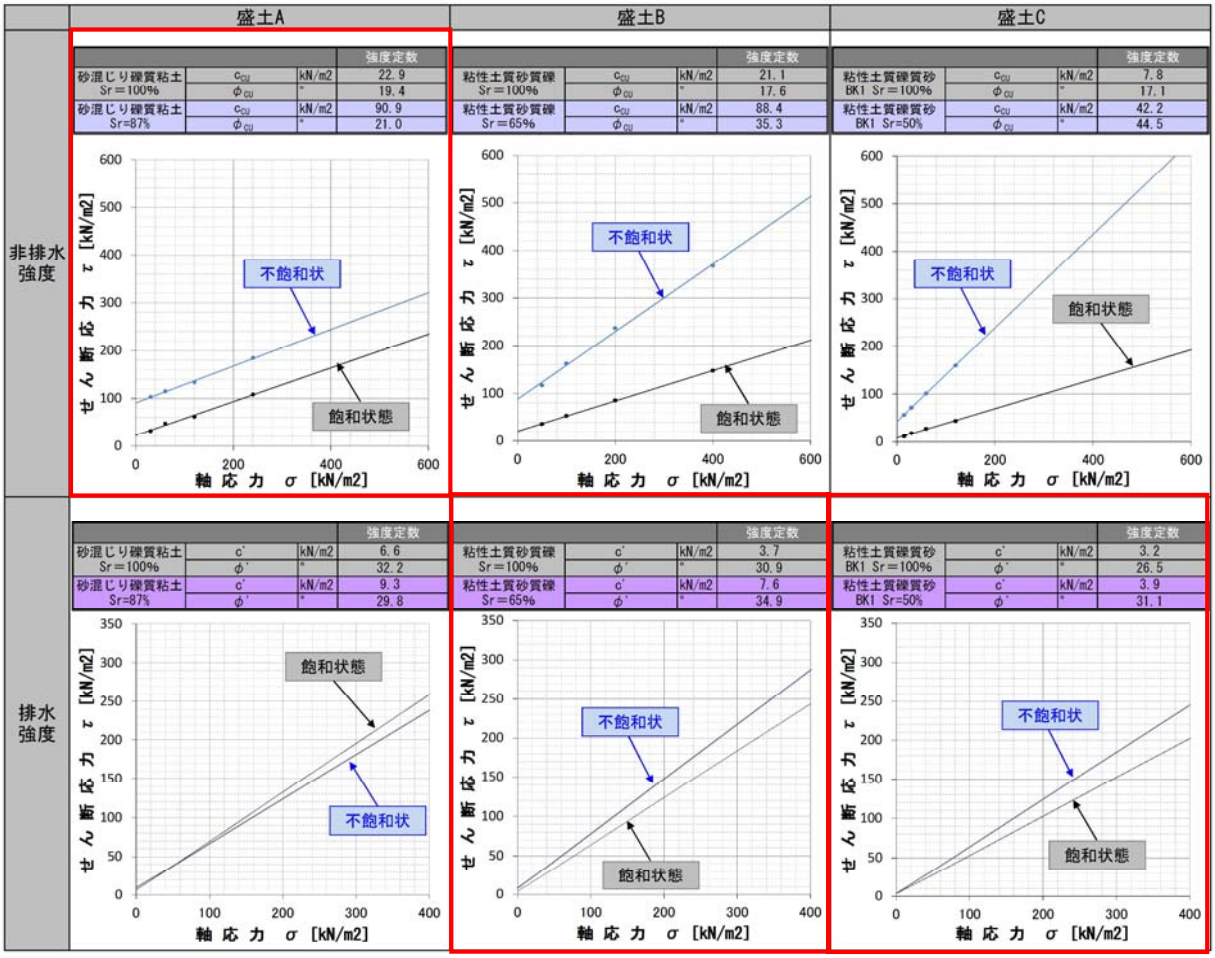
ｉ)三軸圧縮試験結果の整理

盛土内地下水の影響によりスレーキングしやすい盛土材料の強度が低下するとともに，水位の上昇そのものが盛土の強度低下をもたらす．そのため，盛土内地下水を排除することは有効な対策の一つとされており，不飽和状態での強度を用いて算定した残留変位量により対策効果の評価を行う．

表-2.3.2 に各盛土の$\overline{\mathrm{CU}}$三軸圧縮試験結果を示す．不飽和の$\overline{\mathrm{CU}}$三軸圧縮試験は，地盤工学会基準に従って実施しており，非排気非排水条件でサクション圧を測定することで，c'，φ'を求めている．一般的に飽和度が下がれば，粘着力が増大する．内部摩擦角については，粘着力に比べて飽和度の影響は小さいが，飽和度が下がれば大きくなる傾向が見られる[31]．本試験結果でも同様の傾向が見られた．

盛土Ａは「排水し難い層」で，非排水強度とした．盛土Ｂおよび盛土Ｃは「排水しやすい層」で，排水強度とした．今回の検討では，盛土の自然含水率から10%程度低下させた値に設定した．三軸圧縮試験結果から，盛土内の飽和度を下げることにより，盛土のり面のせん断抵抗が増大し，盛土の安定性および耐震性が向上することが推察される．

表-2.3.2　$\overline{\mathrm{CU}}$三軸圧縮試験結果一覧



：採用した強度定数

ⅱ)地盤定数

詳細調査結果より設定した各盛土の地盤定数を**表-2.3.3** に示す．各層の単位体積重量はボーリングコアより推定した．なお，φ_{cu} は等方応力状態における試験結果であるため，「排水し難い材料」である盛土 A の内部摩擦角(せん断抵抗角)については，原位置における異方応力状態を反映した φ_{cu}*に補正する必要がある．φ_{cu}，φ_{cu}*を用いて異方応力状態のせん断強さ τ*を求めると，式(2.3.1)で表される．

$$\tau * = \sigma \tan\varphi_{cu} * = \sigma \left\{ \frac{(1+2K_0)}{3} \right\} \tan\varphi_{cu} \quad (2.3.1)$$

式(2.3.1)より φ_{cu}*は以下のとおりである．

$$\varphi_{cu} * = \tan^{-1}[\{(1+2K_0)/3\} \tan\varphi_{cu}] \quad (2.3.2)$$

ここで，K_0：静止土圧係数（=0.5）

ⅲ)地震応答解析モデル

盛土 B および盛土 C は，傾斜地盤など不整形地盤上の盛土のため，地震応答解析により等価加速度波形を算定する．両盛土の地震応答解析モデル図を**図-2.3.5～図-2.3.6** にそれぞれ示す．各層のせん断速度 *V*s は PS 検層結果に基づき設定した．なお，盛土 A は平坦な地形上に造成された盛土高さが約 22m の盛土のため，地震応答解析を実施していない．

地震応答解析は等価線形化法とし，各層の変形特性は「土木研究所資料」[32),33)]を参考に，**図-2.3.7** に示すように設定した．初期せん断変形係数 G0 は，盛土および盛土直下の地盤部においては二次元 FEM による自重解析で算出した各要素の拘束圧より，原地盤部についてはせん断速度により求めた [34)]．

地震応答解析に用いる入力地震動は，道路橋示方書にあるレベル 2 地震動（タイプ I）およびレベル 2 地震動（タイプ II）の I 種地盤地震動 [27)]とし，モデル底面水平方向に入力した．地震応答解析に用いる入力地震動波形の一覧を**表-2.3.4** に，入力地震動波形の一例を**図-2.3.8** に示す．

表-2.3.3　各盛土の地盤定数一覧

			湿潤単位体積重量 γt (kN/m³)	粘着力 c' (kN/m²)	内部摩擦角 φ' (°)	粘着力 c_{cu} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{cu} (°)	内部摩擦角（補正値） ϕ_{cu}* (°)	備考
盛土A	砂混じり礫質粘土（盛土）	Bg	20.7	-	-	22.9	19.4	13.2	Sr=100%
				-	-	90.9	21.0	14.4	Sr=87%
	細粒分質砂質礫	Ag	19.0	0.0	35.0	-	-	-	
	砂岩・泥岩互層	Oaf	21.0	500.0	0.0	-	-	-	
盛土B	粘性土質礫質砂（盛土）	f	18.3	3.7	30.9	-	-	-	Sr=100%
				7.6	34.9	-	-	-	Sr=65%
	玉石混じり砂礫	dt	20.9	0.0	32.0	-	-	-	
	粘性土	Ac1	20.3	0.0	32.0	-	-	-	
	砂岩	Ss	21.0	500.0	0.0	-	-	-	
盛土C	粘性土質礫質砂（盛土）	BK1	18.8	3.2	26.5	-	-	-	Sr=100%
				3.9	31.1	-	-	-	Sr50%
	玉石混じり砂礫（盛土）	BK2	19.1	0.0	30.4	-	-	-	Sr=100%
				3.8	33.4	-	-	-	Sr50%
	砂	As(上)	19.2	-	-	0.0	30.0	-	
	粘土	Ac	19.0	-	-	90.0	0.0	-	

□：採用した対象盛土の強度

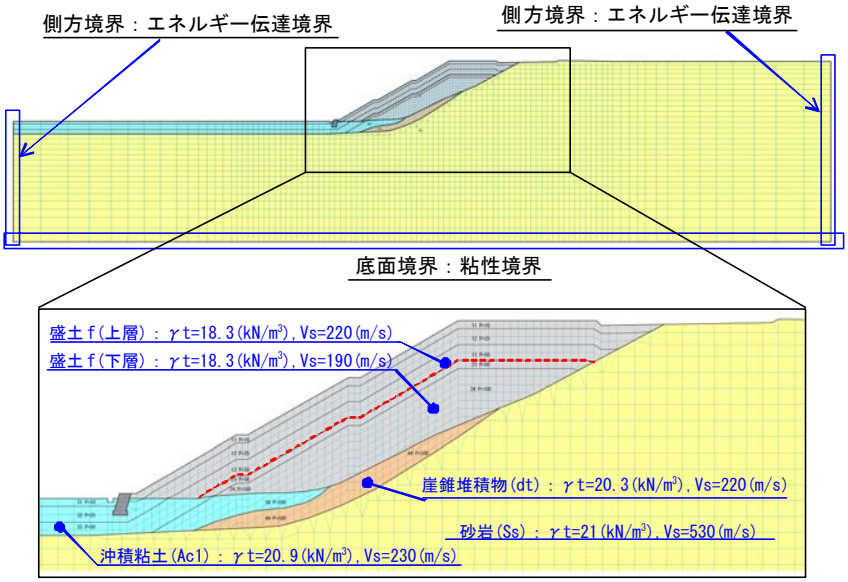


図-2.3.5　地震応答解析モデル（盛土 B）

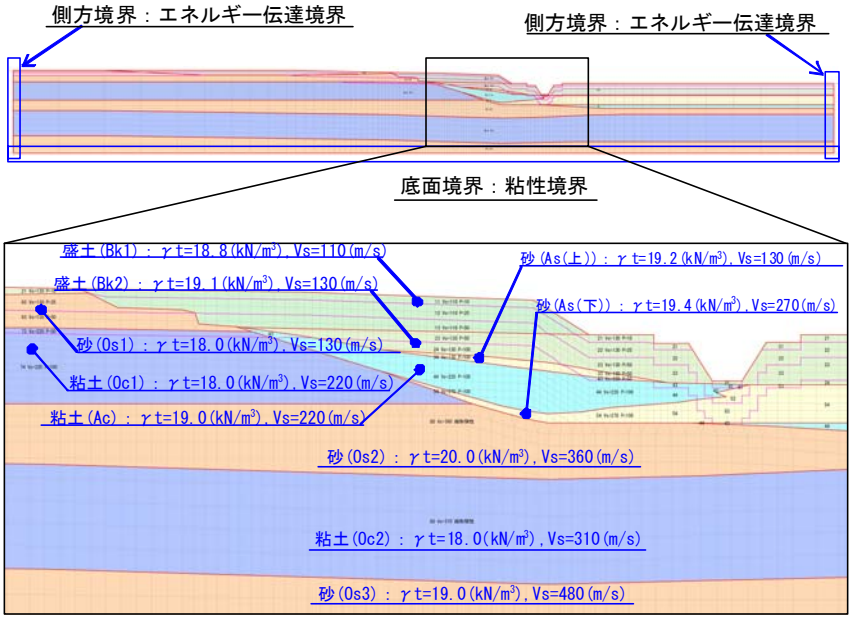
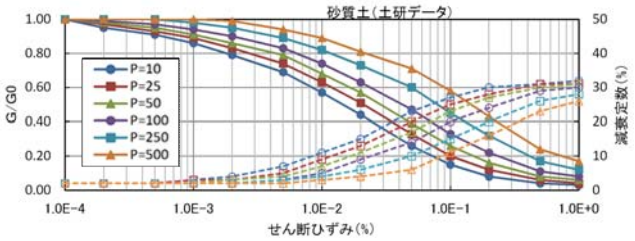


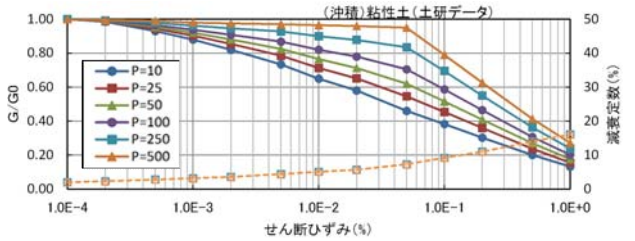
図-2.3.6　地震応答解析モデル（盛土 C）

表-2.3.4　地震応答解析に用いる入力地震動波形一覧表(文献 27 より作成)

呼び名	設計地震動	地盤種別	入力地震動の加速度波形のもととした強震記録	
			地震名	記録場所および成分
I-I-1	レベル 2 タイプ I	I 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分
I-I-2			平成 23 年 東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上 EW 成分
I-I-3				新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分
II-I-1	レベル 2 タイプ II	I 種地盤	平成 7 年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分
II-I-2				神戸海洋気象台地盤上 EW 成分
II-I-3				猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分



(a) 砂質土



(b) 粘性土

※P は平均有効主応力 (kN/m²) を示す。
塗潰しは G/G0、白抜きは h 曲線に対応する。

図-2.3.7　地震応答解析変形特性図 [32),33)]

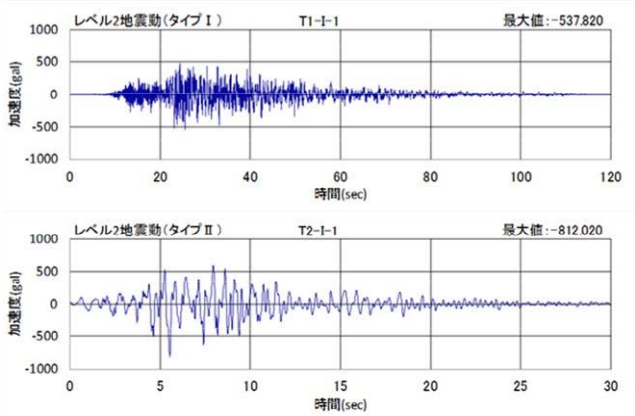


図-2.3.8　地震応答解析に用いる入力地震動波形の一例

(3) 解析結果

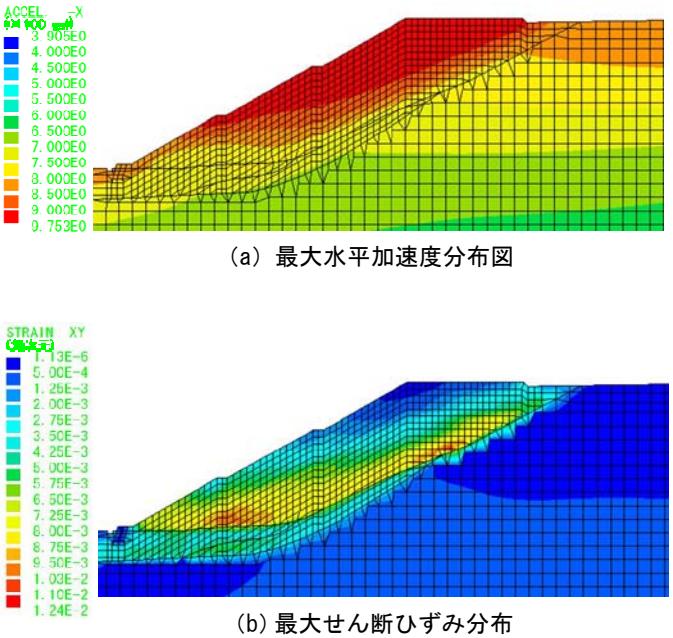
a) 地震応答解析結果

等価加速度波形を求めるために地震応答解析を行った盛土Bおよび盛土Cの解析結果を以下に述べる.

ⅰ)盛土B

盛土Bの地震応答解析の1例として，レベル2地震動（タイプII）のII-I-1地震動における各要素の最大水平加速度分布と最大せん断ひずみ分布を図-2.3.9に示す．ここで示した最大水平加速度と最大せん断ひずみは，すべての時刻歴を通して各節点の最大値を抽出し，コンター図にしたもので，地震動時刻歴の同一時間とは限らない．また，このケースにおける各すべり円弧の等価加速度波形を図-2.3.10に示す．

最大水平加速度分布からは，のり肩や小段に大きな加速度が発生していることがわかる．最大せん断ひずみ分布からは，地山に接する盛土下部に大きなひずみが発生していることがわかる．すべり円弧の加重平均である各等価加速度波形の最大値は，大きな水平加速度が発生している範囲の円弧内に占める割合が高い円弧3で最も大きくなっている．



(a) 最大水平加速度分布図

(b) 最大せん断ひずみ分布

図-2.3.9 地震応答解析結果（盛土B）

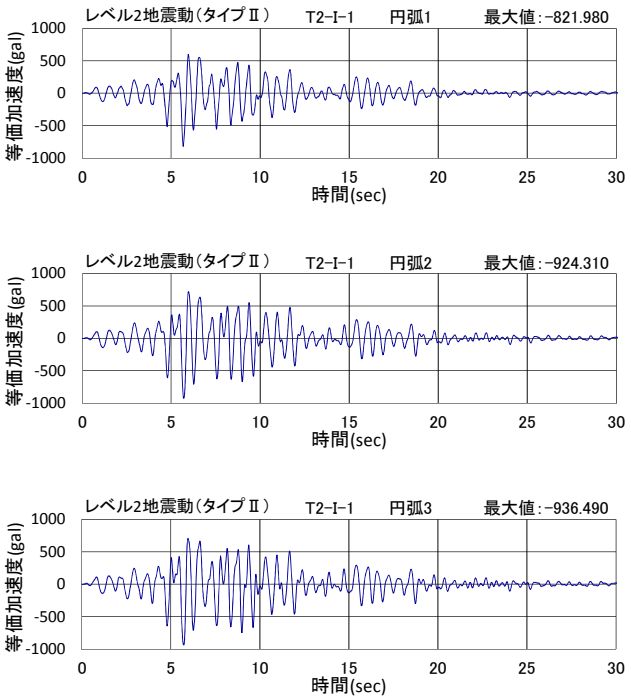
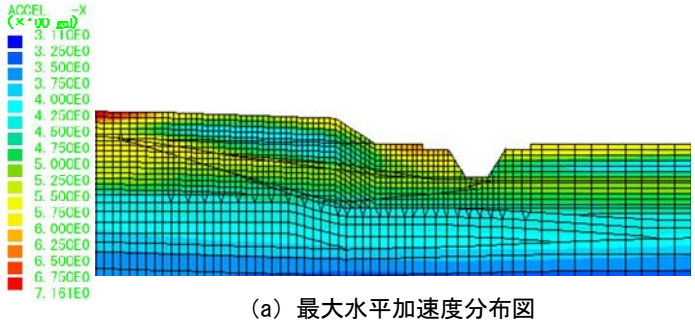


図-2.3.10 II-I-1等価加速度波形（盛土B）

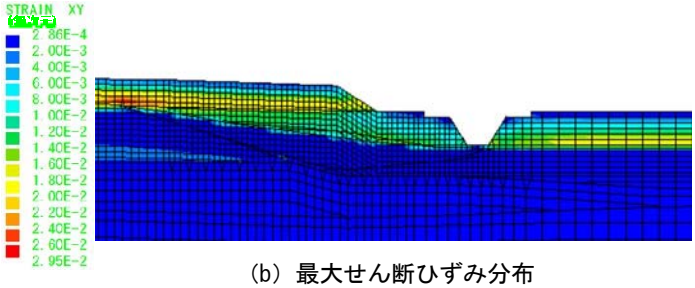
ⅱ)盛土 C

盛土 C の地震応答解析の 1 例として，レベル 2 地震動（タイプ I）の I-I-1 地震動における最大水平加速度分布と最大せん断ひずみ分布を**図-2.3.11** に示す．また，このケースにおける等価加速度波形を**図-2.3.12** に示す．

最大水平加速度分布からは，のり肩や小段に大きな加速度が発生していることがわかる．また，地層が凸状の最上部で比較的大きな加速度が発生している．最大せん断ひずみ分布からは，新しい盛土下部の層境付近に大きなひずみが発生していることがわかる．



(a) 最大水平加速度分布図



(b) 最大せん断ひずみ分布

図-2.3.11　地震応答解析結果（盛土 C）

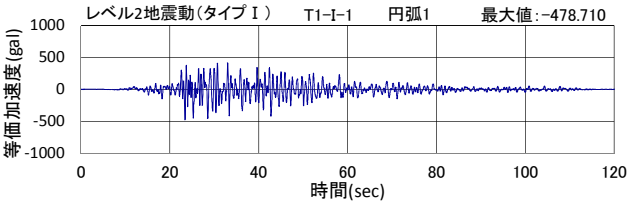


図-2.3.12　II-I-1 等価加速度波形（盛土 C）

b)等価加速度波形の加速度応答スペクトル

Newmark 法による残留変位量の算定には，盛土 A では I 種地盤の地表面波形を，盛土 B および盛土 C では地震応答解析で求めた等価加速度波形を用いる．Newmark 法に用いた入力地震動の加速度応答スペクトルを**図-2.3.13** に示す．図には道路橋示方書にあるレベル 2 地震動（タイプ I）およびレベル 2 地震動（タイプ II）の I 種地盤地震動の標準加速度応答スペクトルも併記した．図中の凡例ではタイプ I 標準またはタイプ II 標準としている．また地震動を示す記号は，**表-2.3.4** に示した呼び名に対応している．

盛土 A における入力地震動は標準加速度波形なので，標準加速度応答スペクトルと合致する．盛土 B および盛土 C は，地震応答解析により求めた等価加速度波形であるため，以下に述べる特徴がみられる．等価加速度波形は，固有周期 T が 0.3～4sec の加速度応答スペクトルが増幅され，標準加速度応答スペクトルを超えている．T が 0.3sec より短い周期の加速度応答スペクトルは標準加速度応答スペクトルより小さく，4sec より長い長周期では標準加速度応答スペクトルと変わらない．

盛土 B の加速度応答スペクトルからは，円弧 3・2・1 の順に応答加速度が増幅されている．大きな水平加速度が発生している範囲の円弧内に占める割合が高いのり肩付近の小さいすべり円弧ほど応答加速度の増幅率が高い．

c)残留変位量算定結果

高さ 30m 程度以上の高盛土や盛土 B および盛土 C のような傾斜地盤など不整形地盤上の盛土は，応答加速度が局部的に増幅する場合がある．**図-2.3.13** の加速度応答スペクトルからも応答加速度の増幅が確認された．そのため，Newmark 法により残留変位量を算定する際には，地震応答解析により求めた等価加速度波形を入力地震動として用いる．一方で，高さ 30m 程度までの盛土の残留変位量は，地表面波形を用いた場合と等価加速度波形を用いた場合とが同等であることが確認されており [13]，盛土 A はこのケースに当る．

残留変位量算定結果を**表-2.3.5** に示す．タイプ I の地震動の 3 波およびタイプ II の地震動の 3 波について Newmark 法によるすべり円弧解析を行い，それぞれ 3 波の平均により残留変位量を求めた．

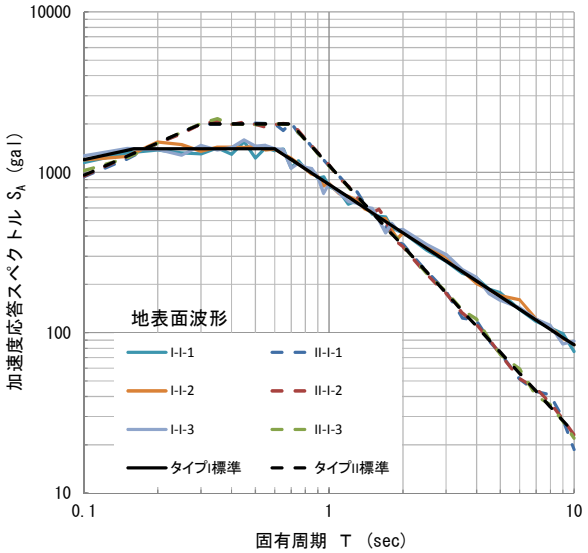
ⅰ)盛土 A の耐震性能

飽和状態では，円弧 1 はタイプ I の地震動による残留変位量が大きく算出され，円弧 2 はタイプ II の地震動による残留変位量が大きく算出された．なお，円弧 1 は，いずれの地震動においても許容変位量を大きく超過している．円弧 1 は飽和状態での降伏震度が 0.038 と小さく，タイプ I の地震動のように継続時間が長い地震動では，すべり変位量が累積され，残留変位量がタイプ II の地震動より大きくなったと考えられる．

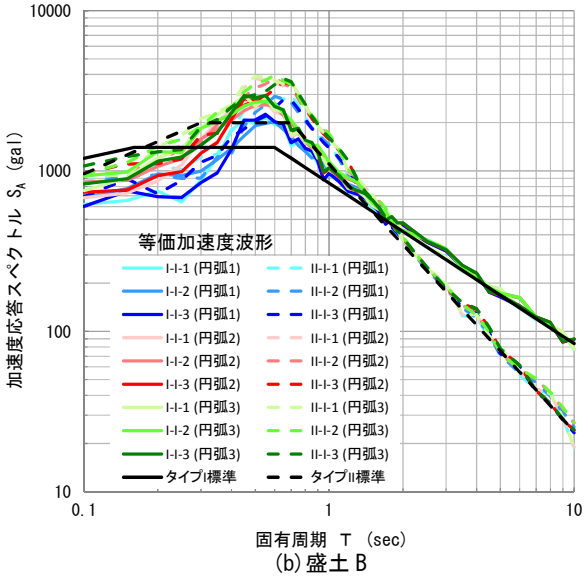
表-2.3.5　残留変位量算定結果一覧

	円弧	Sr (%)	降伏震度 ky	残留変位量 (cm)	
				タイプI	タイプII
盛土A	1	100	0.038	481.5	250.5
		87	0.474	1.0	2.3
	2	100	0.248	16.1	24.3
		87	1.223	0.0	0.0
盛土B	1	100	0.195	53.6	75.6
		65	0.221	40.0	62.4
	2	100	0.178	114.3	144.7
		65	0.303	32.4	68.5
	3	100	0.257	58.3	100.8
		65	0.412	14.9	42.7
盛土C	1	100	0.134	166.2	135.7
		50	0.268	36.1	50.7

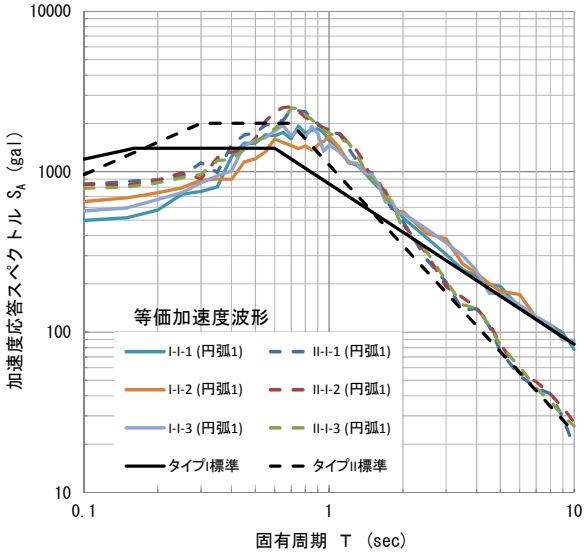
残留変位量は3波の平均



(a) 盛土 A



(b) 盛土 B



(c) 盛土 C

図-2.3.13　入力地震動の加速度応答スペクトル

円弧 1 の飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると，飽和度の差が小さいにも関わらず，残留変位量の差が大きい．これは，飽和度が下がると c_{cu} が増大することに起因する．c_{cu} の増大は，すべり面における飽和度が下がった部分の強度が一様に増加することを示している．その結果，降伏震度が 0.038 から 0.474 に増大し，時刻毎におけるすべり変位量が小さくなったと考えられる．円弧 2 についても同様である．

ⅱ)盛土 B の耐震性能

円弧 1 の残留変位量は，飽和状態および不飽和状態においても地震動のタイプにかかわらず許容変位量を下回った．本盛土の降伏震度は，飽和状態で 0.195，不飽和状態で 0.221 であり，残留変位量は飽和・不飽和ともにタイプ II の地震動がタイプ I の地震動より大きく算定された．飽和状態での降伏震度 0.195 は盛土 A の飽和状態での降伏震度ほど小さくないことから，タイプ I の地震動の時刻毎におけるすべり変位量が小さくなり， タイプ I の地震動の継続時間の影響が表れなかったと考えられる．

円弧 2 では，円弧 1 より飽和状態での降伏震度が小さく，また等価加速度波形の増幅する割合が高いことから，残留変位量はタイプ I およびタイプ II ともに許容変位量を超過している．また，残留変位量は飽和・不飽和ともにタイプ II の地震動がタイプ I の地震動より大きく算定された．

飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると，飽和度による残留変位量の差は，盛土 A に比べて小さい．**表-2.3.2** と**表-2.3.3** から，盛土 A の c_{cu} は飽和時 22.9kN/m^2 に対し不飽和時 90.9kN/m^2 に増加していることがわかる．一方，盛土 B の c'は飽和時 3.7kN/m^2 に対し不飽和時 7.6kN/m^2 に増加しており，飽和度の影響が盛土 A より小さい．φ'は盛土 A と B ともに飽和度が下がっても微増である．φ'に対して，すべり面の強度の増加は土被り圧に依存するため，c'の影響に比べて φ'の影響は小さい．このように，せん断強度における飽和度の影響の違いが飽和度による残留変位量の差が小さい理由と考えられる．

ⅲ)盛土 C の耐震性能

盛土 C の残留変位量は，飽和状態ではタイプ I の地震動がタイプ II の地震動より大きく，どちらも許容変位量を超えていた．このときの降伏震度は 0.134 と，盛土 A よりは大きいが，盛土 B よりは小さい．

不飽和状態では，降伏震度は 0.268 となり，残留変位量は許容変位量を下回った．地震動タイプの比較では，タイプ II の地震動がタイプ I の地震動より，残留変位量は大きく算定された．飽和状態での降伏震度 0.134 は盛土 A の飽和状態での降伏震度より大きく，盛土 B の飽和状態での降伏震度より小さいことから，タイプ I の地震動の継続時間の影響は，盛土 A ほど大きくないが，盛土 B より影響が見られる．このため，飽和状態での残留変位量は，タイプ II の地震動よりタイプ I の地震動の方が大きく算定されたと推察される．

飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると，飽和度による残留変位量の差は，盛土 A に比べて小さいが，盛土 B に比べて大きい．飽和度による c'・φ'の影響は，盛土 B と同様の傾向が見られる．飽和状態と不飽和状態での降伏震度の差が盛土 B に比べて大きいことが，飽和度による残留変位量の差がやや大きくなった要因と考えられる．

(4) 残留変位量と影響素因との相関

a) 最小降伏震度を示す円弧における相関

円弧すべり計算において，降伏震度は盛土の強度・のり面の規模・地下水の状態等に依存している．ここでは，最小降伏震度の円弧について，降伏震度 k_y と残留変位量 δ との関係を地震動のタイプ別にまとめた[16]．なお，盛土 B の飽和時の円弧 1 と円弧 2 の降伏震度に大きな差はないため，不飽和時の最小降伏震度と同じ円弧 1 とした．

図-2.3.14 に降伏震度 k_y と残留変位量 δ，および許容変位量との関係を示す．許容変位量は今回設定した 100.0cm とさらに小さい値の事例[35]として 50.0cm を示した．**図-2.3.14** には旧タイプ I の地震動における残留変位量を参考として併記した．旧タイプ I の地震動では降伏震度が 0.1 以下の場合を除いて，タイプ II の地震動より残留変位量は小さく，「設計要領第一集　土工編」に記されている[7]とおりである．今回の検討では，許容変位量付近で地震動タイプによる残留変位量の大きさが逆転している．タイプ I の地震動とタイプ II の地震動で同じ残留変位量となるときの降伏震度を k_{yc}，その残留変位量を δ_{yc} と定義すると，k_{yc} は 0.1694 で，δ_{yc} は 100.8cm と推定される．残留変位量が δ_{yc} より大きい（降伏震度が k_{yc} より小さい）範囲ではタイプ I，逆の範囲ではタイプ II の地震動で残留変位量が大きく算定される．

許容変位量が δ_{yc} より小さい値に設定された場合は，タイプ II の地震動による残留変位量が大きく，従来の設計条件でも問題はない．しかし，許容変位量が δ_{yc} より大きい値に設定された場合は，タイプ I の地震動による残留変位量が大きくなり，従来の設計条件とは異なるため注意が必要である．なお，本検討では δ_{yc} は 100.8cm と許容変位量とほぼ同じであることから，許容変位量を超えるタイプ I 地震動での検討は対象外となり，必要はない．許容変位量が 1m より小さい値（例えば 50.0cm）に設定される場合は，残留変位量はタイプ II の地震動の方が大きく算定される（従来の設計条件）．

よって，δ_{yc} が許容変位量より小さくなる場合は，許容変位量以下でもタイプ I 地震動による残留変位量の検討が必要となる．なお，**図-2.3.14** は最小降伏震度を示す円弧についてまとめたもので，小段ごとの複数の円弧についてまとめたものを次に述べる．

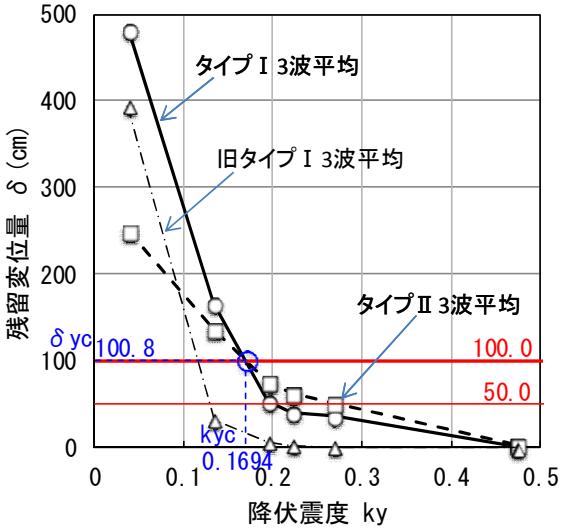


図-2.3.14　降伏震度と残留変位量の関係

b) 複数の円弧における相関

残留変位量 δ に与える影響素因の一つとして，盛土の強度・構造条件等に依存する降伏震度 k_y を挙げ，その相関性についてこれまで検討してきた．ここでは，各盛土の小段ごとに算出したすべり円弧の残留変位量を加え，再評価を行った．なお，タイプ I とタイプ II 地震で地域別補正係数が異なる地域[36]があるが，本検討の対象盛土はいずれもタイプ I とタイプ II 地震動の地域補正係数が 1.0 の地域である．

図-2.3.15 に降伏震度 k_y と残留変位量 δ，および許容変位量との関係を示す．許容変位量は**図-2.3.14** と同様に 100.0cm と 50.0cm を示した．盛土の要求性能として設定する許容変位量と δ_{yc} の大小関係から，タイプ I とタイプ II の地震動の適用の要否について以下に述べる．

降伏震度 k_y と残留変位量 δ との相関性について地震動のタイプ別に近似曲線を示し，近似曲線の交点から k_{yc} と δ_{yc} を求めた．**図-2.3.15** では k_{yc} は 0.223，δ_{yc} は 82.2cm と推定され，許容変位量の値によっては適用した地震動のタイプが危険側となる場合も想定される．ただし，近似曲線の交点付近は，地震動のタイプ別残留変位量の大小関係にばらつきがある．このために境界値は明確ではないが，降伏震度が小さい範囲ではタイプ I の地震動による残留変位量が，降伏震度が大きい範囲ではタイプ II の地震動による残留変位量が大きくなる傾向は認められた．タイプ I とタイプ II の地震動による残留変位量の大小関係が逆転する境界は幅をもった範囲となり，一意的には決定できない．よって，この範囲ではタイプ I とタイプ II の地震動による残留変量の比較が必要である．

さらに，タイプ I とタイプ II の地域別補正係数が異なる地域では，タイプ I 地震動の係数の方が大きく規定[36]されている．このような地域ではタイプ I の地震動による残留変位量がさらに大きく算定されることになり，k_{yc} は大きく，δ_{yc} は小さくなることが推測され，許容値との大小関係には留意しなければならない．

地震動のタイプによる残留変位量 δ の大小関係のばらつきの要因として，等価加速度波形の増幅率の違いが考えられる．等価加速度波形を算出した円弧ごとに等価加速度の増幅率が異なることは，**図-2.3.10** や**図-2.3.13** に示すとおりである．降伏震度が大きくなると残留変位量は小さくなる傾向に対して，円弧によっては降伏震度が大きい場合でも残留変位量が大きく算定されることがある．

地表面波形を用いた場合には，等価加速度の増幅は考慮しないため，降伏震度 k_y と残留変位量 δ のばらつきの下限値と考えられる．そのため，地表面波を用いた降伏震度 k_y と残留変位量 δ は，相関性が強くなることが期待できる．

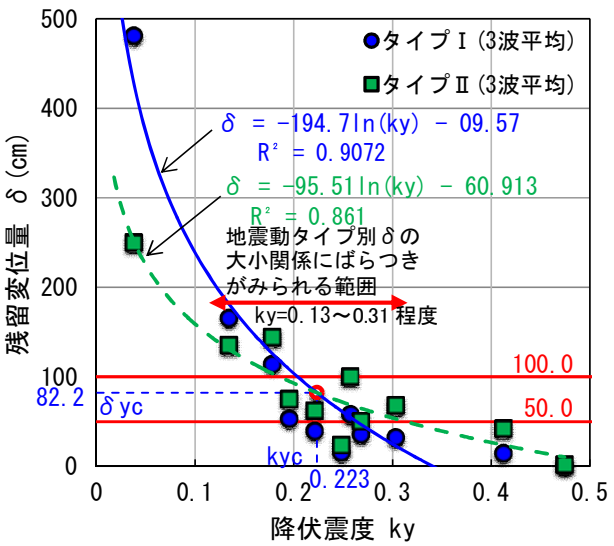


図-2.3.15　複数の円弧における降伏震度と残留変位量の関係

(5) 設計地震動の影響について

駿河湾地震（2009 年）を受けて実施した盛土のり面緊急点検により危険性が高いと判定された盛土のり面と重要拠点のある盛土のり面について，耐震性の評価を行った.「設計要領第一集　土工編」では，レベル 2 地震動（タイプ II）が設計地震動として用いられている．しかし，道路橋示方書の改訂により，レベル 2 地震動（タイプ I）の標準加速度波形が見直され，残留変位量がタイプ II の地震動を用いる場合よりも大きくなることが懸念された.

そこで，タイプ I とタイプ II の地震動を用いて耐震性能評価を行い，残留変位量と影響素因との相関を明らかにした．また，盛土内の地震応答の影響について検討するため，同じ盛土内での異なるすべり円弧により残留変位量を算定し，降伏震度と残留変位量の相関について，以下の知見が得られた.

1)盛土の状態を飽和から不飽和にすることで残留変位量を抑制でき，盛土内地下水排除工が盛土の耐震性能の向上に有効であることを示した.

2)傾斜地盤など不整形地盤上の盛土においては，Newmark 法の入力地震動として地震応答解析により求めたすべり土塊の等価加速度波形を適用した．今回検討対象とした盛土において，地表面の入力地震動である標準加速度波形と等価加速度波形の加速度応答スペクトルを比較すると，固有周期 T が 0.3sec より短い周期では小さく，4sec より長い長周期では変わらなかったが，0.3～4sec では増幅されて大きくなり，不整形地盤上の盛土では等価加速度波形を入力地震動とすることが必要である．特に大きな水平加速度が発生している範囲の円弧内に占める割合が高いのり肩付近の小さいすべり円弧ほど応答加速度が増幅する率が高い.

3)タイプ I の地震動とタイプ II の地震動による残留変位量が同じになる降伏震度を k_{yc}，残留変位量を δ_{yc} と定義すると，最小降伏震度を示す円弧においては，k_{yc} は 0.1694，δ_{yc} は 100.8cm と推定され，δ_{yc} は許容変位量（100cm）に近い結果となり，k_{yc} を境界としてタイプ I とタイプ II の地震動による残留変位量の大小関係は逆転する．つまり，k_{yc} より小さい領域では，タイプ I の地震動の残留変位量がタイプ II のそれより大きくなり，k_{yc} より大きい領域ではタイプ II の残留変位量がタイプ I より大きくなる．そのため，k_{yc} によってはタイプ I の地震動を考慮することが必要である.

4)同じ盛土内での異なるすべり円弧においては，降伏震度が小さい範囲ではタイプ I の地震動による残留変位量が，降伏震度が大きい範囲ではタイプ II の地震動による残留変位量が大きくなる傾向は，降伏震度最小を示す円弧の場合と同様に認められた.

5)同じ盛土内での異なるすべり円弧においては，k_{yc} と δ_{yc} は一意的ではなく，タイプ I とタイプ II の地震動による残留変位量の大小関係が逆転する境界は幅をもった範囲となる．また，タイプ I とタイプ II の地域別補正係数が異なる地域では，k_{yc} は大きく，δ_{yc} は小さくなることが推測される．盛土の要求性能として設定する許容変位量と δ_{yc} の大小関係は，タイプ I とタイプ II の地震動の適用の要否に関係するため，k_{yc}=0.13～0.31 程度の範囲では設計地震動の適用に注意が必要である．特に，等価加速度波形を用いる場合は，盛土の構造条件により応答加速度の増幅が異なるため，

残留変位量 δ の大小関係のばらつきが大きくなる．なお，改良 O 型 Newmark 法では，すべり面の位置を一意的に決定できることから，3)で述べたように k_{yc} と δ_{yc} を決定できる可能性がある．

以上の結果から，タイプ II のみならず，タイプ I の地震動による耐震性評価の必要性を明らかにした．特に，タイプ I とタイプ II の地震動による残留変位量の大小関係が逆転する境界は, NEXCO 型 Newmark 法を用いる場合には, 幅をもった範囲となり注意を要する．なお，改良 O 型 Newmark 法では，その境界を一意的に決定できる可能性がある．

2.4 残留変位量の簡易評価法

盛土の要求性能に対する耐震性評価には，Newmark 法をはじめとする残留変形解析手法により直接的に土構造物の残留変位量を求めている．一方で，大規模更新・大規模修繕の対象となる道路盛土は膨大な数に上るため，Newmark 法によらず簡便に残留変位量を求める手法が望まれている．本節では，平坦な地盤上で地表面地震動波形を入力地震動とした Newmark 法について，盛土の構造条件・盛土材料の土質に関わらず降伏震度 k_y と残留変位量 δ に強い相関が見られることを示し，降伏震度 k_y から Newmark 法によらず残留変位量 δ を推定する手法[17]を提案する．また，提案した簡易推定法の実盛土への適用[18]について検討する．

(1) 擬似盛土モデルを用いた相関化

降伏震度 k_y と残留変位量 δ には相関が見られ，降伏震度 k_y の値によりタイプ I 地震動とタイプ II 地震動での残留変位量の大小関係が逆転することを前節で示した．この相関性の検証に，擬似盛土モデルを用いて地表面波における降伏震度 k_y と残留変位量 δ の相関付けを行った．**図-2.4.1** に擬似盛土モデルを示す．「設計要領 第一集 土工編」には，10m 以上の盛土のり面勾配は 1:1.8（岩塊・ずりを除く）を標準とし，10m ごとに幅 1.5m の小段を設けると示されている．擬似盛土モデルは設計要領に示されている標準的な道路盛土の形状とし，擬似盛土 S(盛土高 10m)・擬似盛土 M(盛土高 20m)・擬似盛土 L(盛土高 27m)の 3 形状について Newmark 法により解析を行った．擬似盛土 L は地震応答解析が必要な高さ 30m 程度以上の盛土とならないように盛土高を 27m とした．

解析条件は γ=19kN/m^3，せん断定数を c=5，10，20，30kN/m^2，φ=20，25，30°の組合せとした．解析に用いた地震動波形は，**表-2.3.4** に示した道路橋示方書にあるレベル 2 地震動（タイプ I）およびレベル 2 地震動（タイプ II）の I 種地盤地震動[27]を用いた．タイプ I の地震動の 3 波およびタイプ II の地震動の 3 波について Newmark 法によるすべり円弧解析を行い，それぞれ 3 波の平均により残留変位量を求めた．

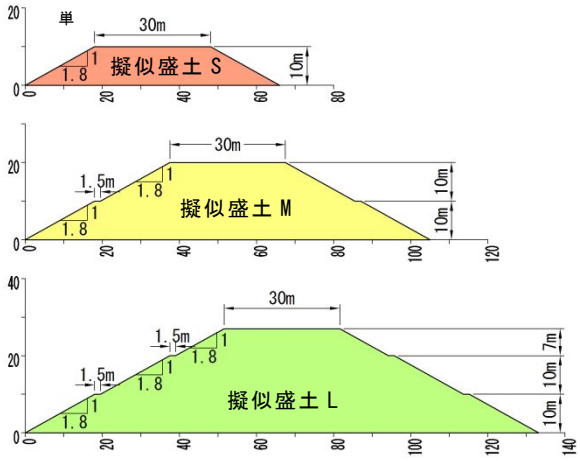


図-2.4.1　擬似盛土モデル

降伏震度と残留変位量の関係を**図-2.4.2**に示す．**図-2.4.2**には擬似盛土モデルと実盛土（1ケース）の解析結果[17]をプロットし，近似式を求めた．擬似盛土と実盛土を合せた地震動タイプ別の近似式では，R^2=0.9889～0.9964となり，盛土の構造条件に関わらず降伏震度k_yと残留変位量δに強い相関が見られる．残留変位量δはk_yから式(2.4.1)・(2.4.2)により求めることができる．

タイプI地震動　　$\delta=685.48\exp(-14.08k_y)$　　(2.4.1)

タイプII地震動　　$\delta=380.70\exp(-10.46k_y)$　　(2.4.2)

降伏震度k_yと残留変位量δの相関性を利用して残留変位量を推定するため，降伏震度k_yを簡便に得られることが求められる．降伏震度はすべり円弧計算により安全率Fs＝1.0となる震度として算出されるが，すべり円弧計算を経ることで簡便性が失われる．そこで，予め盛土の強度・構造形式に応じた降伏震度を算出しておくことで，降伏震度の簡易推定が可能と考える．

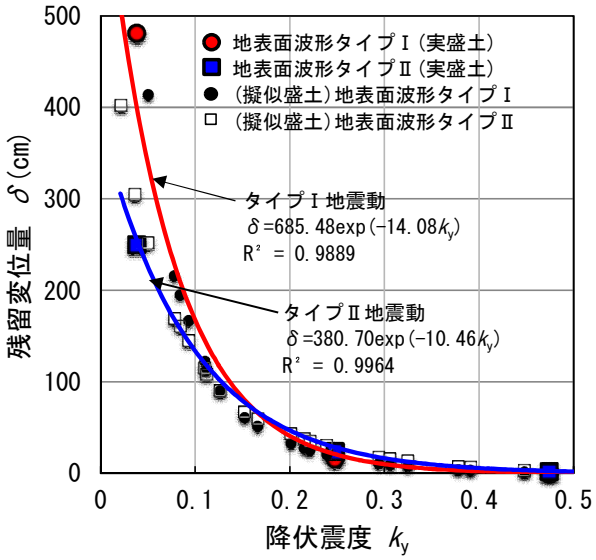


図-2.4.2　降伏震度と残留変位量の関係[17]

(2) 降伏震度の推定

a) せん断強度と最小降伏震度の相関

降伏震度と残留変位量の相関付けに用いた擬似盛土モデル(**図-2.4.1**)により最小降伏震度を算出する．解析条件は，γ=19kN/m^3，せん断定数を c=5～50kN/m^2（ピッチ 5kN/m^2），φ=10～30°（ピッチ 5°）の組合せとした．擬似盛土モデルにおける c と最小降伏震度との関係を**図-2.4.3** に，φ と最小降伏震度との関係を**図-2.4.4** に示す．図中にある近似線はすべて R^2>0.99 であり，強い相関性が見られる．

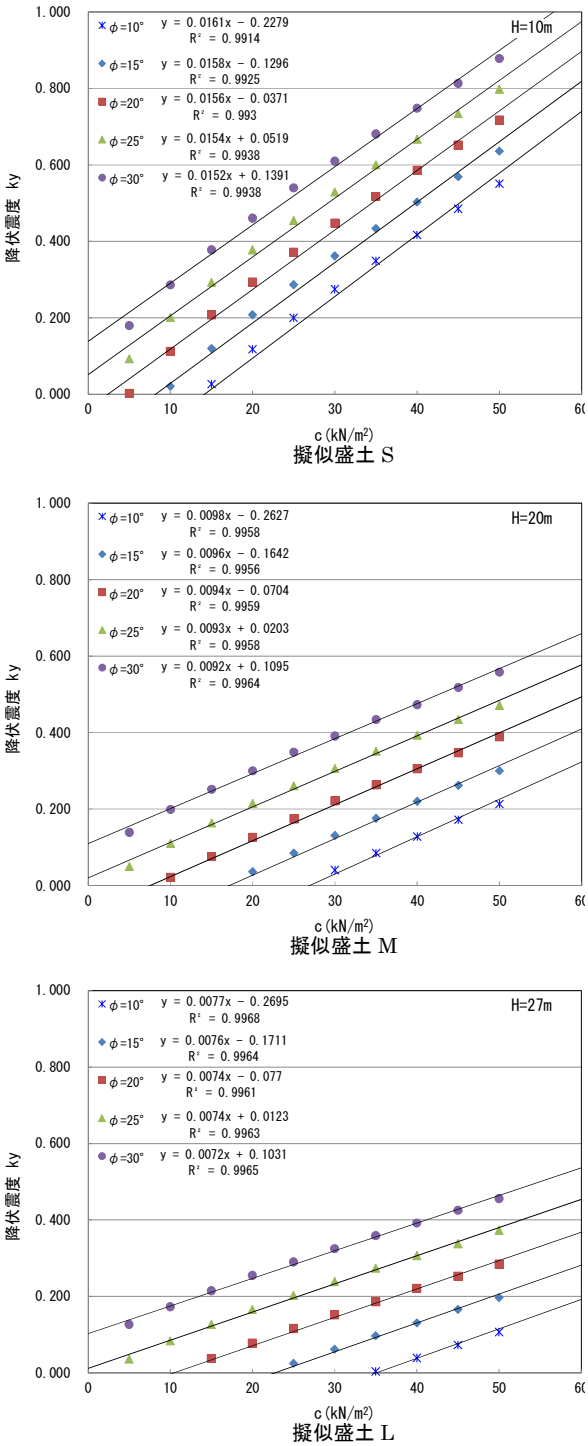


図-2.4.3　c と最小降伏震度の関係

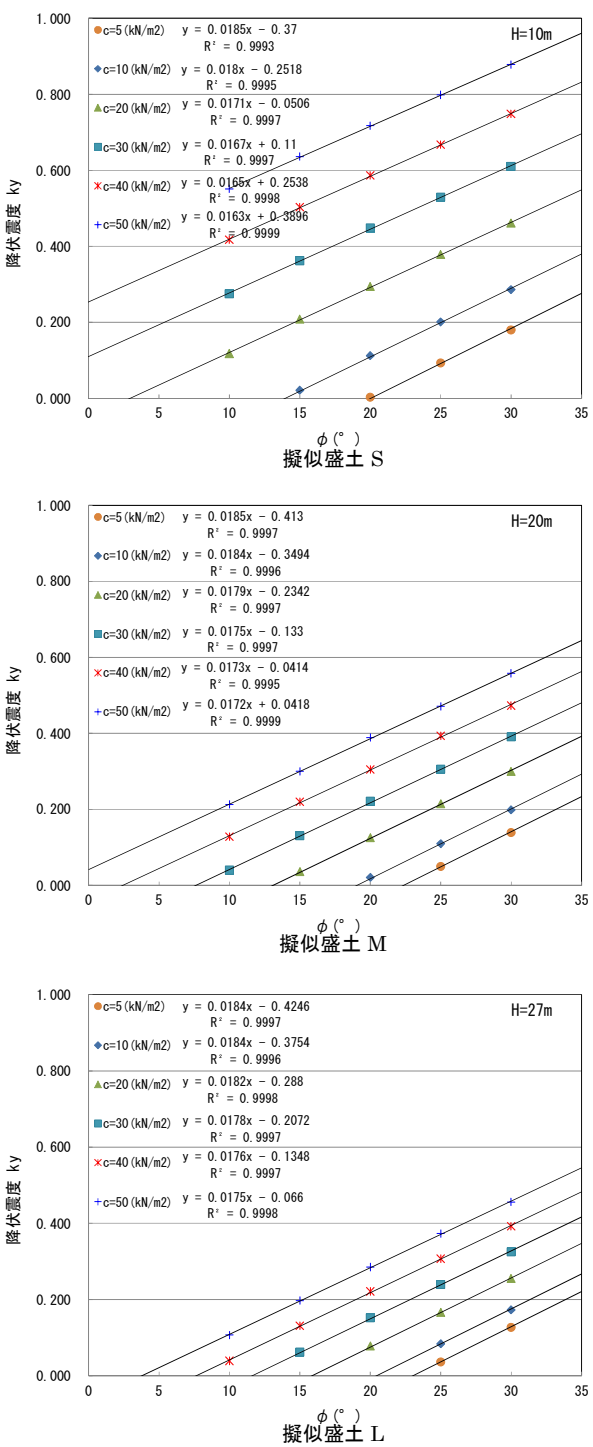


図-2.4.4　ϕと最小降伏震度の関係

これらの c・φ と最小降伏震度の関係から，等高線図として表したものが**図-2.4.5**である.盛土高と c・φ が決まれば,**図-2.4.5**より最小降伏震度を求め，降伏震度と残留変位量の相関より残留変位量 δ を推定することが可能である．しかし，膨大な数の盛土を対象としていることから，最小降伏震度を図から読み取る手間を省くために等高線図を表す面の近似式を求める.

b）最小降伏震度の推定式

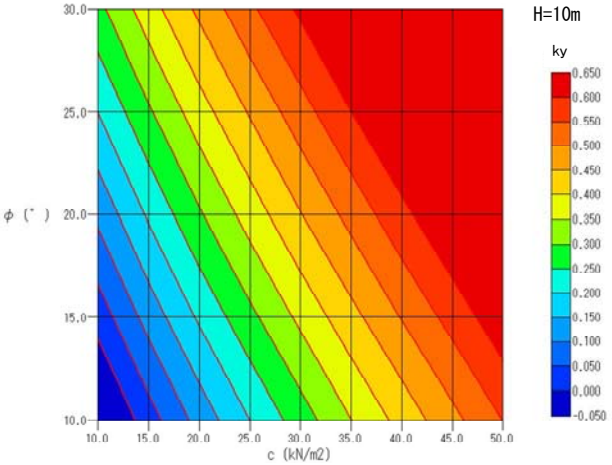
最小降伏震度と c の関係は式(2.4.3)で表すことができ，定数項 a，b は φ により変化するため，式(2.4.4)となる.

$$k_y = a \times c + b \qquad (2.4.3)$$

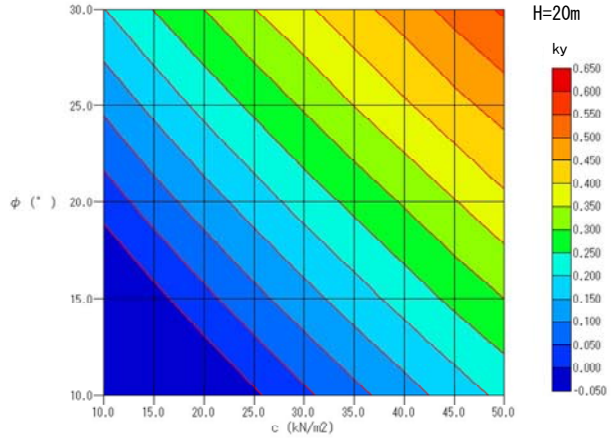
$$k_y = (A \times \varphi + B) \times c + (C \times \varphi + D)$$
$$= A \cdot c \cdot \varphi + B \cdot c + C \cdot \varphi + D \qquad (2.4.4)$$

式(2.4.4)の定数項 A･B･C･D は表計算ソフトのソルバー機能を使って算出し，各擬似盛土モデルでの c，φ，k_y の関係を示す近似式を求めた．ソルバーはある目的の値を目標値に近づけるためのパラメータを探す機能で，ここでは擬似盛土モデルの解析結果と式(2.4.4)の残差の二乗和が最小となる A･B･C･D を求めた.

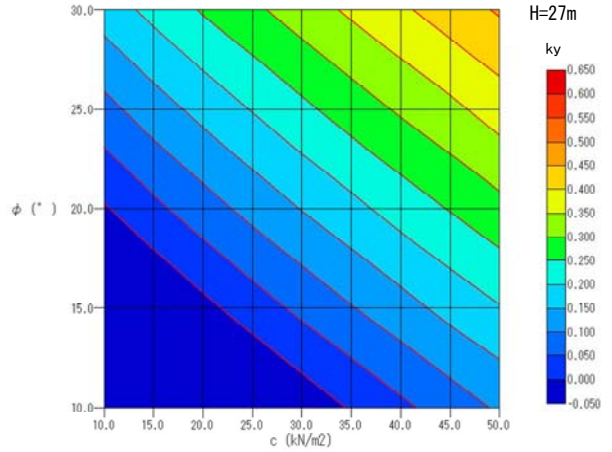
各擬似盛土モデルの定数項を**表-2.4.1** に示す．定数項 A≒0 であることから，等高線図の近似式は平面の式を表している．**図-2.4.3** の近似式の傾きは盛土高さにより変化し，**図-2.4.4** の近似式の傾きは盛土高さによらず，ほぼ一定である．定数項 B･C もこの傾向を示している．のり面勾配が一定の条件では，k_y と φ の相関関係は盛土高の影響を受けにくいと考えられる．設計要領にある標準的なのり面勾配での道路盛土を対象とした場合，盛土高と c，φ が決まれば，式(2.4.4)より最小降伏震度を求め，式(2.4.1)(2.4.2)より残留変位量を推定することが可能であると考えられる.



擬似盛土 S



擬似盛土 M



擬似盛土 L

図-2.4.5　c・ϕ と最小降伏震度との関係

表-2.4.1 c・ϕ による k_y の推定式の定数項

	盛土S(H=10m)	盛土M(H=20m)	盛土L(H=27m)
A	-6.44E-05	-4.11E-05	-2.80E-05
B	1.69E-02	1.02E-02	7.99E-03
C	1.89E-02	1.88E-02	1.86E-02
D	-4.18E-01	-4.47E-01	-4.52E-01
R^2	0.994	0.998	0.998

(3) 簡易推定法による実盛土の耐震性能評価

a) Newmark 法との比較

Newmark 法と提案手法により求めた実盛土における残留変位量を比較し，提案手法の適用について検討する．対象とした実盛土のモデルを**図-2.4.6** に示す．

土質調査から得た対象盛土の c・φ とせん断強度の一般値を**表-2.4.2** に示す．机上調査段階では盛土材料の土質に応じた一般値[37]を用いる場合もあるため，**表-2.4.2** には一般値も併記した．盛土高は 10m 以下，20m 以下，20m 超に区分し，それぞれ盛土 S，盛土 M，盛土 L の推定式を用いた．

Newmark 法と提案手法により求めた最小降伏震度と残留変位量の一覧を**表-2.4.3** に示す．同表の残留変位量は，タイプ I の地震動の 3 波およびタイプ II の地震動の 3 波について算出したものを，それぞれ平均した値である．

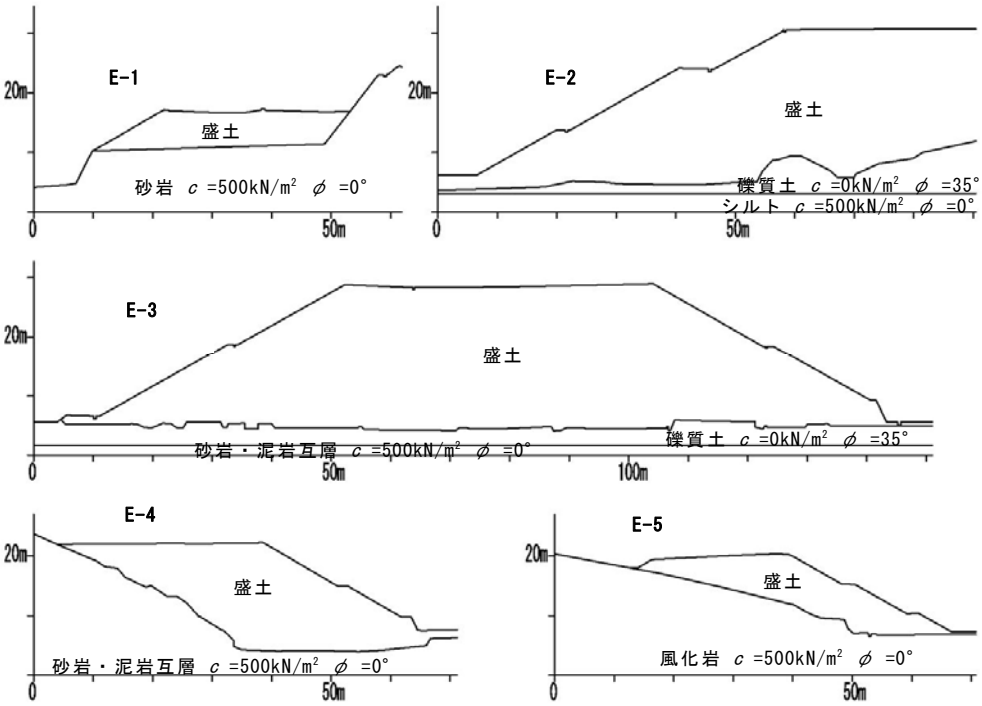


図-2.4.6　対象盛土のモデル図

表-2.4.2　対象盛土の c・ϕとせん断強度の一般値

	盛土高 (m)	盛土材	詳細調査結果			一般値	
			S_r (%)	c (kN/m²)	ϕ (°)	c (kN/m²)	ϕ (°)
E-1	7.0	礫質土	100	14.2	31.2	0	40
			59	62.2	33.2		
E-2	24.0	礫質土	100	100.5	13.2	0	40
			90	169.5	23		
E-3	22.0	粘性土	100	22.9	13.2	25※	15
			87	90.9	14.4		
E-4	14.5	礫質土	100	60.7	14.6	0	40
			88	150.3	23.2		
E-5	13.0	礫質土	100	15.3	33.4	0	40
			61	38.6	33.7		

※：簡易動的コーン貫入試験による平均 Nd=7 から換算

表-2.4.3　Newmark 法と簡易推定法により求めた最小降伏震度

	盛土高 (m)	Sr (%)	Newmark法			簡易評価法(試験値)			簡易評価法(一般値)	
			k_y	残留変位量 δ(m)		k_y	残留変位量 δ(m)		残留変位量 δ(m)	
				タイプI	タイプII		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
E-1	7.0	100	0.456	0.046	0.085	0.382	0.032	0.070	0.060	0.112
	7.0	59	1.269	0.000	0.000	1.127	0.000	0.000		
E-2	24.0	100	0.446	0.014	0.032	0.559	0.003	0.011	0.111	0.178
	24.0	90	1.060	0.000	0.000	1.221	0.000	0.000		
E-3	22.0	100	0.038	4.815	2.505	0.000	6.855	3.807	5.396	3.187
	22.0	87	0.474	0.010	0.023	0.506	0.006	0.019		
E-4	14.5	100	0.395	0.030	0.062	0.411	0.021	0.052	0.096	0.160
	14.5	88	1.131	0.000	0.000	1.381	0.000	0.000		
E-5	13.0	100	0.406	0.020	0.080	0.314	0.082	0.143	0.096	0.160
	13.0	61	0.695	0.003	0.011	0.526	0.004	0.016		

Newmark 法と提案手法で求めた降伏震度 k_y の比較図を**図-2.4.7** に示す．図中の「試験値」および「一般値」は，それぞれ詳細調査による土質試験結果および一般値を用いた場合である．なお，一般値を用いた提案手法は，飽和での試験値による Newmark 法と比較している．**図-2.4.7** では土質調査結果および一般値を用いて提案手法により求めた k_y は，土質調査結果を用いて Newmark 法より求めた k_y と概ね同等の値である．また，一般値から提案手法により求めた k_y は Newmark 法による k_y より小さくなる傾向が見られる．

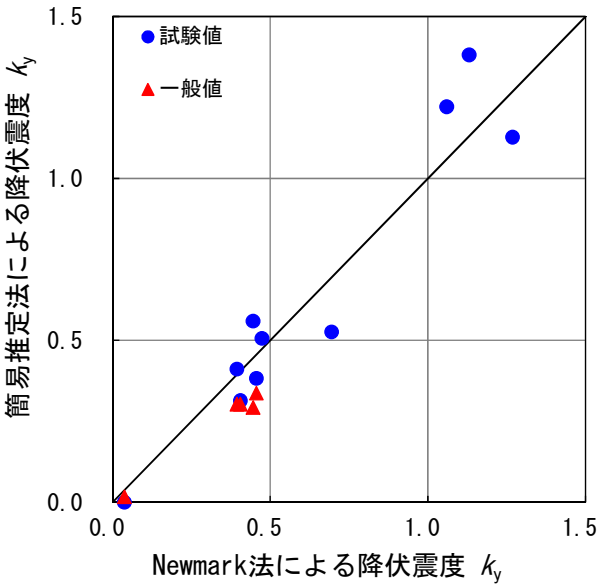
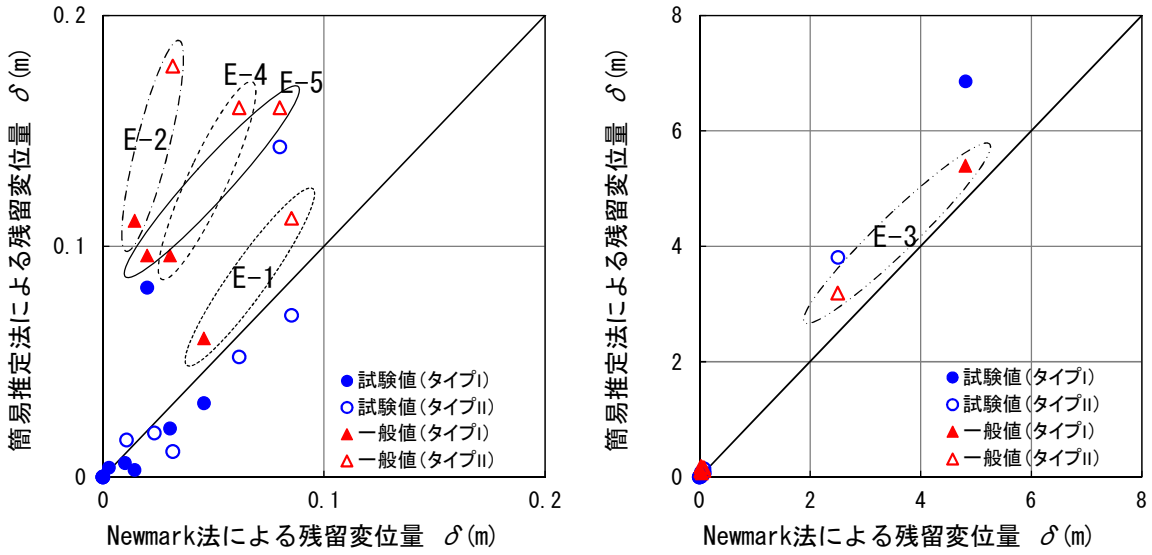


図-2.4.7　Newmark 法と簡易推定法による降伏震度の比較

図-2.4.8 に Newmark 法と提案手法で求めた残留変位量 δ の比較図を示す．図中の「試験値」および「一般値」は**図-2.4.7** と同様である．**図-2.4.8 (a)** に残留変位量が 0.2m 以下の結果を，**図-2.4.8 (b)** に残留変位量が 1m を超える結果を示した．一般値から求めた δ には対象とした盛土を示す記号を明示している．

図-2.4.8 (a) からは，地震動のタイプにかかわらず土質調査結果および一般値を用いて提案手法により求めた δ は，土質調査結果を用いて Newmark 法より求めた δ と概ね同等の値である．また，一般値から提案手法により求めた δ は，Newmark 法に対して安全側の評価となっている．**図-2.4.8 (b)** では，残留変位量が 1m を超えるような大きな値の場合についても一般値から提案手法により求めた δ は，Newmark 法に対して安全側の値を示している．



(a)残留変位量 0.2m 以下の　　(b)残留変位量 1m 以上の

図-2.4.8　Newmark 法と簡易推定法による残留変位量の比較

(4) 要求性能に対する簡易推定法の適用性について

性能設計では要求性能により許容される変位量は異なり，盛土の構造形状・周辺への影響・道路の社会的役割を総合的に勘案して定められる．高速道路での災害復旧の実績から，30～100cm 程度の変位であれば，概ね 1 日以内に緊急車両が通行可能となるまで復旧されたことが報告されている[11]．要求性能 2（容易に損傷の修復が行える）を目標とすれば，変位量を 1m まで許容することが可能である．

図-2.4.3 での c に対する降伏震度 k_y のトレンドは，やや上向きの凸になっており，c=60kN/m^2 以上での k_y の推定値は c=60kN/m^2 以下より誤差が大きくなると推定される．しかし，c=60kN/m^2 では，擬似盛土 S で k_y=0.746～1.046，δ=0m と推定される．同様に擬似盛土 M で k_y=0.329～0.655，δ=0～0.1m，擬似盛土 L で k_y=0.197～0.535，δ=0～0.5m と推定される．c=60kN/m^2 以上では残留変位量がさらに小さくなることから，詳細調査が必要な盛土を選定する机上調査段階では，許容できるレベルであると考えられる．

図-2.4.8(a)に一般値を用いた提案手法で過大な残留変位量が得られたケース（E-2, E-4, E-5 のタイプ II・プロットマーク△）がある．一般値は，実際の c・φ に比べて安全側に設定されていると推察され，一般値を用いる場合は安全側の評価になると考えられる．これに加え，盛土高の区分でも実際の盛土高より高く設定した算定式を用いることで残留変位量が大きく算定されたと考えられる．ただし，盛土内地下水により強度の低下した E-3 飽和時のケースを除き，残留変位量は許容変位量を大きく下回っており，レベル 2 地震動に対して十分安全である．性能設計の観点からは，本検討ケースのように残留変位量が許容変位量を大きく下回る場合，一般値を用いて算出される残留変位量はやや過大な値であるが，許容される誤差と考えられる．

ここで，E-4，E-5 の盛土は，基礎地盤の形状が一部傾斜しており，不整形地盤上の盛土ともみなせる．高さ 30m 程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤上の盛土は，すべり土塊の加重平均加速度の地震動である等価加速度波形を地震応答解析により算出する必要がある[7]．E-4, E-5 の盛土について，タイプ II 地震動波形で等価加速度波形を求め，Newmark 法により残留変位量を算出した結果を**表-2.4.4** に示す．本検討ケースでは，残留変位量が許容値を大きく下回っており，一般値を用いた提案手法は安全側の評価となった．ただし，等価加速度波形は盛土の構造条件や土質により増幅の程度に差があり，必ずしも一般値を用いた提案手法が安全側の評価となるとは限らない．

不整形地盤上の盛土での提案手法の適用は，許容値を大きく下回る場合においてのみ，参考値として扱うことが妥当である．傾斜地盤では水平地盤上の盛土に比べて 2～3 倍程度の残留変位量が生じる場合があり[38]，許容値の 1/3 程度が見安となる．

表-2.4.4　等価加速度波形による残留変位量との比較（タイプ II 地震動の場合）

	等価加速度波形による残留変位量(m)	地表面波による残留変位量(m)	簡易推定法（試験値）による残留変位量(m)	簡易推定法（一般値）による残留変位量(m)
E-4	0.09	0.05	0.05	0.16
E-5	0.08	0.02	0.14	0.16

提案した残留変位量の簡易推定法について，盛土高と c・φ から最小降伏震度 k_y を求める近似式を示した．さらに，実盛土を対象に，Newmark 法と提案手法で求めた降伏震度 k_y と残留変位量 δ を比較し，提案手法の適用について検討した．得られた知見について以下に示す．

1) 降伏震度 k_y と残留変位量 δ の関係では，地表面波形を用いた場合には強い相関が見られ，降伏震度 k_y からニューマーク法によらず残留変位量 δ を推定できる簡易推定法を提案した．また，降伏震度についても，c・φ との相関性は強く，盛土の高さ別に求めた c・φ と最小降伏震度の関係から最小降伏震度を得る簡易推定式を誘導した．
2) 平坦な地盤上の高さ 30m 程度以下の盛土において，土質調査から得た c・φ と一般値を用いた提案手法による k_y・δ は概ね土質調査結果を用いた Newmark 法と同等の値を示した．
3) 一般値から提案手法により求めた δ の推定値では安全側の値を示した．
4) 机上調査段階や土質調査を実施していない盛土の耐震性評価においては，提案した簡易推定法の適用が可能であり，危険な盛土のり面を抽出する概略検討に有効な手法の一つであることが示唆された．

2.5 第２章のまとめ

2009 年の駿河湾地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震で多数発生した盛土の被害により，今まで以上に盛土の耐震性評価が重要となっている．また，2015 年 3 月に道路土工構造物技術基準が制定され，従来は安全率で評価していた地震時安定性についても，要求性能レベルに応じた変位量で評価することとなった．そのため，残留変形解析手法により直接的に土構造物の残留変位量を求める機会が増えてきている．

本章では，地震時における盛土の被害予測法の精度と信頼性の向上を目的として，改良 O 型 Newmark 法の適用性を明らかにした．また，タイプの異なる地震動について，地震応答解析および Newmark 法により耐震性評価を行い，残留変位量に与える影響素因について検討し，従来の設計条件の課題・問題点について考察した．一方で，残留変形解析手法によらず簡便に残留変位量を求める手法として，降伏震度と残留変位量の関係から残留変位量を推定する簡易推定法を提案し，その適用性を示した．

・改良 O 型 Newmark 法の研究

残留変形解析手法には，Newmark 法（従来型 Newmark 法）や動的 FEM がある．従来型 Newmark 法は，円弧すべり計算と同じモデルを使い，簡便に残留変位量を計算できるが，盛土内の地震加速度増幅の影響を考慮することができず，動的 FEM ではすべり破壊による変形が支配的な変形挙動の場合はその破壊形態を忠実に再現できないといった課題があった．これに対し，盛土の地震時増幅特性を考慮することにより残留変位量を精度良く予測するための手法として，改良 O 型 Newmark 法が提案されている．既往の研究では遠心模型実験の結果をシミュレートし，従来型 Newmark 法と動的 FEM より精度の高い解析結果が得られたことが報告されている．

既往の経験地震における盛土の変状実績から土質定数を設定することにより，後にその盛土が被災した別の地震における変状の再現を行った．その結果，特徴的な破壊形態を再現するとともに，残留変位量は実被害に近い結果となり，改良 O 型 Newmark 法の適用性を明らかにした．改良 O 型 Newmark 法は，盛土の地震時増幅特性を考慮することにより残留変位量を精度良く予測することが可能であるが，精度の高い予測には盛土および基礎地盤の適切なモデル設定が重要となる．

また，5 箇所の実盛土を対象に，改良 O 型 Newmark 法と NEXCO 型 Newmark 法による解析結果を比較し，改良 O 型 Newmark 法により算定された残留変位量が，すべての対象盛土において NEXCO 型 Newmark 法より大きい値となり，かつその差はわずかで過剰設計ではない合理性を示すとともに，すべり面の位置を一意的に決定できることを明らかにした．

・地震時残留変位量に及ぼす影響素因について

残留変位量による耐震性評価は Newmark 法によっているが，一般的には安全側とみなされる設計地震動が用いられている．しかし，2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて設計地震動が見直され，地震動は継続時間が長く最大加速度も大きくなった．そのため，見直された地震動を用いると，従来は安全側とみなされていた地震動よりも残留変位

量が大きく算定されることが懸念された．そこで，タイプの異なる地震動について，地震応答解析および Newmark 法により耐震性評価を行い, 残留変位量に与える影響素因について検討した．その結果，タイプ I とタイプ II の地震動による残留変位量の大小関係が許容変位量に近い値で逆転することを明らかにし，タイプ I の地震動による耐震性能評価の必要性を示した．なお，改良 O 型 Newmark 法では，その境界を一意的に決定できる可能性がある．

・残留変位量の簡易評価法

経年劣化・老朽化が進む道路構造物の大規模更新・大規模修繕は喫緊の課題であり，道路盛土も評価対象となっている．そのため，机上調査で地震時残留変位量を簡便に推定できれば，詳細調査の必要な盛土の優先付けが容易となる．

そこで，地表面地震動波形を入力地震動とした Newmark 法では盛土の構造条件・盛土材料の土質に関わらず降伏震度 k_y と残留変位量 δ に強い相関が見られることを示し，降伏震度と残留変位量の関係から，レベル 2 地震動における残留変位量の簡易推定法をを提案した．また，実盛土を対象に，提案手法と Newmark 法の 2 手法によって算出した残留変位量を比較し，提案手法の適用性を検討した．その結果，平坦な地盤上の高さ 30m 程度以下の盛土において，土質調査から得た c・φ と一般値を用いた提案手法による k_y・δ は概ね土質調査結果を用いた Newmark 法と同等の値であった．さらに，一般値から提案手法により求めた δ の推定値では Newmark 法に対して安全側の値であることを確認した. 以上のことから，提案手法が机上調査段階で危険な盛土のり面を抽出する概略検討に有効であることを示した．

参考文献

1) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集 土工編，p.2~10，2012.
2) （社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針，p.120，2010.
3) Newmark，N．M．：Effects of earthquakes on dams and embankments，*Geotechnique*，Vol.15，No.2，pp.139-159，1965.
4) 堀井克己，舘山勝，内田吉彦，古関潤一，龍岡文夫：ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測，第 32 回地盤工学研究発表会，No.946，pp.1895-1896．1997.
5) Sulskya,D., Howard,S.J. and Schreyer,H.L.： “Application of a particle-in-cell method to solid mechanics,” *Computer Physics Communications*, 87, 236-252, 1995.
6) 江川祐輔・常田賢一・小田和広・中平明憲：地震時における道路盛土のすべり破壊の制御工法に関する解析的検討，土木学会地震工学論文集(報告)，VOL.29，NO.11-1002，2007.
7) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集 土工編，pp.6~23-6~25，2012.
8) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集 土工編，p.6~22，2012.
9) 水上輝・古川愛子・清野純史：Newmark 法を基礎とした道路盛土構造物の地震時安全性簡易評価手法，土木学会第 68 回年次学術講演会，I-043，pp.85-86，2013.
10) 坂井公俊・室野剛隆・京野光男：鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.3，pp.542-552，2012.
11) 中村洋丈・横田聖哉・吉村雅宏：高速道路盛土の地震災害マネジメントにおける耐震性評価手法の構築，土木学会論文集 F4(建設マネジメント)，Vol.69，No.2，pp.156-175，2013.
12) 魚谷真基, 常田賢一, 秦吉弥, 三好忠和:経験地震による変状を考慮した盛土のモデル化および改良 O 型 Newmark 法による残留変形量の評価, 第 49 回地盤工学研究発表会, No.501, pp.1001-1002，2014.
13) Tadakazu Miyoshi, Ken-ichi Tokida and Toyoko Yoshikawa: Application of Modified Newmark Method Considering Seismic Acceleration Amplification for Highway Embankment，26th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-2016, pp.870-877, 2016.
14) 魚谷真基，常田賢一，吉川登代子，上出定幸，三好忠和：道路盛土のすべり変形評価における改良 O 型 Newmark 法の適用性の検証, 第 50 回地盤工学研究発表会, No.563, 2015.
15) 三好忠和，常田賢一，魚谷真基，丹羽祥矢，吉川登代子：道路盛土のすべり変形評価における改良 O 型 Newmark 法の適用性の検証，Kansai Geo-Symposium 2015－地下水盤環境・防災計測技術に関するシンポジウム－論文集，pp.253-258，2015.
16) 三好忠和，常田賢一：盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響に関する一考察，土木学会論文集 A1（構造･地震工学），Vol.70, No.4（地震工学論文集 Vol.33）, pp.I_1018-I_1031, 2014.
17) 三好忠和，常田賢一：盛土の耐震性評価における地震動の影響と残留変位量の簡易推定法について，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.72，No.4（地震工学論文集 Vol.35），pp.I_733-I_747，2016.
18) 三好忠和, 常田賢一:道路盛土の耐震性評価における残留変位量簡易推定法の適用, Kansai Geo-Symposium 2016－地下水盤環境・防災計測技術に関するシンポジウム－論文集, pp.113-118，2016.

19) 常田賢一，張至鎬，小田和広，中平明憲：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷実験，土木学会地震工学論文集，Vol.29，pp.637-645, 2007.
20) Perry,J.(1994). *Quartery journal of engineering geology*，Vol27，No2.
21) 東日本高速道路（株）：東北地方太平洋沖地震による高速道路の被害状況について，(http://www.e-nexco.co.jp/pressroom/data_room/regular_mtg/h23/0324/pdfs/01.pdf)，2013．(Last access 2016.3.18)
22) （株）高速道路総合技術研究所 道路研究部 土工研究室：東北地方太平洋沖地震，(http://www.jiban.or.jp/file/file/saigai_yokota.pdf)，2013. (Last access 2016.3.18)
23) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集 土工編，p.1-44，2012.
24) Hata，Y.，Nozu，A. and Ichii，K. : A practical method to estimate strong ground motions after an earthquake, based on site amplification and phase characteristics, *Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA)*，Vol.101，No.2，688-700，2011.
25) 秦吉弥，一井康二，常田賢一，野津厚，横田聖哉，金田和男：サイト特性置換手法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震とその最大余震における盛土被災地点での地震動の推定，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68，No.4（地震工学論文集 Vol.31-b），pp.I_315-I_330，2012.
26) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集 土工編，p.参 6-4，2012.
27) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.110-117，2012.
28) 秋田剛，常田賢一：既設道路盛土の安定性向上のための排水パイプの適用性の検証，平成 24 年度近畿地方整備局研究発表会，防災・安全部門，No.22，2012.
29) （社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針，p.90，2010.
30) 日本道路公団北陸支社：関越自動車道及び北陸自動車道における新潟県中越地震災害応急復旧事業，月刊建設 Vol.49-8 月，p.30，2005.
31) 魚谷真基，常田賢一，村上考輝，小西貴士：一面せん断試験による飽和度と排水せん断強度の関係，第 48 回地盤工学研究発表会，No.428，pp.855-856，2013.
32) 建設省土木研究所：土木研究所所報 153 号 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II)―広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性－，1980.
33) 建設省土木研究所：土木研究所資料 1504 号 沖積粘性土の動的変形特性－せん断剛性率のヒズミ依存性－，1979.
34) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領　第一集 土工編，pp.参 6-1-参 6-8，2012.
35) 常田賢一，小田和広，中平明憲：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発，新道路技術会議，道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート No.17-4，2008.
36) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.23-31，2012.
37) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：設計要領　第一集　土工編，p.1-49，2015.
38) （株）高速道路総合技術研究所：盛土の耐震性評価の手引き（案），p.62，2009.

第３章　道路盛土の耐震性能向上技術

3.1 概説

近年，地震や降雨による道路盛土のすべり崩壊が多発している．2007 年の能登半島地震では能登有料道路 [1]，2009 年の駿河湾地震では東名自動車道 [2]において，道路盛土に崩壊が発生した．特に，2009 年の駿河湾地震では，「東名高速道路牧之原地区 地震災害検討委員会」が発足し，原因究明がなされた．その被災原因は，「盛土下部に使用された風化しやすい（スレーキングしやすい）泥岩が，長年の水の作用により強度低下するとともに，透水性が低下した．その結果，盛土内の水位が上昇し，今回の地震が誘因となり崩壊した」と推定されている [2]．これらの被災盛土は，集水地形上に施工されたものが多く，盛土の安定性には地下水位が深く関わっている．また，道路盛土の崩壊は，通行機能を低下，あるいは停止させるため，社会的・経済的に大きな影響を及ぼす．そのため，道路盛土における排水対策は重要な課題の一つであると言える．

一方で，これまでの新設盛土の設計では，通常，盛土内の地下水位は考慮されていない．これは降雨や浸透水の影響が大きいと想定される場合，速やかに排水するように排水工が設計されるためである．従って，既設盛土では，設計当初の排水工の機能低下やスレーキングなどの経年変化による低透水性によって，盛土内の含水状況が変化していることが考えられる．

このような背景から，2015 年 3 月に制定された道路土工構造物技術基準 [3]でも排水の重要性が謳われており，盛土の新設時および改築時の排水設計が義務化された．また，駿河湾地震を契機に実施された盛土のり面緊急点検や大規模更新・大規模修繕で危険を判断された盛土については，盛土内地下水排除工が基本方針である．

既存の排水対策は既設盛土に対する後施工が困難，かつ多額の費用がかかるため，十分な排水対策が実施されていないのが現状である．そこで，既設盛土に対する簡易で経済的な排水対策として排水パイプや排水ボーリングが一般的である．しかし，排水パイプの設計法は確立されておらず，経験的手法によっている．排水パイプの設計法がないということは，排水パイプによる対策効果を定量的に評価することもできない．換言すれば，対策後の含水状態を評価することなく，盛土内水位が低下しているものとして対策後の安定性を検討していることになる．経験的手法は盛土の土質や地下水の状態にかかわらず排水パイプや排水ボーリングの打設ピッチを定めている．

また，排水パイプ設置による効果を予測するには FEM 浸透流解析の頼らざるを得ず，排水パイプの設置間隔や敷設長の最適配置の計画には三次元解析が必要となり，多大な労力を要する．そこで，三次元 FEM 浸透流解析に頼らない手法の開発と設計法の確立が急務である．

そこで，設置間隔および敷設長ごとの排水性能を土槽実験により明らかにし，設置間隔および敷設長ごとに排水パイプの排水性能を定量的に評価することができる擬似三次元化手法を提案している．擬似三次元モデルは，パイプの配置や敷設長などの三次元的な配置を二次元断面にモデル化することで，排水パイプの効果予測と確認が容易になる．また，実道路盛土に擬似三次元化手法を適用した排水パイプの排水性能評価を行い，解析的に適

切な設置間隔や敷設長，設置場所の提案を行うことが可能となる．

本章では，排水パイプの設計法の確立を目的に，土槽実験により排水パイプと盛土地盤との透水係数比を設定し，擬似三次元モデルを提案する．また，概略検討で排水パイプの排水効果や任意方向に複数の井戸を設置した場合に対応できる汎用的簡易計算手法について提案する．

3.2 排水パイプの設計法

(1) 排水パイプの土槽実験(1)

a) 実験概要

長さの異なる 3 本の排水パイプを用いた変水位による模型実験により，パイプ設置位置の垂直断面における水位分布の定式化を行う．

実験は**図-3.2.1** に示す内寸 1800×600×550mm^3 の土槽を用い，パイプの中心が土槽底面から 90mm の高さになるように排水パイプを水平に設置して変水位による排水実験を行った．用いた排水パイプは，外径 60.5mm，内径 56mm，長さが 900mm，1,200mm，1,500mm(以下，順にケース 1,2,3 とする)の 3 種類で，パイプ先端から 130mm までが絞られており，パイプの四方には 50×5mm2 の孔がそれぞれ計 24,36,48 箇所配置している(**図-3.2.2**).

実験手順は，まず 3 つに分かれた土槽のうちの中央区画に乾燥させた土試料を 1 層あたり 40mm となるように締め固め，順次層を重ねるように作成し，10 層作成することで地盤全体の高さを土槽底面から 400mm にする．また，2 層目作成前に土槽に排水パイプを水平に設置する．次に，パイプの排水口を閉じ，貯水槽区画より土槽内水位が 400mm となるように給水して土試料を飽和させる．その後パイプの排水口を開けて，パイプからの排水流量，土槽内水位および貯水槽水位を所定の時間毎に計測する．排水流量は単位時間当たりの平均流量を算出し，土槽内水位は，平面図上に点で示した 10 箇所の孔に接続したマノメーターを用いて計測し，貯水槽水位は，先端に浮きを付けて 1cm 毎に目盛りを振った竹ひごを用いて目測により計測を行った．

実験後，再び給水して土槽内水位を上昇させ地盤を飽和させた後，同様の実験を各ケース計 3 回実施しているが，秋田らの研究[4)]によれば，地盤の飽和・不飽和状態の 3 回程度の繰り返しにより，パイプの排水性が安定状態になることが分かっているので，3 回目の結果を各ケースの代表的な結果とする．土試料は茨城県笠間市の山砂であり，土質特性を**表-3.2.1** に示す．

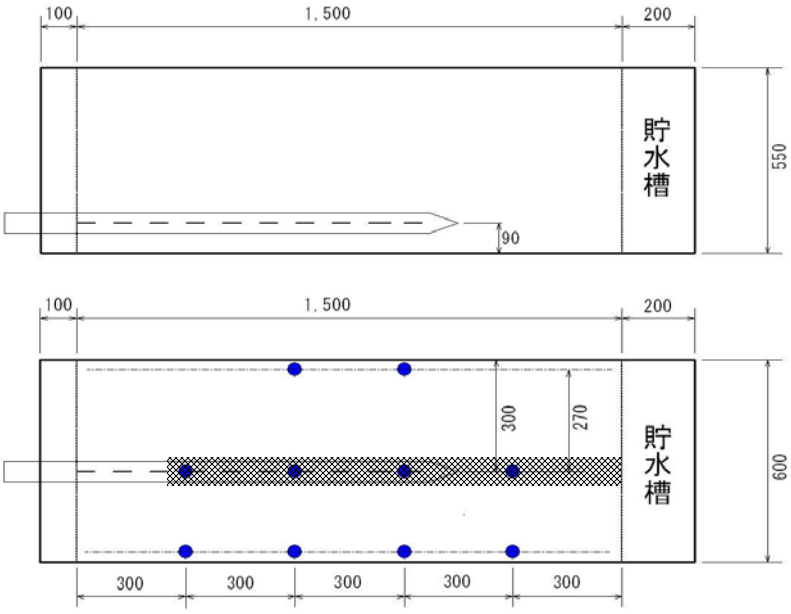


図-3.2.1　土槽概要図(単位：mm)

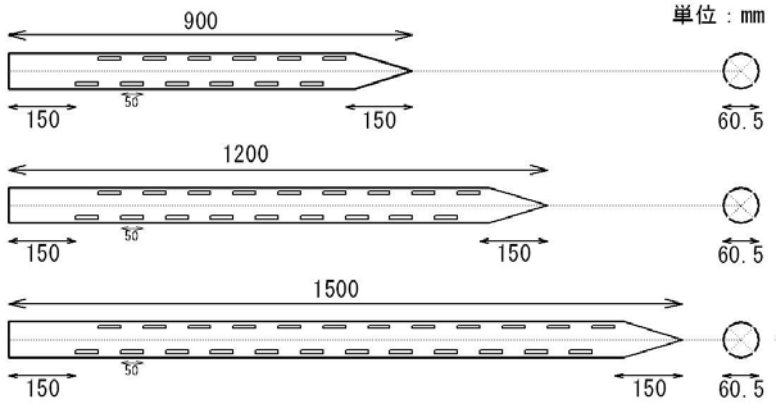


図-3.2.2　排水パイプ(単位：mm)

図-3.2.1　土試料の土質特性

種類	山砂(茨城県笠間市)
土粒子密度　ρ_s	2.611　(g/cm3)
乾燥密度　ρ_d	1.876　(g/cm3)
透水係数　k	8.4×10^{-3} (cm/sec)
含水比　w	1.85　(%)

b) 実験結果と土中水位の定式化

図-3.2.3 は，排水パイプの敷設長がパイプ先端より奥方向の水位変動に与える影響を調べるため，**図-3.2.1** の平面図上の網がけした範囲の垂直断面における，排水開始から 30 分経過時の地盤内水位を図示したものである．また，**図-3.2.4** は**図-3.2.3** でのパイプ先端部の絞り込んだ 150mm を除いたパイプ端から奥方向の範囲を抽出したものである．図中の点および実線で示しているのが，実験から得られた土中水位の実測値およびそこから考えられる水位線，点線で示しているのが水位線の近似曲線であり，表記している式は図中(0,0)を原点，縦軸を z 軸，横軸を x 軸とした場合の近似曲線を表す式である．

図-3.2.3 より，ケース 3 ではパイプ端から貯水槽までの距離が近いため貯水槽からの水の流入の影響を大きく受け，パイプ端の水位低下があまり進行していないが，ケース 1,2 ではパイプ上方の水位低下が著しいことが確認できる．従って，パイプ端から貯水槽のような給水源までの距離が長い時，排水パイプ設置により土中水位分布がパイプ端方向へ移動すると考えられる．また，ケース 1 の結果より，パイプ端から貯水槽までの距離が長くなると，パイプ端より奥方向の水位分布は緩やかな曲線を描くと予測でき，その際のパイプ端より奥方向の水位分布は**図-3.2.4** のように近似できる．ここで，ケース 2 に関してはプロットできるデータ数が少なく水位分布がほぼ直線となっているため，近似曲線は実際の水位線より高くなるように設定し，ケース 3 に関しては，他ケースと水位変動の傾向が異なるため近似曲線を作成していない．ここで**図-3.2.4** より，パイプ端より奥方向の水位

分布の近似曲線は，(3.2.1)式のように表すことができると考える．

$$z = a\sqrt{x} + z_e \qquad (3.2.1)$$

ここで，(3.2.1)式中の変数の定義は**図-3.2.5**により，排水開始から 30 分経過時以外の所定の計測時間においても，**図-3.2.4** と同様に地盤内の水位分布および近似曲線が求められる．その際の係数 a の値は各計測時間で異なるため，係数 a と**図-3.2.5** に示した水位差 H の関係を図示すると，**図-3.2.6** のように，a と H は比例関係にあると考えられ，両者の関係は(3.2.2)式で表される．

$$a = bH \qquad (3.2.2)$$

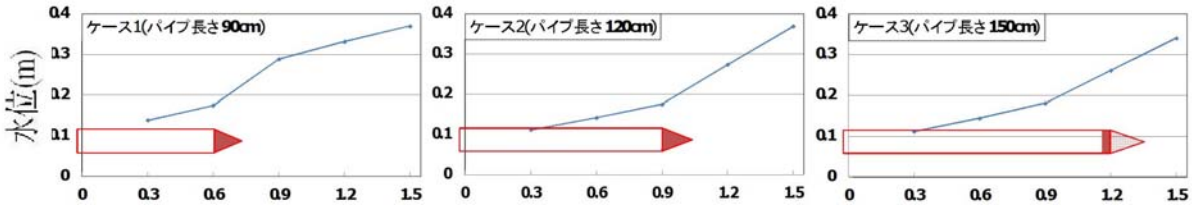


図-3.2.3　パイプ設置位置垂直断面の水位分布（排水開始から 30 分経過時）

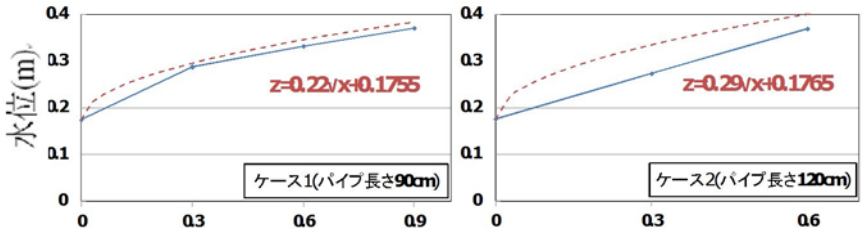


図-3.2.4　パイプ端より奥方向の水位分布と近似曲線（排水開始から 30 分経過時）

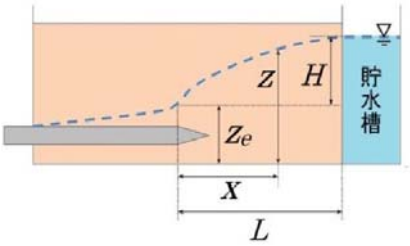


図-3.2.5　変数の定義（単位：m）

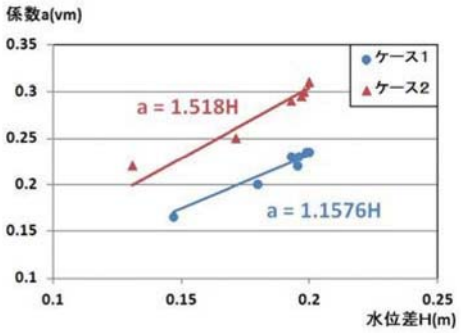


図-3.2.6　水位差 H と係数 a の関係

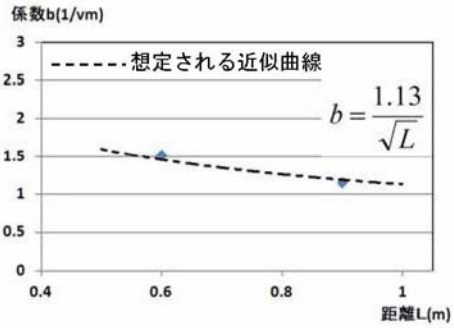


図-3.2.7　距離 L と係数 b の関係

ここで，(3.2.2)式の係数ｂ の値は各ケースで異なるため，係数ｂの値は**図-3.2.5** に示した距離Ｌに依存すると仮定でき，その仮定の下で両者の関係を図示したのが**図-3.2.7** である．図中に示した破線は想定される近似曲線ではあるが，係数ｂは距離Ｌの平方根に反比例すると考えられ，この近似曲線の式を用いると，(3.2.1)式，(3.2.2)式より，本実験におけるパイプ先端より奥方向の水位分布は，(3.2.3)式で定式化できる．

$$z = 1.13 \times \frac{H}{\sqrt{L}}\sqrt{x} + z_e \qquad (3.2.3)$$

従って，(3.2.3)式の定式化を異なる土試料で求めることによって，パイプ敷設長の違いによる土中水位分布への影響を定量的に評価すれば，実盛土における排水パイプ打設時の最適な敷設長の設計法に展開できる．

得られた知見について以下に示す．

1) 排水パイプの設置後の定常状態における盛土内の地下水位は，パイプ敷設長区間ではパイプの高さ位置で維持され，パイプ端から奥に向かって地下水位線が形成されると考えられる．
2) パイプ端より奥方向の盛土内の地下水位線は，簡易な変数を用いて定式化できる．

(2) 排水パイプの土槽実験(2)

a) 実験概要

解析手法によるパイプの排水特性を再現できる擬似三次元モデルとそれに基づいた設計法を提示するため，長さの異なる 3 本の排水パイプを用いた変水位による模型実験を行った．

敷設長の違いによる排水パイプ軸方向の排水特性を検討するために，土槽排水実験を実施した．実験に使用した土槽は**図-3.2.8** および**写真-3.2.1** に示した内寸 180×60×55cm の鋼製である．前方貯水槽には煉瓦を密に詰めた．実験で用いた排水パイプは鉄道で多用されている鋼管パイプ(φ=6.05cm)である．排水パイプを所定の敷設長(60，90，120mm の 3 パターン)に加工して土槽内に水平に設置し，高さ 40cm の模型地盤を作成した後に後方貯水槽より給水し，24 時間で模型地盤を飽和させた．土試料は茨城県笠間市の山砂であり，土質特性を**表-3.2.2** に示す．表中の van Genuchten パラメーターは保水性試験で得られた水分特性曲線に van Genuchten モデルを適用して，最適化されたものである．

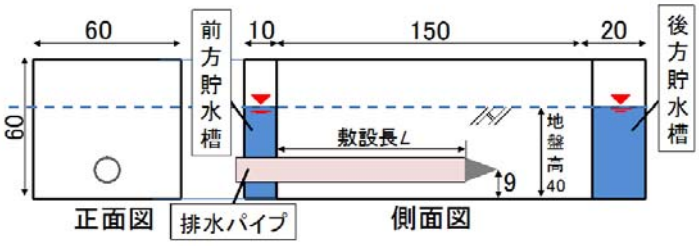


図-3.2.8　実験土槽(単位：cm)

写真-3.2.1　実験土槽

表-3.2.2　笠間砂の土質特性

基本的な物質特性		van Genuchtenのパラメーター	
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	2.661	θ_s	0.285
乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	1.876	θ_r	0.0506
透水係数 k (cm/s)	8.4×10^{-3}	α(m^{-1})	3.415
最大粒径 D_{max} (mm)	9.5	n	1.89

b) 実験結果と擬似三次元モデル

ｉ) 前施工に対する擬似三次元モデル

三次元的な排水パイプを等価な排水能力を持つ透水層に置き換えることで，三次元の問題を二次元に帰することができると考えられ，透水層(透水係数 k')を持つモデルを擬似三次元モデルと呼ぶ．また，透水層の透水係数 k'は**図-3.2.9** に示す基本モデルを用いて決定する．

基本モデルにおいて，パイプが設置された三次元モデルを擬似三次元モデルによりモデル化し，それぞれのモデルの排水量 Qa および Qb を一致させる(Qa=Qb=Q)ことにより k'を算出する．排水量 Qa，Qb はそれぞれ**図-3.2.10** に示す二次元断面モデル [5]，パイプ長手方向の二次元モデルにより簡易に計算できる．

排水量 Qa=二次元断面モデルの排水量×敷設長 L

排水量 Qb=パイプ長手方向のモデルの排水量×設置間隔 B

次に，土槽排水実験を再現する．**図-3.2.11** に解析モデル及び境界条件を示す．境界条件には，パイプの排水口の下半分を排水面とした浸出面境界と後方貯水槽の水位変動を考慮した水位変動境界，初期水位 40cm がある．ここで，水位変動境界は後方貯水槽の実測水位の変化に基づいた．解析パラメーターについては，模型地盤は**表-3.2.2** に示すものを用いた．透水層の透水係数 k'は基本モデルより求め，**表-3.2.3** に示す．透水層の不飽和浸透特性については代表的な砂の水分特性曲線 [6](θs＝0.365，θr＝0，α＝5.748，n＝1.629)を準用した．排水開始から 5min，60min および 120min 経過時において，敷設長 L を 60cm，90cm，120cm とした擬似三次元モデルの解析と実験による水位分布を，それぞれ**図-3.2.12** (a)～(c)に示す．水位の低下状態は，いずれのケースにおいても解析結果と実験結果がよく一致しており，解析モデルの再現性が示唆されている．

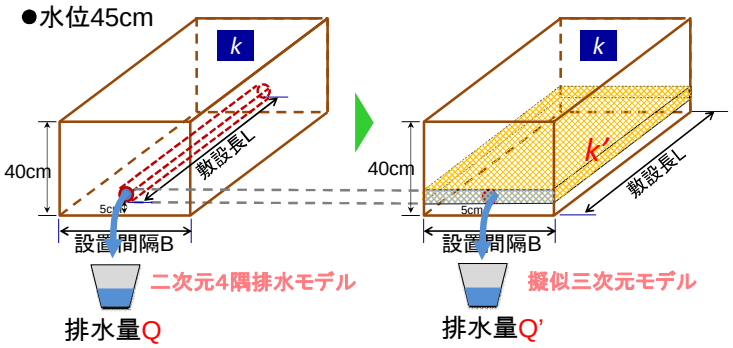


図-3.2.9　基本モデル

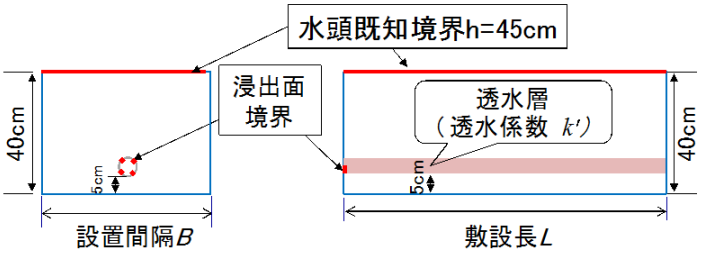


図-3.2.10　境界条件

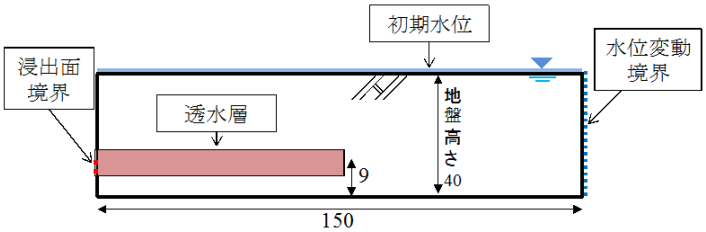
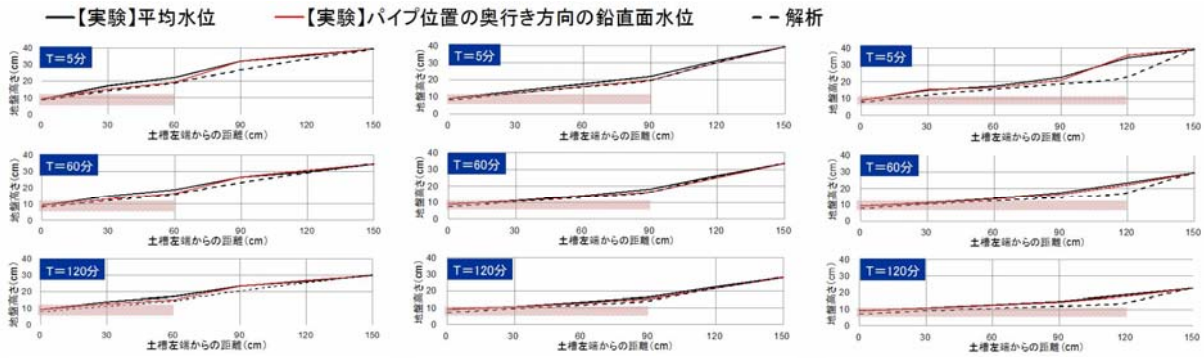


図-3.2.11　解析モデル(単位：cm)

表-3.2.3　透水層の透水係数 k'

設置間隔 B (cm)	敷設長 L (cm)	透水層の透水係数 k'(cm/s)
60	60	5.50×10^{-2}
	90	1.33×10^{-1}
	120	2.43×10^{-1}



(a) L=60cm　　(b) L=90cm　　(c) L=120cm

図-3.2.12　水位分布の比較

ⅱ) 後施工に対する擬似三次元モデル

パイプを設置してから土砂を締め固めるケース(前施工)と土砂を締め固めた後パイプを打設するケース(後施工)における排水量の違いをまとめたもの[7]を図-3.2.13に示す．前施工に比べて後施工の方が排水量の減少が見られる．これはパイプを後から打設することで，パイプ周辺の土粒子が締め固まり，透水性が低下したためである．これらの結果に近似直線を引くと，図中に示すような近似式が得られ，前施工の排水量は後施工の排水量の 1.8 倍となった．したがって，後施工に対する擬似三次元モデルの透水層の透水係数 k'は，パイプ周辺の高密度化を考慮した Qa=1.8×Qb の関係から算出できる．

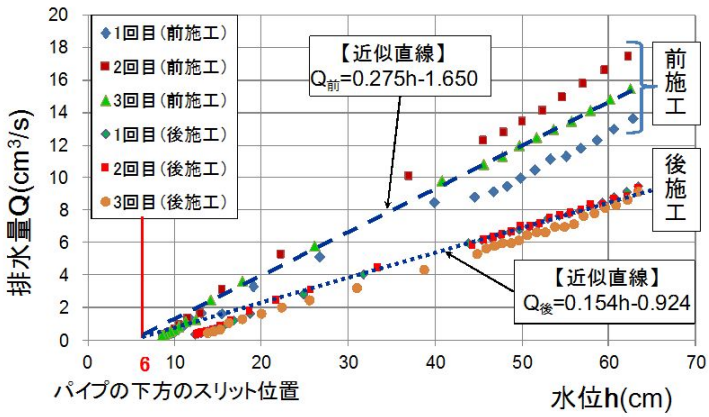


図-3.2.13　前施工・後施工の排水量の違い

(3) 透水係数比による排水パイプの設計法

パイプの設置間隔 B と敷設長 L に応じた透水係数比 k'/k (透水層の透水係数 k' と地盤の透水係数 k の比)について考える．**表-3.2.4** は設置間隔 B=50cm，敷設長 L=180cm，地盤の透水係数 k を 1.00×10^{-3}，1.00×10^{-4}，1.00×10^{-5}cm/s とする場合に対応した透水層の透水係数 k'，透水係数比 k'/k である．同表から，透水係数比 k'/k は地盤の透水係数 k に依存せず，全てのケースにおいて一定であり，B と L を決めれば k'/k が決定できる．

ここで，前施工と後施工に対して，実際に用いられるような設置間隔 B=50cm，100cm，150cm，200cm の 4 パターンと敷設長 L=360cm（2 本），540cm（3 本），720cm（4 本），900cm（5 本），1080cm（6 本）の 5 パターンに対応した透水係数比を求め，また，得られた結果を基に透水係数比 k'/k の等高線図を作成した．前施工，後施工に対する透水係数比の等高線図は**図-3.2.14**，**図-3.2.15** にそれぞれ示す．透水係数 k の地盤を対象とする擬似三次元モデル化に必要な透水層の透水係数 k' をこれらの等高線図を用いて簡易に算出できると考えられる．例えば，透水係数 k の地盤に設置間隔 B＝100cm，敷設長 L＝540cm のパイプを打設する場合に対して，擬似三次元モデル化を行うとき，**図-3.2.15** より透水係数比は 90 と読み取ることができ，$k'=90\,k$ という結果が得られる．得られた k' を用いて擬似三次元モデルによる浸透流解析を実施することで，排水パイプの効果予測が可能となる．

表-3.2.4　透水係数比 k'/k

設置間隔 B (cm)	敷設長 L (cm)	盛土の透水係数 k (cm/s)	透水層の透水係数 k' (cm/s)	透水係数比 k'/k
50	180	1.00×10^{-3}	1.16×10^{-1}	149
		1.00×10^{-4}	1.16×10^{-2}	149
		1.00×10^{-5}	1.16×10^{-3}	149

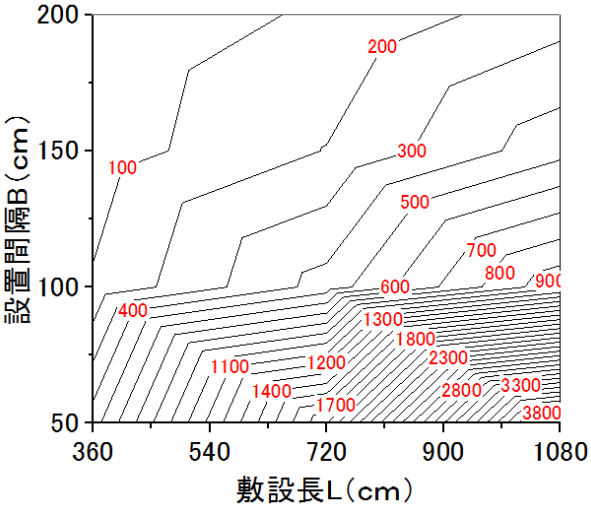


図-3.2.14　前施工の透水係数比

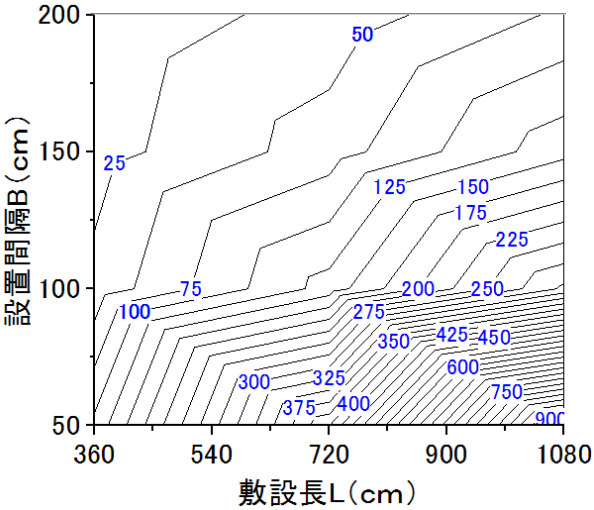


図-3.2.15　後施工の透水係数比

三次元的な排水パイプを等価な排水能力を持つ透水層に置き換えることで，三次元の問題を二次元断面にモデル化する擬似三次元モデルを提案するため，室内での土槽実験を行い，排水パイプをモデル化した透水層の透水係数を設定した．得られた知見について以下に示す．

1) 排水パイプを透水層に置き換えた擬似三次元モデルは，土槽排水実験の再現よりその適性が検証できた．
2) 透水層の透水係数 k'を基本モデルより簡易に算出できる．前施工の場合は，パイプが設置される三次元モデルを擬似三次元モデルよりモデル化し，両モデルの排水量が一致する条件を基に k'を求める．一方，後施工の場合はパイプ周辺の高密度化を考慮した Qa=1.8×Qb という条件を基に算出できる．
3) ある設置間隔 B と敷設長 L に応じた透水層の透水係数 k'を等高線図より簡易に算出できる．

3.3 擬似三次元化手法

(1) 擬似三次元化手法の概要

既設盛土の地下水位の低下あるいは地下水の排除の簡便で経済的な工法として，排水パイプがある．排水パイプは，鉄道盛土での実績は多いが，道路盛土への適用は少ないのが実情である．この原因として，道路盛土が鉄道盛土と比較すると規模が大きいことが挙げられる．そのため，道路盛土への適用には，従来の経験的な設計法に代わり，定量的で合理的な設計法が必要である．これを解決する手法として，前節で擬似三次元化手法を提案している．本節では，排水パイプを設置した高速道路盛土に，擬似三次元化手法を適用した排水パイプの性能評価を実施する．

対象盛土は兵庫県神戸市北区に位置する高さが約 26m の高盛土（以後，盛土-H と呼ぶ.）であり，対象盛土の位置情報および横断図を**図-3.3.1** および**図-3.3.2** にそれぞれ示す．対象盛土は，緊急点検および地震危険度マクロ評価[20]の結果，補強・調査が必要とされた盛土の一つである．

盛土-H では法面におけるボーリング調査および調査孔を用いた観測井（**図-3.3.2** の盛 H-1 および H-2）において地下水位の連続観測などの現地調査がされている．ここで，**図-3.3.2** の青丸印はそれぞれの観測井における常時の地下水位(2013 年 6 月)である．また，法面中腹より常時湧水の発生（**写真-3.3.1**）が確認されていることから，地下水位が高いことが予想される．これらのことから，盛土-H では**図-3.3.3** に示すとおり，2013 年 9 月に排水パイプ（敷設長 3.6m および設置間隔 2m）が上下 2 段（鉛直方向間隔 1m）の千鳥配置で打設されている．そこで，本検討では排水パイプの設置方法の検討や敷設長ごとに飽和－不飽和浸透流解析を実施し，排水パイプの排水効果を評価する．

図-3.3.1　対象盛土の位置情報

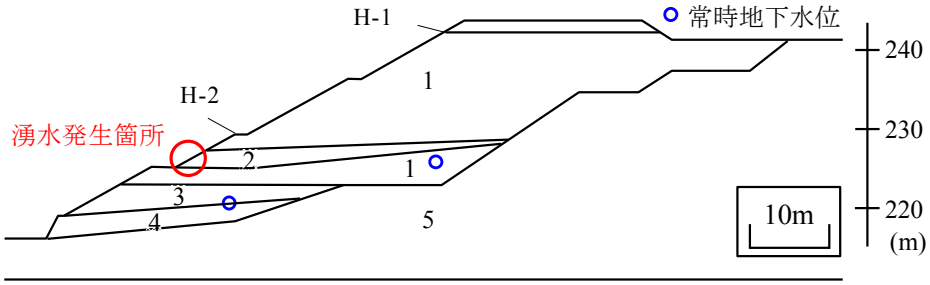


図-3.3.2　対象盛土の横断図

写真-3.3.1　湧水発生箇所

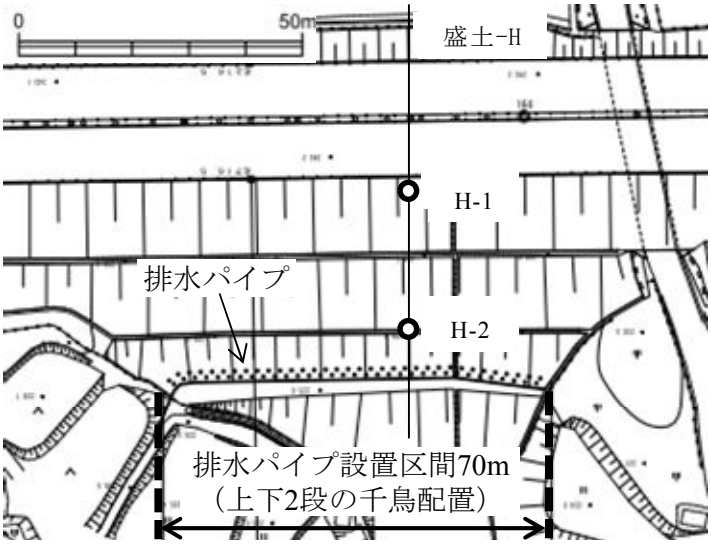


図-3.3.3　盛土-H の排水パイプの設置状況

(2) 擬似三次元化手法による再現解析

a) 解析モデル

解析モデルはボーリング調査，表面波探査結果および湧水の発生位置をもとに決定しており，**図-3.3.4** に示す．ここで，**図-3.3.2** に示した湧水位置と 2 ヵ所の観測井における常時の実測地下水位を比較すると，湧水は常時の実測地下水位より上側で発生している．この原因としては，一般的に，観測井は自由水面を計測し，水位は唯一の値として計測される．そのため，**図-3.3.5** のように観測井のみでは明らかにできない水の流れや滞水が存在していることが考えられる．従って，対象盛土では，**図-3.3.2** の上粘性土層が湧水発生に大きく影響を及ぼしていると考え，湧水および上粘性土層（層番号 2）の上部に高含水領域を考慮した飽和－不飽和浸透流解析を実施した．

解析パラメータは，不飽和浸透特性は河川堤防の構造検討の手引き [8)]を参照した．地盤の透水係数は，粒度試験結果や逆解析による試行錯誤で求め，結果を次頁以降に示す．ここで，モデルの再現性の検討方法を考えるうえで，前述のとおり，盛土内の水分状況として，地下水位の上側に湧水や高含水領域が存在することが考えられる．そのため，常時に着目し，H-1 および H-2 の 2 ヵ所の観測井における地下水位，湧水の発生箇所および流出量の 3 つでモデルの再現性を確認する．また，境界条件については，**図-3.3.4** に示すとおり，地表面に水面を与える水頭既知境界を設定することで水を供給し，湧水の発生している法面に浸出面境界を設定した．

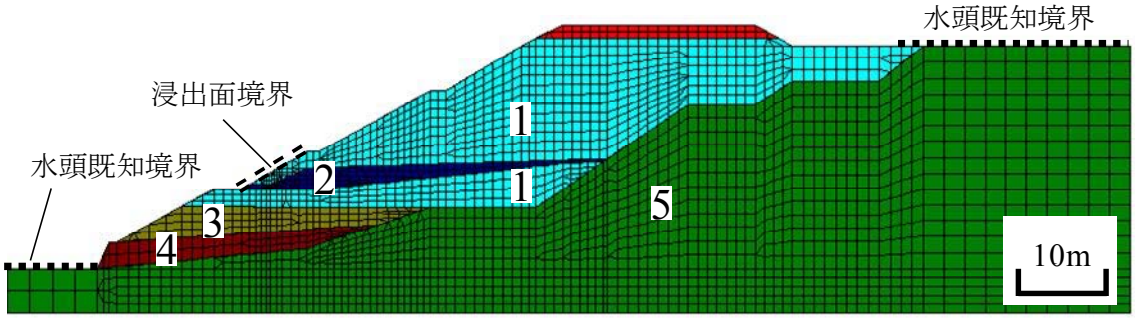


図-3.3.4　解析モデルおよび常時の解析条件

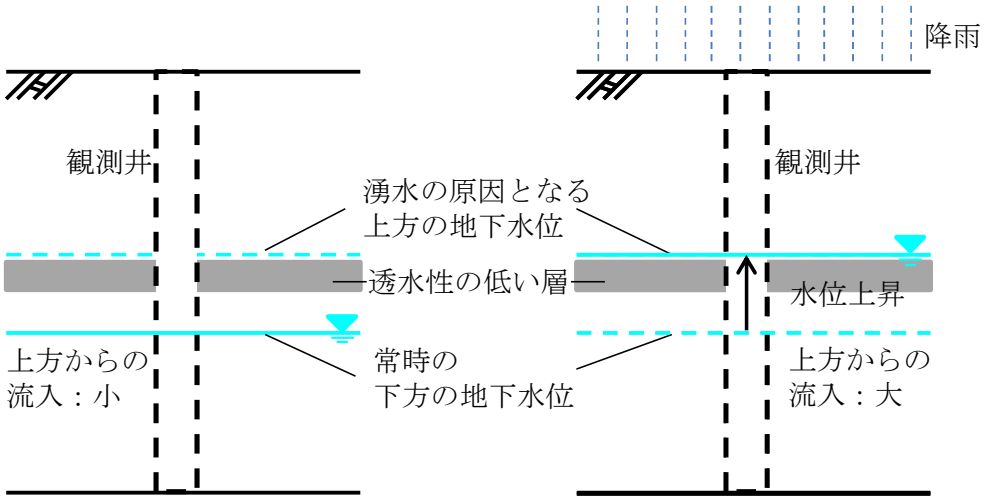


図-3.3.5　観測井における常時および降雨時の水位の概念図

b）再現性の検証

図-3.3.6 に非定常解析による常時の飽和度の解析結果を示す．前述の 3 つの再現性を確認する項目を検討する．まず，観測井の H-1 と H-2 における解析による地下水位と常時の実測地下水位とを比較すると，両者の差は H-1 および H-2 でそれぞれ-0.7m（実測<解析）および+0.7m（実測>解析）となった．これは，盛土高が約 26m であることを考えると再現性がよいと判断できる．また，湧水発生位置が一致し，流出量が 1.164cm^3/s と微量であることから，その妥当性を確認した．これら 3 つの項目より，解析モデルの再現性を確認し，**表-3.3.1** の地盤の透水係数を対象盛土のパラメータとして決定した．

c）解析ケース

i）打設密度を一定とした場合

湧水発生箇所に着目した解析ケースを**図-3.3.7** に示す．ケース 1 は排水パイプが未設置であり，パイプを設置したケース 2 およびケース 3 はともに敷設長 3.6m であるが，前者は設置間隔 1m の 1 段，後者は設置間隔 2m の 2 段である．すなわち，ケース 2 とケース 3 は，設置間隔は異なるが設置密度は同じである．排水パイプの透水係数は**表-3.3.2** に示すとおりであり，**図-3.2.15** で示した後施工時の透水係数比 k'/k に基づいて，設置間隔および敷設長から決定した．排水パイプの不飽和浸透特性については代表的な砂の水分特性曲線[9)](θ_s＝0.365，θ_r＝0，α＝5.748，n＝1.629)を用いた．なお，ケース 3 は，対象盛土における実際の施工方法に基づいた解析ケースである．

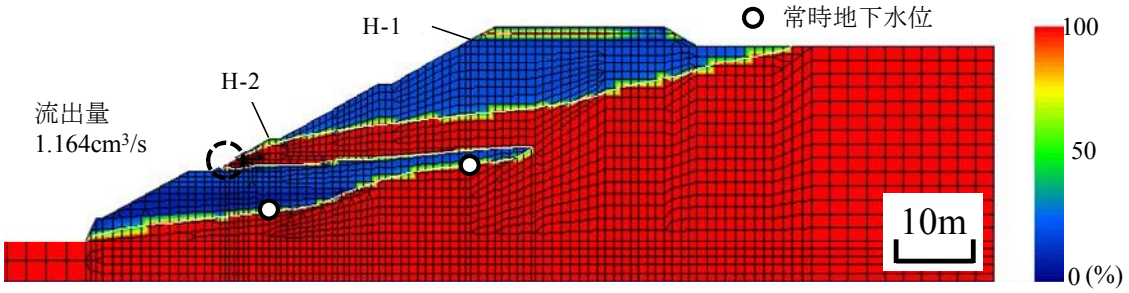


図-3.3.6　常時の飽和度の解析結果

表-3.3.1　逆解析で得られた各層の透水係数

層番号	地盤の種類	透水係数k [m/s]
1	砂質土	3.0×10^{-6}
2	上粘性土	1.0×10^{-8}
3	下粘性土	3.0×10^{-6}
4	礫質土	1.0×10^{-5}
5	基盤岩	1.0×10^{-8}

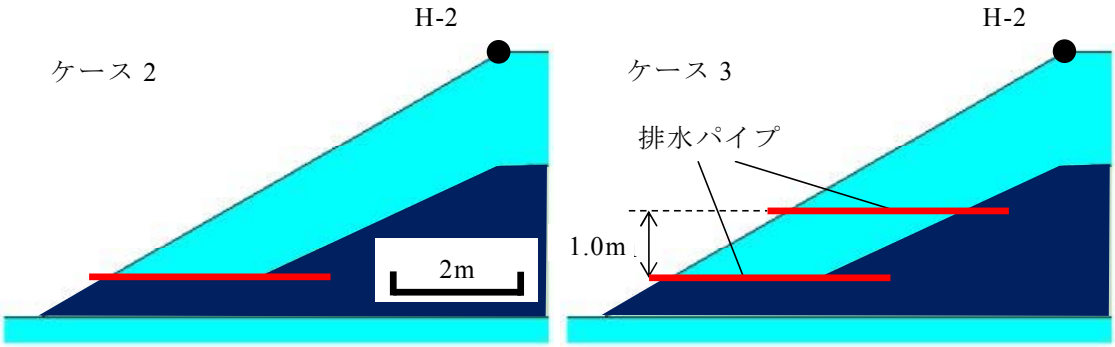


図-3.3.7　解析ケース（左図：1 段設置，右図：上下 2 段設置）

表-3.3.2　解析ケースと擬似三次元化手法を適用した排水パイプの透水係数

ケース	地盤k[m/s]	設置間隔 [m]	パイプk'[m/s]
1	3.0×10^{-6}	-	-
2		1.0	9.79×10^{-5}
3		2.0	2.31×10^{-5}

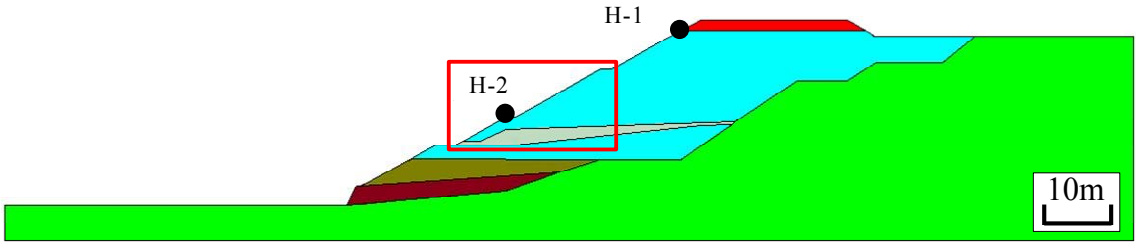


図-3.3.8　解析ケースの拡大範囲箇所

ii）解析的検討として敷設長を長くした場合

排水パイプは経験的に敷設長 3.6m で適用されることが多い．本研究で適用する擬似三次元化手法では，敷設長や設置間隔の違いによって排水性能を評価することができる．そこで，敷設長が長くなった場合にどのような排水挙動となるのかを検証するために，敷設長の異なる 3 つのケースを考えた．設置間隔は 1.0m で固定している．排水パイプの打設位置については，粘性土層を避けるように考慮し，**図-3.3.8** の拡大範囲に**図-3.3.9** のように設置した．**表-3.3.3** に解析ケースおよび排水パイプの透水係数 k'を示す．

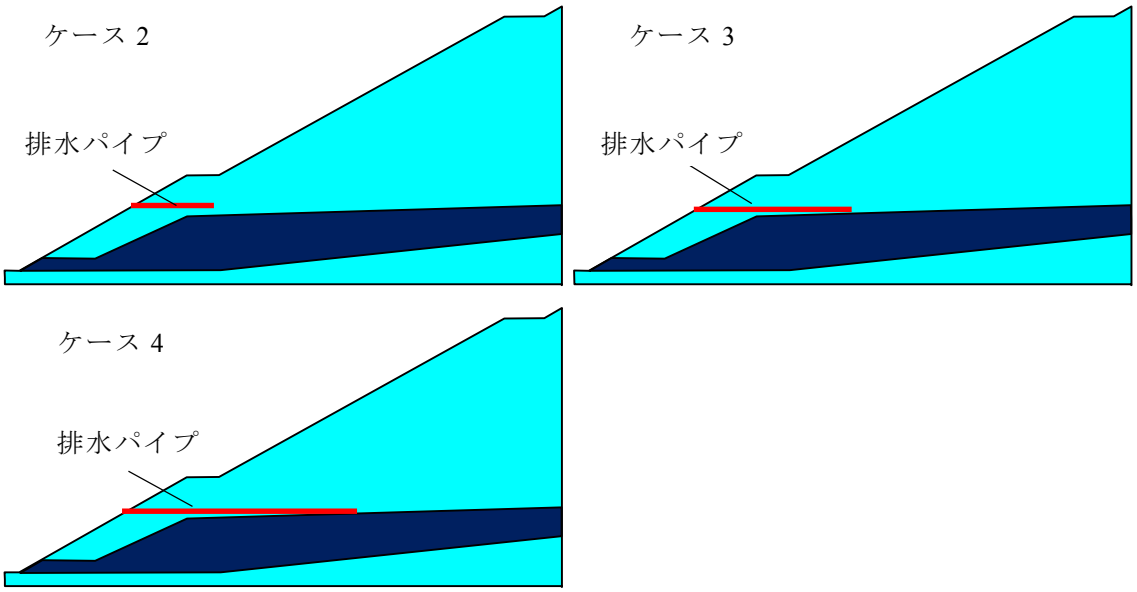


図-3.3.9　解析ケース（左上：L=3.6m，右上：L=7.2m，左下：L=10.8m）

表-3.3.3　解析ケースと擬似三次元化手法を適用した排水パイプの透水係数

ケース	地盤k[m/s]	敷設長[m]	パイプk'[m/s]
1	3.0×10^{-6}	-	-
2		3.6	9.79×10^{-5}
3		7.2	4.07×10^{-4}
4		10.8	8.25×10^{-4}

(3) 降雨時の効果確認

a) 解析条件

盛土-H の再現解析については，前項にて報告したが，これは常時のみの検討であった．ここでは降雨時の排水パイプの効果[10)]について解析する．解析条件を**図-3.3.10** に示す．降雨時の解析条件には常時の解析条件に加えて，降雨境界を設定している．降雨波形は，盛土-H 付近の 4 ヵ所（谷上，天王谷川，森林植物園および花山手）の雨量観測地点から得られた実降雨データ（2013 年 6 月 19 日）をもとに，それぞれの観測地点から対象盛土までの距離の重み付き平均を用いた．ただし，解析ソフトの制約上，降雨波形の簡易化を行っている．**図-3.3.11** に距離別重み付き平均，**図-3.3.12** に簡易化した降雨波形を示す．なお，横軸の時間が 0hour の状態は常時を意味する．

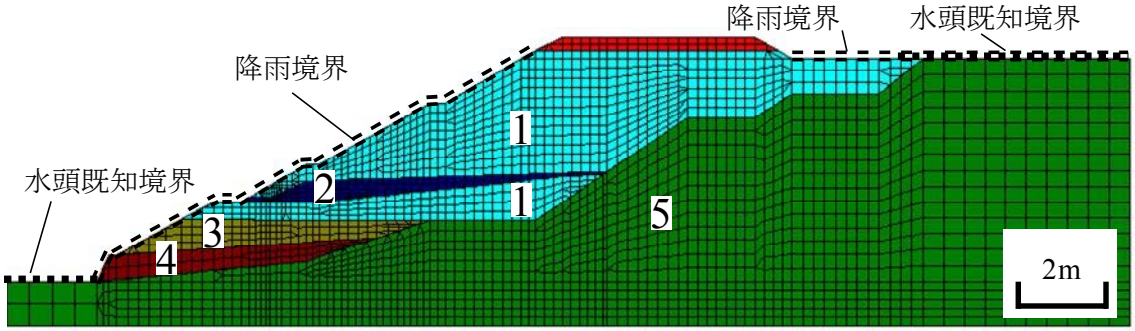


図-3.3.10　降雨時の解析条件

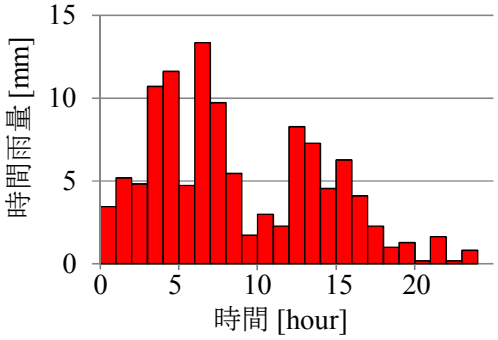


図-3.3.11　2013 年 6 月 19 日降雨波形

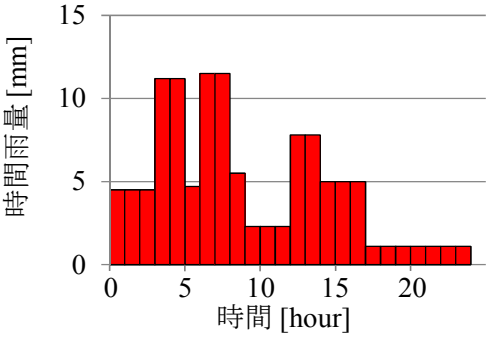


図-3.3.12　簡易化した降雨波形

b）解析結果

ｉ）打設密度を一定とした場合

湧水発生箇所を拡大した常時および降雨時の飽和度の解析結果を**図-3.3.13** に示す．ここで，盛土-H では，地下水位は 3 深度で現れるが，本研究では最も上側の地下水位に着目する．なお，地下水位はゼロ水圧線と定義する．また，地下水位低減効果とは，観測井での無対策ケースの地下水位と排水パイプ打設ケースの地下水位の差と定義する．

常時，降雨時ともに地下水位がパイプ付近で低下している．定量的な評価として地下水位低減効果の経時変化を**図-3.3.14** に示す．結果として，パイプ打設により常時で 0.15m 程度，降雨時で最大 0.52m の地下水位低減果が得られた．また，パイプの設置は 1 段の方が 2 段より地下水位低減効果が大きいことがわかる．H-1 と H-2 の地下水位低減効果を比較すると，法面に近い H-2 の低減効果が大きく，法肩側の H-1 ではわずか 0.02m しか水位が低下していない．従って，排水パイプはパイプ周辺で大きく地下水位が下がるが，法肩直下の地下水位に及ぼす影響は小さい．

次に，流出量に着目する．常時は差異がわずかであるが，降雨時にはパイプ打設ケースの流出量が増大しており，降雨時の排水パイプの排水効果が大きく発現することがわかる．特に，ケース 2 とケース 3 を比較すると，設置間隔の狭いケース 2 の排水効果が大きい．これは擬似三次元化手法で提案した透水係数比 k'/k からも明らかなように，設置間隔が狭くなるほど排水パイプの排水能力が増大するためである．また，H-2 において降雨時，地下水位低減効果が大きく上昇し，その後，低減している．低減の理由は，降雨の浸透により地下水位が上昇するが，排水パイプ設置によって流出量が増加するためである．すなわち，排水パイプの設置により，速やかに地下水位が下がり，かつ盛土内水を排除するため，盛土の安定性の向上効果があることがわかる．

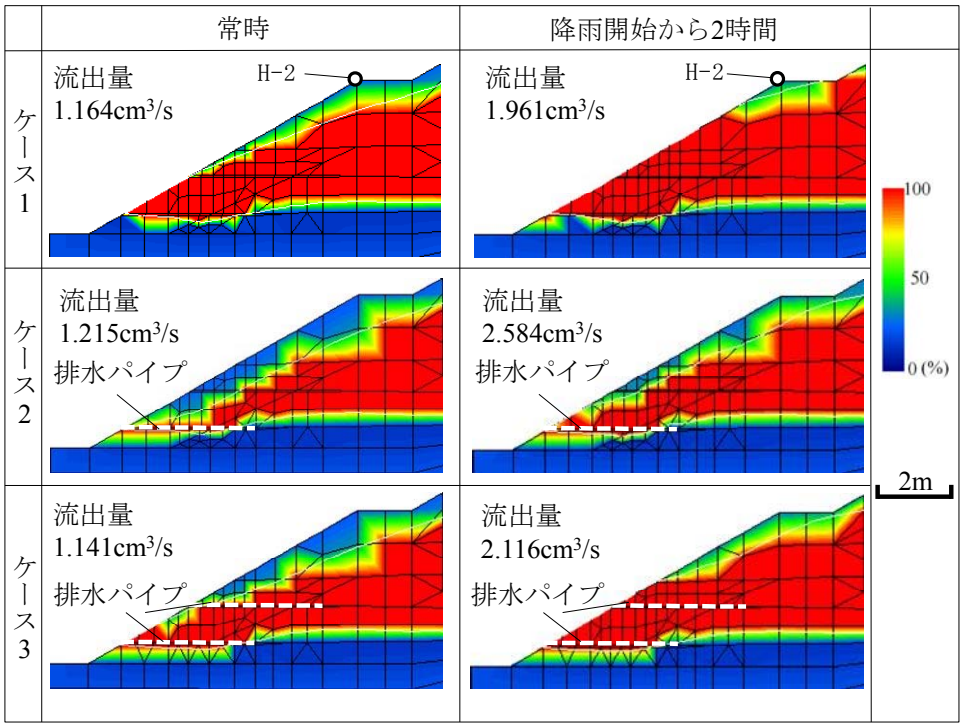


図-3.3.13　湧水発生箇所の飽和度の解析結果と流出量

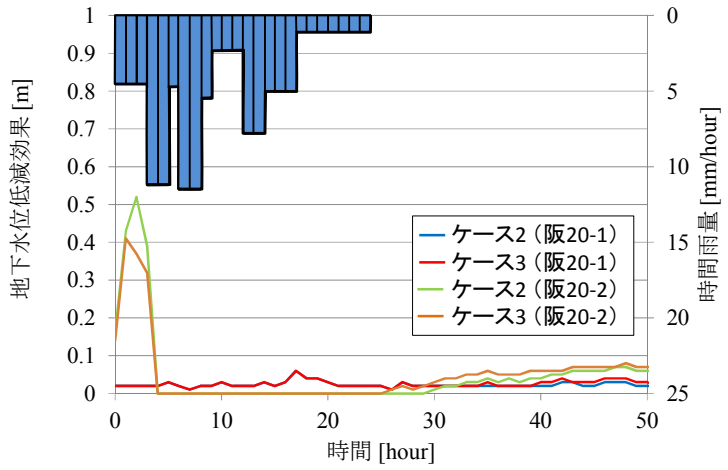


図-3.3.14　地下水位低減効果および降雨波形

ⅱ）解析的検討として敷設長を長くした場合

湧水発生箇所を拡大した常時および降雨時の飽和度の解析結果を**図-3.3.15** に示す．同図より，常時，降雨時ともに，敷設長が長くなるほど，明らかに地下水位がパイプ付近で低下している．**表-3.3.4** に各ケースの常時の地下水位低減効果を示す．前述の打設密度を一定としたケースでは，H-1（法肩側）の地下水位低減効果は最大 0.02m，H-2（法面側）では最大 0.16m であった．一方で，本検討ケースでは，H-1 では最大 0.96m，H-2 では最大 0.65m となり，地下水位低減効果が増大した．次に**図-3.3.16** および**図-3.3.17** に降雨時の地下水位低減効果の経時変化を示す．結果より，常時の場合と同様に H-1 および H-2 で敷設長が長いほど地下水位低減効果が大きいことがわかる．特にケース 4 の結果から明らかなように，十分な敷設長の排水パイプを設置することで，法肩直下の水位を低下させることができた．また，**4.2.6(i)** ケース 2 と，本検討のケース 2 を比較すると，排水パイプの打設位置の違いによって，地下水位の低下位置が大きく異なることがわかる．これより打設位置の検討を十分に行う必要があることが明らかである．

次に流出量を比較する．常時では排水パイプの有無による流出量の差はわずかであったが，降雨時の流出量を比較すると明らかに増加しており，排水パイプを設置することで盛土内に浸透した雨水を速やかに盛土外へ排水することができていることがわかる．また，地下水位低減効果と同様に，パイプ敷設長が長いほど流出量が大きくなる傾向があり，パイプの排水効果を確認することができた．

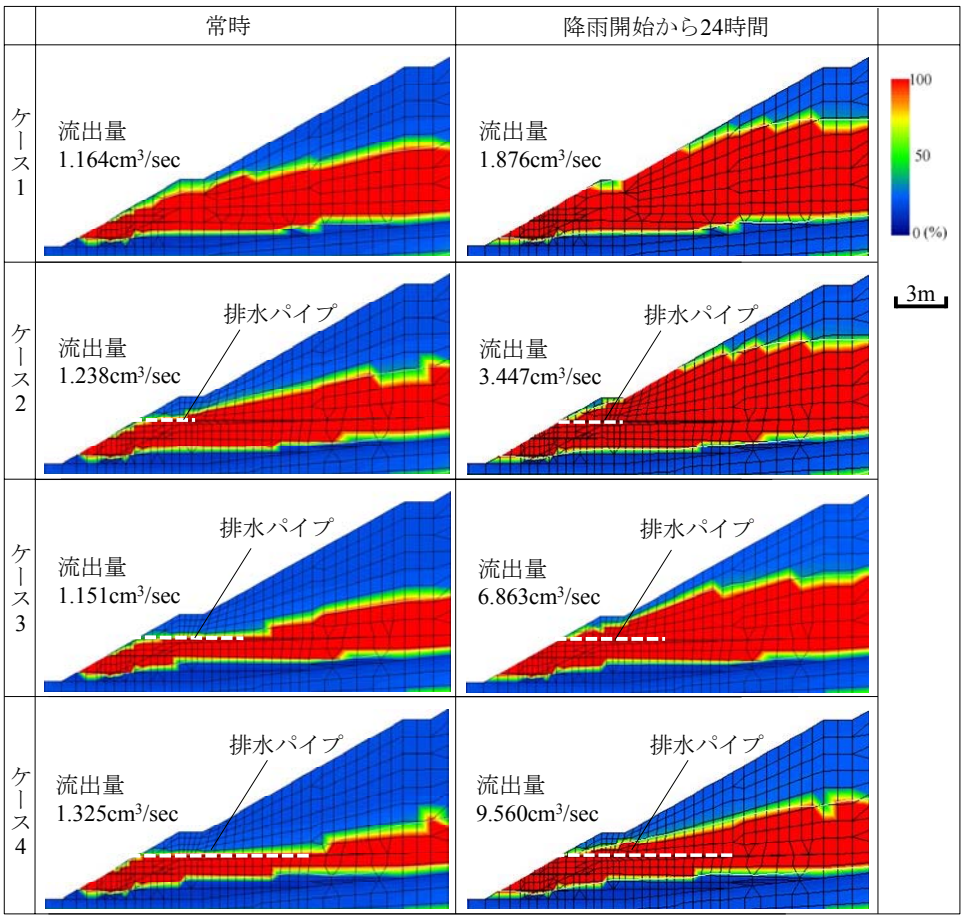


図-3.3.15　湧水発生箇所の飽和度の解析結果

表-3.3.4　常時の地下水位低減効果

	敷設長3.6m	敷設長7.2m	敷設長10.8m
H-1	0.18m	0.84m	0.96m
H-2	0.38m	0.65m	0.65m

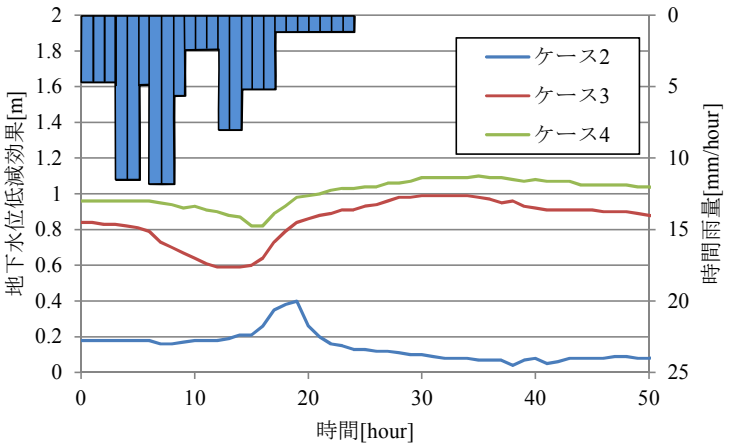


図-3.3.16　H-1 の地下水位低減効果および降雨波形

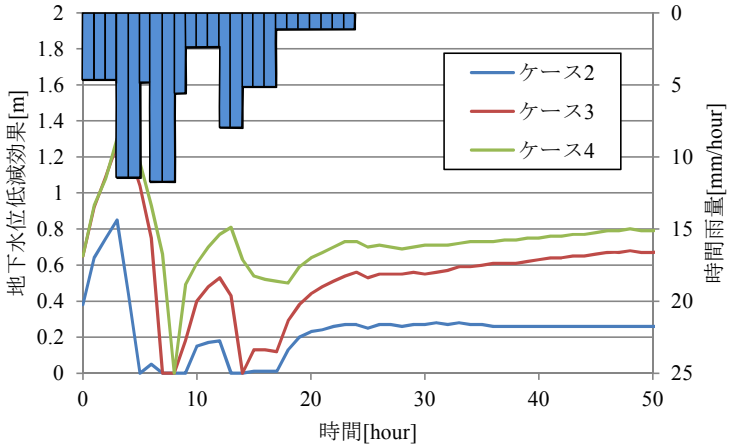


図-3.3.17　H-2 の地下水位低減効果および降雨波形

実在する高速道路盛土に対して，擬似三次元化手法を適用し，排水パイプの排水性能を評価した．その結果，以下に示す知見が得られた．

1) 湧水を考慮した飽和－不飽和浸透流解析により，対象盛土の解析モデルの再現性を確認することができた．
2) 排水パイプの排水効果は，地下水位が上昇する降雨時に大きく得られる．
3) 同一設置密度の場合，地下水位低減効果および排水効果は多段より 1 段が効果的である．
4) 排水パイプ打設位置によって，排水パイプの効果が異なるため，十分に設置位置を検討することが重要である．
5) 排水パイプの敷設長を長くすることで，法肩直下の水位を低下することができる．
6) これらより，擬似三次元化手法を適用することで，常時，降雨時の排水パイプの効果を評価できる．

3.4 集水効果の簡易計算手法

(1) 簡易計算手法の概要

地下水の集水技術としては，一般的には地表から鉛直に削孔された揚水井戸やウェルポイントを用いることが多い．これに対し，のり面やトンネルにおける地下水の排水には，水平（または傾斜）ボーリングを利用することが多い．鉛直井戸と比較すると，水平井戸の集水効予測技術に関して適切な手法が紹介されておらず，現状では三次元数値解析の適用以外には，進士らが提案した簡易計算法[11)]が見られる程度であった．近年では盛土の排水パイプの評価手法として擬似三次元モデルを用いた解析手法[12)]や排水パイプからの排水量が一致するように排水パイプの断面形状に相似な形で排水パイプ周囲に透水性の低い層を設定する浸透流解析モデル[13)]が提案されている．いずれも FEM 浸透流解析を行うもので，適切な解析モデルにより精度の高い予測が期待できる．

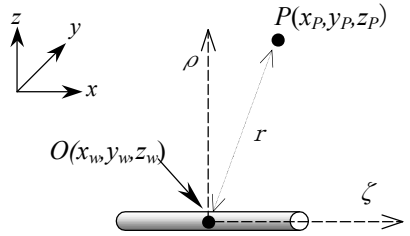
本節では，複数の水平井戸の集水効果を評価するための簡易計算法[11)]を改良し，任意方向に複数の井戸を設置した場合に対応できる手法について述べる．本手法は本来 FORTRAN 等のプログラムにて計算するものであるが，利便性を考え，エクセル用に組み直した．

なお，エクセル対応としたため，井戸本数や水位低下の評価地点の数に制限があること，および後述する不透水層境界は適用していないことを許されたい．対象帯水層の上下に不透水層が存在する場合は，FORTRAN 等が必要となるため，エクセル用には対応していない．

(2) 解析法

a) 基本公式

水平井戸の集水効果を評価する手法については現在確立されておらず，三次元数値解析に頼っているのが現状である．しかしながら，概略検討においては，簡易な計算手法による集水効果の評価が必要であることから，以下に紹介する計算手法が提案されている．計算公式は，三次元的に無限の広がりを有する均質等方透水性帯水層内で，無限小点に一定流量 q[L^3/T]のインパクトを与えた時の定常水頭変動公式を基本公式とし，ストレーナ設置区間および設置方向にわたって一定流量のインパクト点が連続無限数配置された場合の重ね合わせ公式を用いている．この公式は我国においては現場単孔式透水試験結果の整理手法で用いられている[14]．単孔式透水試験では水頭変化の評価を井戸内に限定しているが，本手法では任意の点を評価点としている．計算公式について以下に述べる．



水平井戸（井戸径 r_w，ストレーナ延長 L）

図-3.4.1　浸透公式誘導

式(3.4.1)に計算公式を示す．標記は**図-3.4.1**を参照されたい．

$$\frac{s}{Q/4\pi KL}=\int_{-L/2}^{L/2}\frac{d\zeta}{r}=\int_{-L/2}^{L/2}\frac{d\zeta}{\sqrt{(x-x_w-\zeta)^2+\rho^2}}$$
$$=\sinh^{-1}\left(\frac{x-x_w+L/2}{\rho}\right)-\sinh^{-1}\left(\frac{x-x_w-L/2}{\rho}\right) \quad \cdots\cdots (3.4.1)$$

ここで,ストレーナは x 軸方向に平行であると仮定した．また，L:ストレーナ長，Q:総インパクト，K:透水係数[L/T]，ζ:ストレーナ軸方向座標[L]，ρ:ストレーナ軸直交半径方向座標[L]，(x,y,z):直交三次元座標系，s:水頭変化量[L]，(ζ,ρ)座標軸原点は井戸中央座標である.任意点 $P(x_p,y_p,z_p)$における水頭変化量は式(3.4.1)で $x=x_p$，$\rho=\sqrt{(y_p-y_w)^2+(z_p-z_w)^2}$ とすることで求めることができる．式(3.4.1)の誘導を以下に示す[14]．

三次元空間での無限小点からの注排水による地盤の水頭変化は次に示す定常三次元浸透の支配方程式を満足する．

$$\nabla^2 h=(\partial^2/\partial x^2+\partial^2/\partial y^2+\partial^2/\partial z^2)h=0 \quad \cdots\cdots (3.4.2)$$

上式の解は次式で表せられる．

$$h=C/r \quad \cdots\cdots (3.4.3)$$

ここで，Cは定数，$r=\sqrt{x^2+y^2+z^2}$ である．

距離 r における同心球面を通る総流量は中心での注排水流量に等しいことから，

$$q=-4\pi r^2 k\frac{\partial h}{\partial r} \quad \cdots\cdots (3.4.4)$$

である．よって，定数Cは

$$C=q/(4\pi k) \quad \cdots\cdots (3.4.5)$$

となり，(3.4.3)式は

$$h=\frac{q}{4\pi k r} \quad \cdots\cdots (3.4.6)$$

と表すことができる．

ストレーナ区間Ｌから流出入する全流量Ｑに対して，ｑの値は均等に分布していると仮定すれば，

$$q = Q \cdot d\zeta / L \quad \cdots\cdots (3.4.7)$$

となり，試験区間全体からの流出入流量Ｑによる水頭変化は

$$\begin{aligned}
h &= \frac{Q}{4\pi k L}\int_{-L/2}^{L/2}\frac{d\zeta}{r} \\
&= \frac{Q}{4\pi k L}\int_{-L/2}^{L/2}\frac{d\zeta}{\sqrt{(x_p - x_w - \zeta)^2 + \rho^2}} \\
&= \frac{Q}{4\pi k L}\left[-\ln\left(\frac{x_p - x_w - L/2}{\rho} + \sqrt{\left(\frac{x_p - x_w - L/2}{\rho}\right)^2 + 1}\right) + \right. \\
&\qquad \left. \ln\left(\frac{x_p - x_w + L/2}{\rho} + \sqrt{\left(\frac{x_p - x_w + L/2}{\rho}\right)^2 + 1}\right)\right] \\
&= \frac{Q}{4\pi k L}\left[-\sinh^{-1}\frac{x_p - x_w - L/2}{\rho} + \sinh^{-1}\frac{x_p - x_w + L/2}{\rho}\right] \\
&= \frac{Q}{4\pi k L}\left[\sinh^{-1}\frac{x_p - x_w + L/2}{\rho} - \sinh^{-1}\frac{x_p - x_w - L/2}{\rho}\right] \quad \cdots\cdots (3.4.8)
\end{aligned}$$

となる．式(3.4.8)のｈをｓとすれば，式(3.4.1)と同様である．

b) 任意方向のストレーナへの対応

式(3.4.1)は井戸の設置方向(**図-3.4.1** のζ軸方向)に x 軸を設定しているため，後述する複数井戸に対しては平行に設置する場合に限られる．ここでは，水平井戸の集水効果評価手法の適用範囲を広げるため，任意方向のストレーナへの対応について示す．

任意の方向に設置した井戸では一時的に局所座標として新たな x 軸を井戸と平行な方向に設定し，局所座標上での（$x-x_w$）と ρ（着目点から井戸軸上までの垂直距離）を求めることで対応する（**図-3.4.2**）．ストレーナ中央点を O, 任意点を P, 局所座標 x 軸の単位方向ベクトルを $\vec{e}$ とすると以下のように求めることができる．

$$(x-x_w)=\overrightarrow{OP}\cdot\vec{e} \qquad \cdots\cdots (3.4.9)$$

$$\rho=\sqrt{\left|\overrightarrow{OP}\right|^2-(x-x_w)^2} \qquad \cdots\cdots (3.4.10)$$

式(3.4.9), (3.4.10)は水平方向以外にも対応でき，傾斜ボーリングによる斜め井戸についても水頭変化量の評価が可能となる．

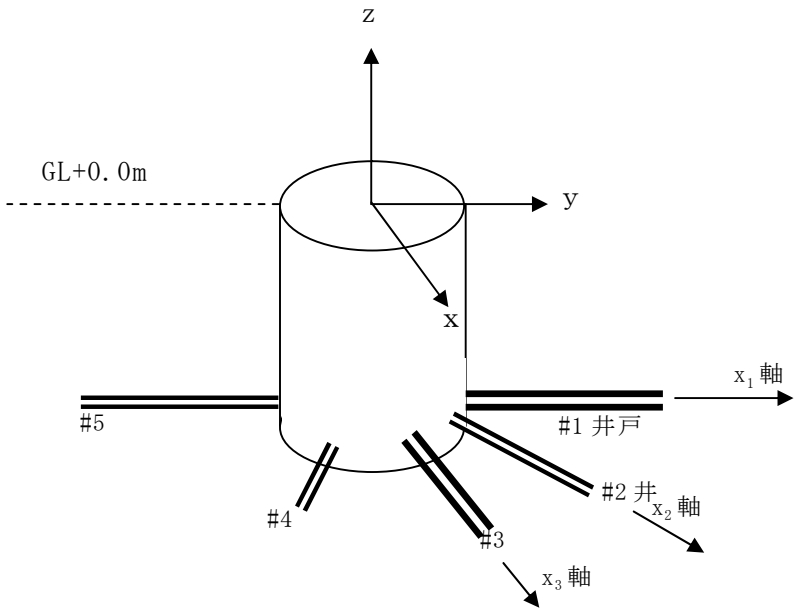


図-3.4.2　三次元座標軸の設定

c) 不透水層に挟まれた被圧帯水層での計算法

これまでは三次元的に無限の広がりを有する帯水層についての水頭変化量を計算する手法について述べた．しかしながら，実際には不透水層に挟まれた有限層厚の帯水層を取り扱うことが少なくない．ここでは上下に不透水境界がある場合の計算法について述べる．

不透水境界が存在する場合の揚水(注水)問題では，**図-3.4.3** に示すように虚井(鏡像井戸)を想定し，実井と虚井の影響を重ね合わすことで対応できる[13)]．

複数の境界が存在する場合は，一つの境界に対する虚井が他の境界に対しても影響することから，さらに虚井が必要となる．このような場合は，**図-3.4.4** に示すように無限級数となる虚井の影響を考慮し，収束計算を行う[13)](Bear, 1979)．

計算手順としては，i 番目井戸について単位流量(q_{wi}=1)でインパクトを与えた時の虚井ｎ本での水頭変化量Δ s_i^nは以下のように表せる．

$$\Delta s_i^n = \sum_{k=0}^{n} f_i^k q_{wi}\Big|_{=1} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.11)$$

ここで，f_i^kは k 番目の虚井における水頭変化量算定式であり，水平井戸では式(3.4.12)である．また，k=0 は実井によるインパクト時である．

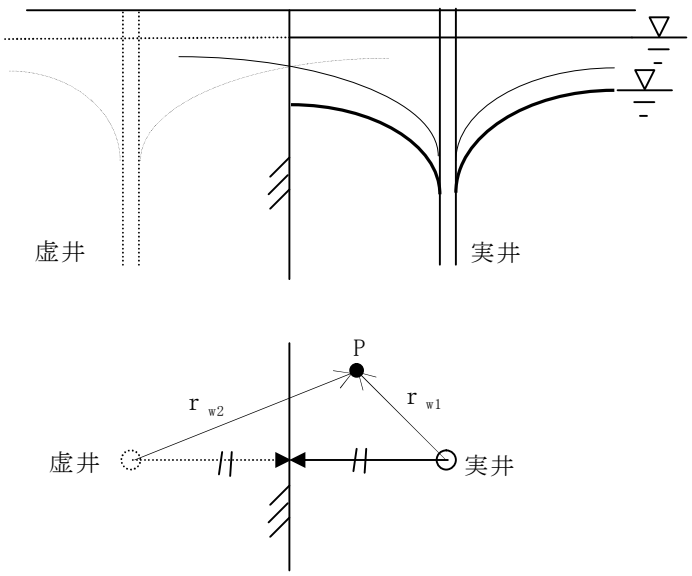


図-3.4.3　不透水境界が存在する場合の地下水位低下挙動

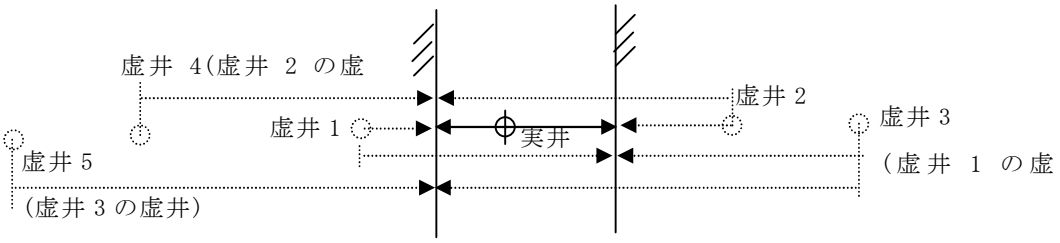


図-3.4.4　複数の不透水境界が存在する場合の虚井

$$f_i^k = \frac{1}{4\pi KL}\left\{\sinh^{-1}\left(\frac{x - x_{wik} + L/2}{\rho}\right) - \sinh^{-1}\left(\frac{x - x_{wik} - L/2}{\rho}\right)\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.12)$$

x_{wik}：i 番目の井戸における k 番目の虚井の中心の x 座標

式(3.4.11)により得られる($\Delta s_i^n - \Delta s_i^{n-1}$)が所定の収束誤差内になるまで級数計算を継続する．エクセルでの対応も可能であるが，最大行・列数やファイル容量等を勘案して対応を見送った．

d) 複数の井戸による井戸内水頭変化量の評価

複数本の井戸による揚水問題では各井戸はそれぞれ他の井戸による揚水の干渉を受けるため，同じ井戸内水頭変化量を得るために必要な揚水流量は単一稼働時より複数稼働時の方が少なくなる．単一稼働時の揚水流量に対する複数稼働時の各井戸の揚水流量との比である干渉率は井戸数および井戸配置によって井戸毎に異なる．干渉率については等間隔に設置された直線状(３本まで),円周状,四角形状の井戸配置に対してはMuskatやLeonardsら[14)]によって得られているが，実際の排水計画ではこのような均等配置はまれである．したがって，実務設計段階では，文献に見られる規則的な井戸配置に対する干渉率や経験的な値を用いることが多く，不規則な井戸配置における正確な干渉率は数値解析などにより求めることが一般的であった．これに対し，複数井戸によって生じる各井戸内水頭変化量もまた群井戸理論によって決定できる[15)]ことから，進士らは水頭変化量算定式，各井戸の揚水流量および井戸内水頭変化量の関係を連立方程式として表し，揚水流量を未知量として解くことで各井戸での揚水流量を決定する手法を提案した[16)].

以下に各井戸の揚水流量算定法について述べる．井戸N本による任意点Pの水頭変化量 Δs は群井戸理論によれば次式に従う(**図-3.4.5**).

$$\Delta s = \sum_{i=1}^{N} f_i q_{wi} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.13)$$

ここで，f_i は各井戸が分担する点Pでの水頭変化量算定式を示し，式(3.4.1)より次式が関数として用いられる．

$$f_i = \frac{1}{4\pi KL}\left\{\sinh^{-1}\left(\frac{x - x_{wi} + L/2}{\rho}\right) - \sinh^{-1}\left(\frac{x - x_{wi} - L/2}{\rho}\right)\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.14)$$

ここで，式(3.4.13)の任意点 P を i 番目の井戸とし，この点における水位変化量 Δs_{wi} を求める式に書き直すと以下のようになる(井戸内の評価点はその井戸の中心座標とする).

$$\Delta s_{wi} = \sum_{j=1}^{N} f_{wij} q_{wj} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.15)$$

ここで関数 f_{wij} は i 番目の井戸内水頭に j 番目の井戸が及ぼす影響を示す水頭変化量算定式であり，式(3.4.14)の x，ρ を井戸 i と井戸 j の中心座標の位置関係に置き換えたも

のである(**図-3.4.6**)．ただし，$i=j$の場合や$\rho=0$となる場合は$\rho=$井戸半径とした．式(3.4.15)式は以下のように表すことができる．

$$\begin{bmatrix} f_{w11} & f_{w12} & \cdots\cdots & f_{w1N} \\ f_{w21} & f_{w22} & \cdots\cdots & f_{w2N} \\ f_{w31} & f_{w32} & \cdots\cdots & f_{w3N} \\ \vdots & \vdots & \vdots\vdots\vdots\vdots\vdots & \vdots \\ f_{wN1} & f_{wN2} & \cdots\cdots & f_{wNN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_{w1} \\ q_{w2} \\ q_{w3} \\ \vdots \\ q_{wN} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta s_{w1} \\ \Delta s_{w2} \\ \Delta s_{w3} \\ \vdots \\ \Delta s_{wN} \end{Bmatrix} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.16)$$

式(3.4.16)を未知数q_{wi}について解くことにより井戸干渉を考慮した揚水流量(インパクト)を求めることができる.式(3.4.16)の解法についてはマトリクス解析や数値解析のテキストを参照されたい．エクセルではソルバー(※)を用いることで，揚水流量を求めることができる．

意点の水頭変化量はここで求めた揚水流量を用いて求める．なお，本解法では井戸損失を無視しており，揚水と注水の挙動に差がないと仮定するとインパクトと水頭変化量の符号を定義することで揚水と注水の混在した井戸問題にも対応が可能である．

さらに，上下に不透水境界がある有限層厚の帯水層については，式(3.4.13)が以下のようになる．

$$\Delta s = \sum_{i}^{N} \left\{ \left(\sum_{k=0}^{n} f_i^k \right) \cdot q_{wi} \right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.17)$$

よって，式(3.4.15)および式(3.4.16)についてはf_{wij}を　$f_{wij} = \sum_{k=0}^{n} f_{wij}^k$　とすることにより，上下に不透水境界がある場合の複数井戸による干渉率の計算および干渉を受けたインパクトによる任意点の水頭変動量の算定を行うことができる．

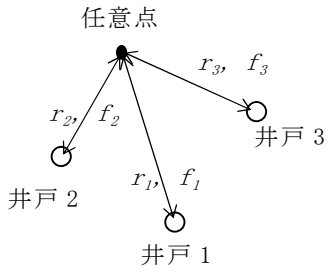


図-3.4.5　任意点における各井戸の影

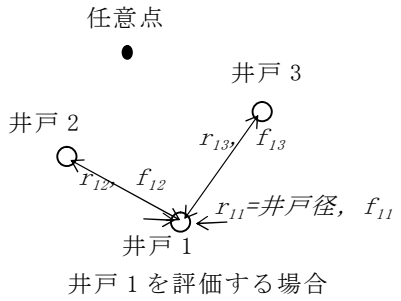


図-3.4.6　井戸内における各井戸の影

(※)ソルバーは，エクセルの what-If 分析(最適化分析)ツールとも呼ばれるコマンド

(3) 簡易計算手法の適用について

本解析手法の検証例を以下に示す．検証に用いた計算モデルは，井戸公式を用いることができる鉛直方向のウェルポイントを想定した．諸元は以下に示すとおりである．

ストレーナ長：3m
井戸径：φ10cm
流量：$Q=10^{-5}m^3/sec$/本
地盤の透水係数：$K=10^{-5}m/sec$
影響半径：5m（Seichardt の式より算出）
不圧帯水層厚：3.5m

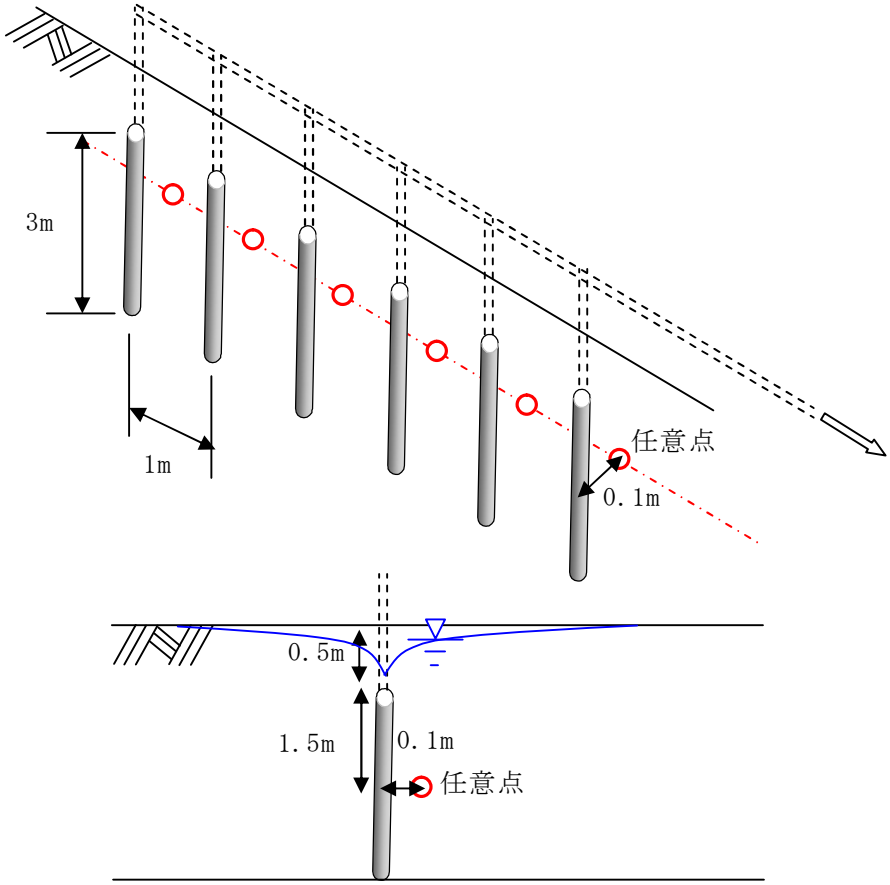


図-3.4.7　計算モデル

簡易計算手法と井戸公式による水位低下量計算結果を**図-3.4.8** に示す．両端に配置された井戸近傍は，両手法における境界の扱いの差により計算結果に差があるものの，中央に配置された井戸近傍では概ね同様な結果が得られた．予備的に揚水流量や水位低下量の概算には適用が可能であると考える．

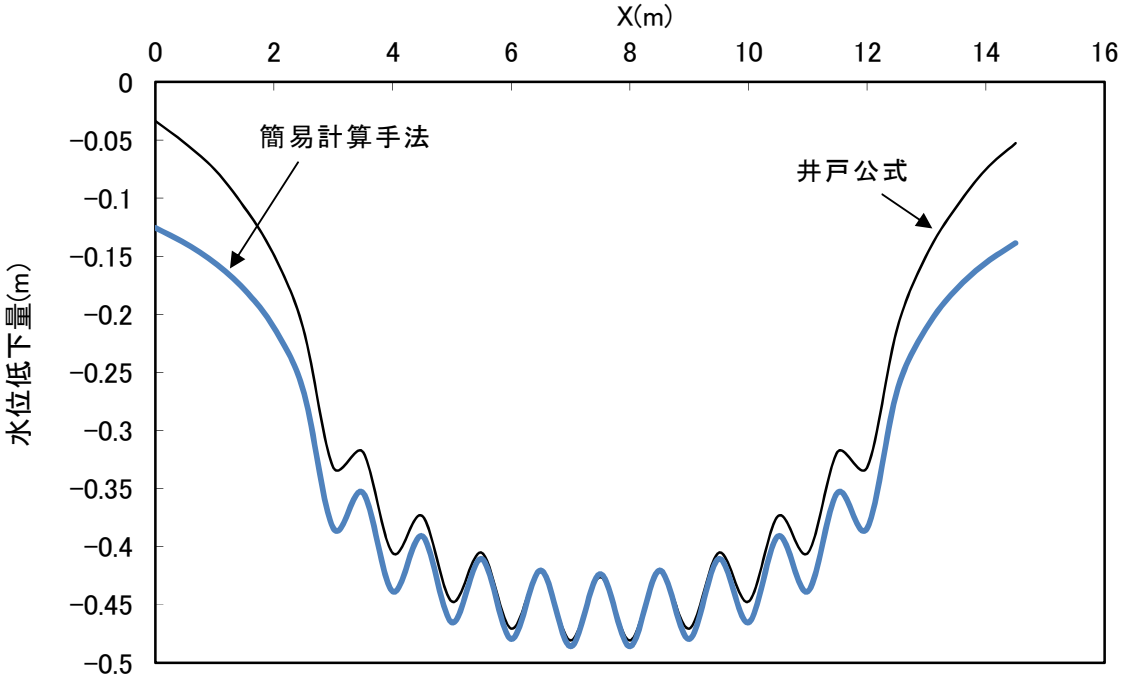


図-3.4.8　簡易計算手法と井戸公式による水位低下量計算結果

3.5 第３章のまとめ

近年，地震や降雨による道路盛土のすべり崩壊が多発している．2007 年の能登半島地震では能登有料道路，2009 年の駿河湾地震では東名自動車道において，道路盛土に崩壊が発生した．これらの被災盛土は，集水地形上に施工されたものが多く，盛土の安定性には地下水位が深く関わっている．既設盛土では，設計当初の排水工の機能低下やスレーキングなどの経年変化による低透水性によって，盛土内の含水状況が変化していることが考えられる．

2015 年 3 月に制定された道路土工構造物技術基準では，盛土の新設時および改築時の排水設計が義務化された．また，駿河湾地震を契機に実施された盛土のり面緊急点検や大規模更新・大規模修繕で危険を判断された盛土については，盛土内地下水排除工が基本方針である．

既設盛土の排水対策としては，簡易で経済的な排水パイプや排水ボーリングが一般的である．しかし，排水パイプの設計法は確立されておらず，経験的手法によっている．また，排水パイプ設置による効果を予測するには FEM 浸透流解析の頼らざるを得ず，排水パイプの設置間隔や敷設長の最適配置の計画には三次元解析が必要となり，多大な労力を要する．そこで，三次元 FEM 浸透流解析に頼らない手法の開発と設計法の確立が急務である．

このような背景から，排水パイプや排水ボーリングの適切な配置計画と排水効果の予測精度の向上を目指し，排水パイプの設計法を提案した．

・排水パイプの設計法

設置間隔および敷設長ごとの排水性能を土槽実験により明らかにし，設置間隔および敷設長ごとに排水パイプの排水性能を定量的に評価することができる擬似三次元化手法を提案した．長さの異なる 3 本の排水パイプを用いた変水位による模型実験を行い，パイプが設置された三次元モデルを擬似三次元モデルによりモデル化し，それぞれのモデルの排水量 Qa および Qb を一致させる(Qa=Qb=Q)ことにより，擬似三次元モデルにおける排水パイプの見かけの透水係数 k'を算出した．また，透水係数比 k'/k は地盤の透水係数 k に依存せず，排水パイプの設置間隔 B と敷設長 L に応じた透水層の透水係数 k'を簡易に算出できる等高線図を提示した．

・擬似三次元化手法

排水パイプを設置した高速道路盛土（盛土-H）に，擬似三次元化手法を適用して排水パイプの効果を検証した．擬似三次元モデルにより，湧水を考慮した飽和－不飽和浸透流解析により，対象盛土の解析モデルの再現性を確認することができ，排水パイプの効果的な配置を定量的に示すことができた．その結果，今まで三次元浸透流解析に頼っていた排水パイプによる地下水低下状況を簡便かつ精度よく予測することができ，次ステップに実施する対策後の耐震性評価の信頼性向上が見込まれる．

・集水効果の簡易計算手法

複数の水平井戸の集水効果を評価するための簡易計算法を改良し，任意方向に複数の井戸を設置した場合に対応できる簡易計算手法を提示した．改良点は，水平かつ平行に設置した水抜き孔に対しての評価を，上下左右任意方向に配置した水抜き孔に対応できるようにした．また，上下に不透水層がある場合についても，虚井を使うことで評価できるようになった．

参考文献

1) （公社）地盤工学会：2007 年能登半島地震道路災害データ集，p.74，2007.
2) 中日本高速道路（株）：東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告，2009.
3) 国土交通省道路局：道路土工構造物技術基準，2015.3.
4) 秋田剛，常田賢一：既設道路盛土の安定性向上のための排水パイプの適用性の検証，平成 24 年度近畿地方整備局研究発表会，防災・安全部門，No.22，2012.
5) VU NHAT LINH，常田賢一，秋田剛：排水パイプの排水特性のモデル化及び解析的評価，第 47 回地盤工学研究発表会論文集，No.882，pp.1755-1756，2012.
6) 西垣誠，竹下祐二：室内及び原位置における不飽和浸透特性の試験及び調査法に関する研究，岡山大学工学部土木工学科，1993.
7) 秋田剛，常田賢一，平山淳基，柏熊誠治：排水パイプの排水機能に関する室内模型排水実験，第 46 回地盤工学研究発表会，No.964，pp.1927-1928，2011.
8) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)，pp.50-56，2012.
9) 西垣誠・竹下祐二：室内及び原位置における不飽和浸透特性の試験及び調査法に関する研究，岡山大学工学部土木工学科，1993.
10) Syunki Kitaguchi, Ken-ichi Tokida and Tadakazu Miyoshi: Design Method of Drain Pipe and Its Application for Full-sized Road Embankment，26th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-2016, pp.902-907, 2016.
11) 進士喜英，中島誠，狩野裕之，水平井戸による集水効果の簡易計算法(その１)，土木学会第 55 回年次学術講演会概要集第３部門，pp.514－515，2000.
12) 北口峻輝，常田賢一，林訓裕，Vu Nhat Linh，浸透流解析による道路盛土での排水パイプの効果に関する検討，土木学会第 69 回年次学術講演会，Ⅲ-165，2014.
13) 西田幹嗣，川尻峻三，渡邉諭，浅野嘉文，太田直之，杉山友康，西垣誠：排水パイプのスリットを考慮した浸透流解析モデル，第 49 回地盤工学研究発表会，pp.915－916，2014.
14) 西垣誠,単孔式原位置透水試験法の整理（その 2），地下水と井戸とポンプ，Vol.28，No.3，pp.15-24，1986.
15) Bear,J. , Hydraulics of groundwater , McGraw-Hill , 1979.
16) 地盤工学会，根切り工事と地下水－調査・設計から施工までー，pp.126－132，1991.
17) 改訂地下水ハンドブック，pp.94-95，建設産業調査会，1998.
18) 進士喜英，古田直，嶋村貞夫，濱野隆司，井戸干渉を考慮した井戸揚水流量の決定手法，第 31 回地盤工学研究発表会講演集，pp.2153－2154，1996.

第４章　排水パイプの現場実証実験

4.1 概説

これまでの研究により，盛土の地震時安定性向上には盛土内地下水排除工法が有効であることを結論づけた．また，土槽実験により，排水パイプの効果を確認するとともに，設計手法を提案した．

本章では，排水パイプの設計手法である擬似三次元モデルの検証を行うことを目的に，

1) 実盛土における排水パイプの試験施工
2) 電気比抵抗探査による盛土内含水状態の把握
3) 排水パイプの効果の確認
4) 擬似三次元化手法の検証

を行う．

第２章で耐震性能の評価を行った実盛土の中から，対策が必要とされ，かつ対策により耐震性能の向上が期待できる盛土を対象に排水パイプの試験施工を行い（**写真-4.1.1**），排水パイプの効果と擬似三次元化手法について評価する．

写真-4.1.1　排水パイプ試験施工

4.2 排水パイプ試験施工

(1) 試験施工の概要

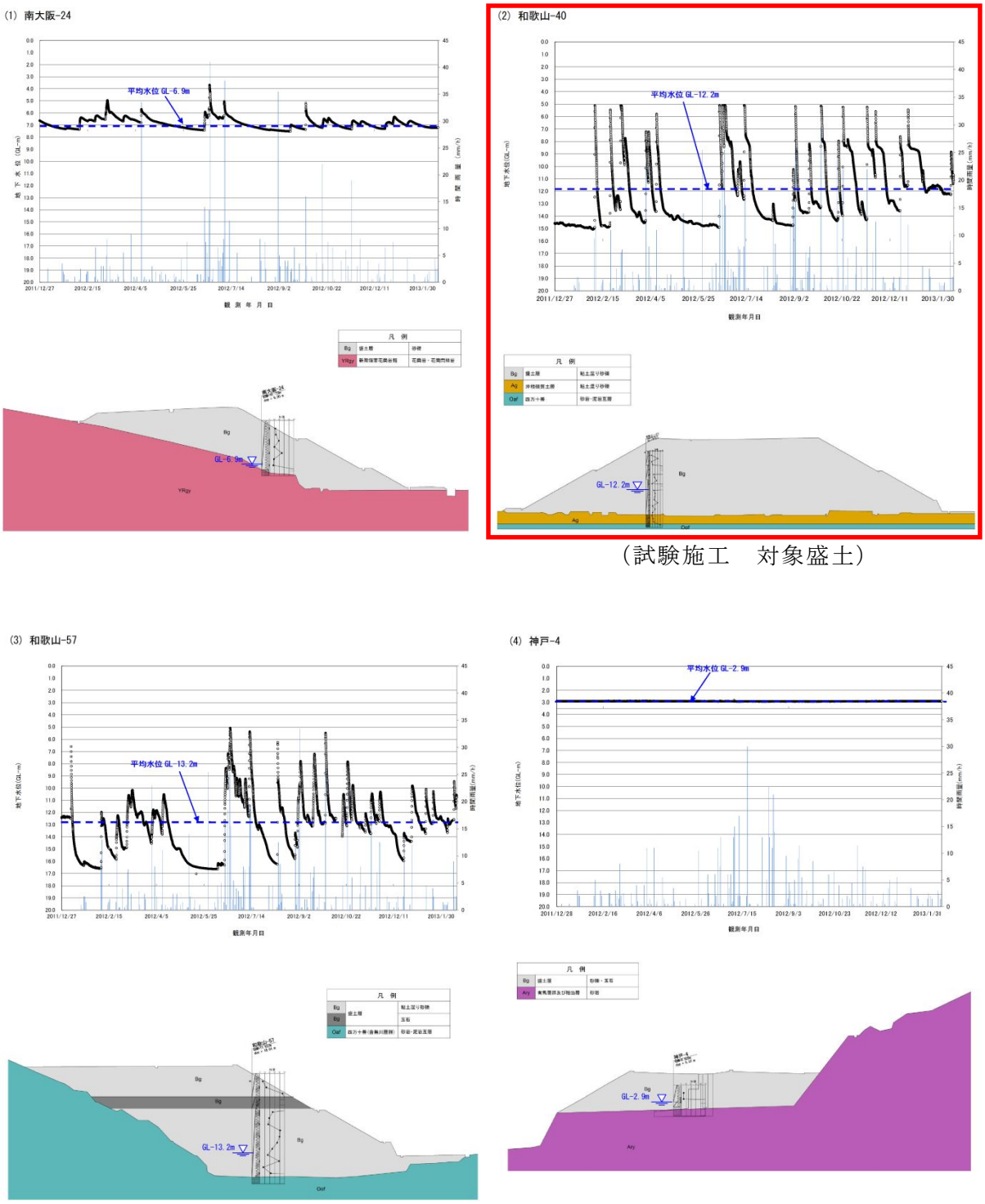
a) 対象盛土の選定

耐震性評価を行った盛土の地下水位の観測結果を**図-4.2.1～図-4.2.2**に示す．これらの盛土の中から以下の条件で対象盛土の抽出を行った．

①降雨前後の盛土内地下水位の変動差が大きい
②盛土内地下水位の変動速度が速い
③地下水位が高い

抽出された対象候補は，(2)和歌山-40（第２章 **図-2.3.4**の盛土 A）と(6)福知山-33（第２章 **図-2.2.25**の E-2）である．(2)和歌山-40 については，耐震性能評価でも飽和時の残留変位量が大きく，地下水位排除工法の効果が大きい盛土である．一方，(6)福知山-33 は，飽和時の残留変位量が小さい盛土で，盛土内地下水位は法尻に対する水位は高いが，原地盤よりやや高い程度で，盛土部分に占める地下水位は低い．

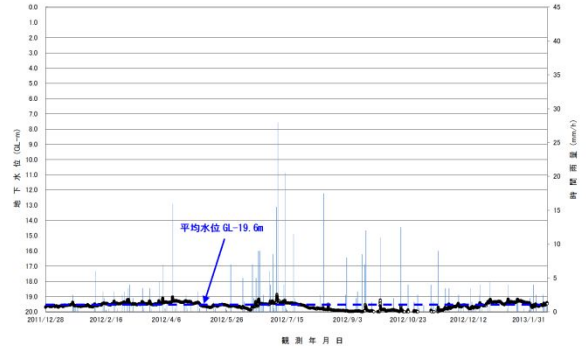
以上から，盛土内地下水位が高く，対策が必要な盛土である(2)和歌山-40 の盛土を試験施工の対象とした．

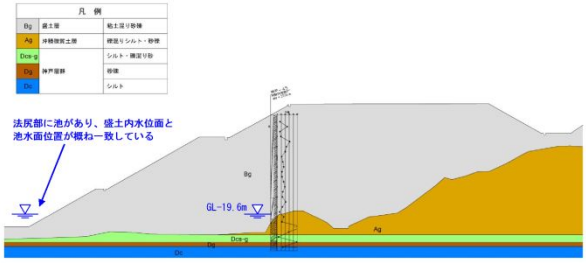


（試験施工　対象盛土）

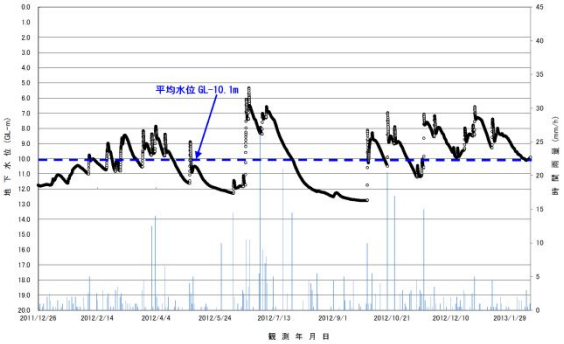
図-4.2.1　耐震性評価を行った盛土の盛土内地下水位観測結果（１）

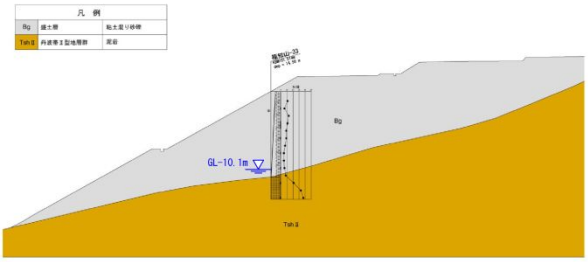
(5) 神戸-45



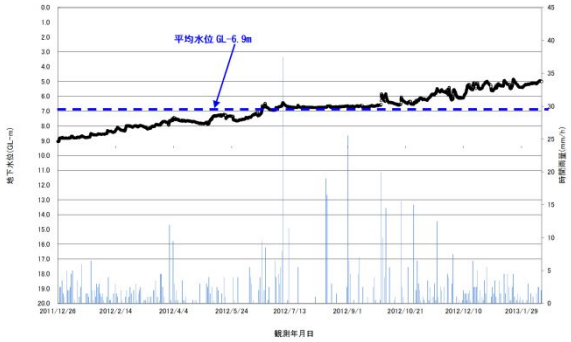


(6) 福知山-33





(7) 福知山-84



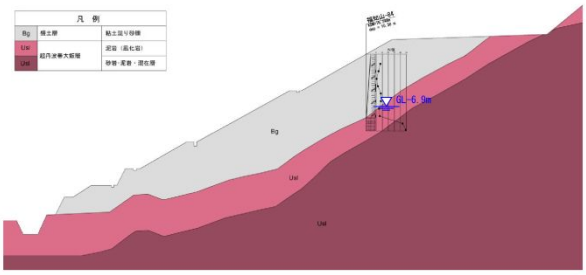


図-4.2.2　耐震性評価を行った盛土の盛土内地下水位観測結果（２）

b) 対象盛土の概要

和歌山-40 は，阪和自動車道塩谷トンネル南坑口付近にあり（**図-4.2.3**），南約 400m にある王子川の支流となる小さな沢地形を横断する形で盛土した構造となっている．最大盛土高さは約 22m である．対象地周辺は四万十累帯の音無川帯にあたり音無川層群が分布する．音無川層群は砂岩・泥岩の互層からなり，硬質な状態である．本盛土は谷埋めの両盛土で，盛土材料は砂岩由来では岩塊状，頁岩由来では細片砂礫～粘性土から構成されている．地下水位の変動に伴ってスレーキングが発生し，粘土化が進んでいる．盛土本体では透水性の高い箇所と低い箇所があり，宙水状態に帯水する場合がある．集水地形のため，降雨時に地下水は大きく上昇する．盛土のり面の小段およびのり尻で常時湧水が認められるが，小段の湧水は排水マットからの排水によるものが主体である．

試験施工は**写真-4.2.1** および**図-4.2.4** に示す位置で実施し，のり尻の観測井設置箇所を含む 15m の範囲に排水パイプを配置した．排水パイプの設置間隔は 1m とし，のり尻から約 1.6m の高さに打設した．

図-4.2.3　対象盛土位置図

写真-4.2.1　対象盛土　航空写真

（出典：西日本高速道道路(株)）

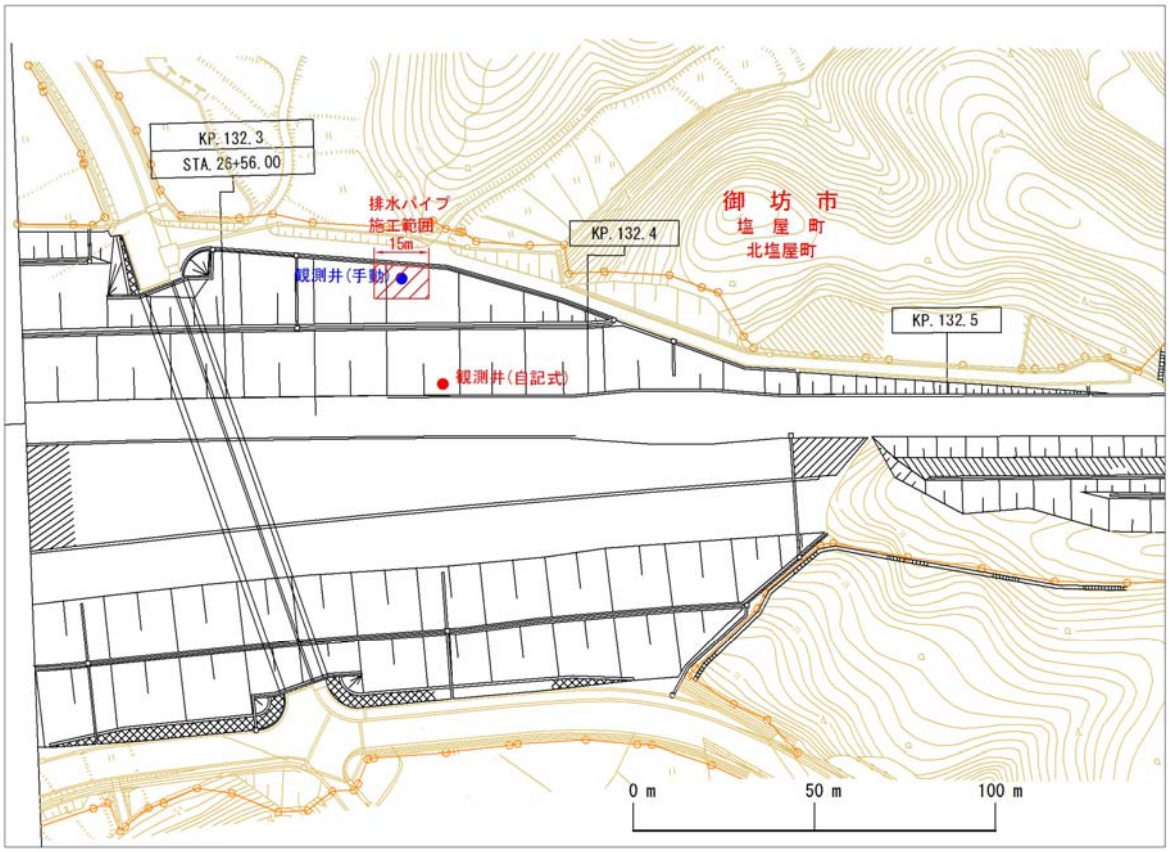


図-4.2.4　試験施工範囲平面位置図

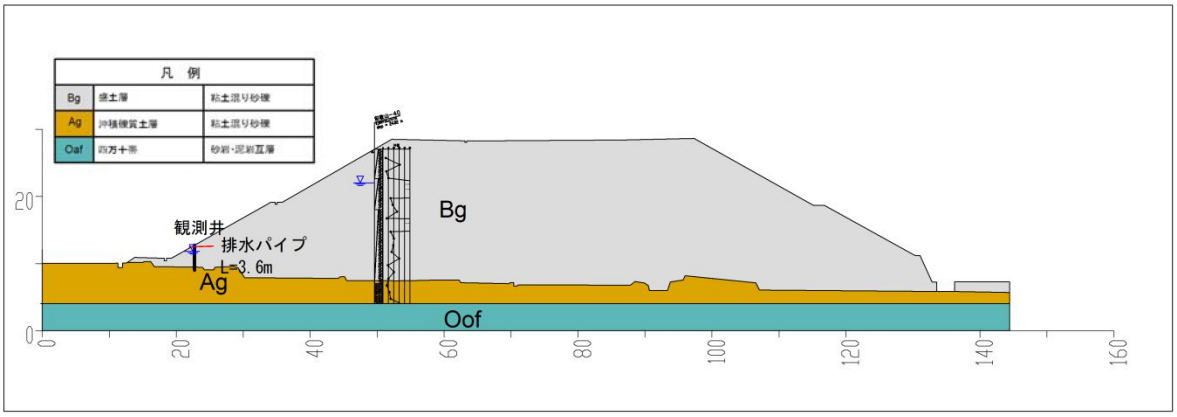


図-4.2.5　試験施工位置断面図

試験施工を行った盛土の断面を**図-4.2.5**に示す．盛土はGL-20.00mまでは粘土混り砂礫と粘土・玉石混り砂礫の互層であり，GL-20.00～23.00mは原地盤の粘土混り砂礫からなる沖積堆積物が分布する．それ以深には，基盤岩の頁岩が分布する．盛土のN値は，N＝10～30の範囲でバラツキをみせ，その平均はN＝23であるが，礫当りによって過大に出ており，修正N値の平均は，N＝16と緩い～中位の締り具合にある．GL-4.40m～7.30m間に玉石が点在する粘土混じり砂礫からなる盛土が分布する．N＞50を示し，見掛け上しまった状態を示すが，実際には緩い状態にあるものと考えられる．対象盛土の状況を**写真-4.2.2～4.2.4**に示す．

写真-4.2.2　対象盛土　全景

写真-4.2.3　対象盛土　湧水(遠景)

写真-4.2.4　対象盛土　湧水(近景)

(2) 対象盛土の物性

a) 地盤定数

対象盛土の地盤定数を**表-4.2.1**に示す.

表-4.2.1　地盤定数一覧表

			湿潤単位体積重量 γt (kN/m^3)	粘着力 c' (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ' (°)	粘着力 c_{cu} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{cu} (°)	内部摩擦角(補正値) ϕ_{cu}^* (°)	備考
和歌山-40	砂混じり礫質粘土(盛土)	Bg	20.7	-	-	22.9	19.4	13.2	Sr=100%
				-	-	90.9	21.0	14.4	Sr=87%
	細粒分質砂質礫	Ag	19.0	0.0	35.0	-	-	-	
	砂岩・泥岩互層	Oaf	21.0	500.0	0.0	-	-	-	

b) 排水パイプ打設位置付近（GL-15m）の透水性について

D_{20}＝0.16mm

Creager：5.1×10^{-5}m/sec（5.1×10^{-3}cm/sec）

土質からの推定(**表-4.2.2**)：10^{-5}m/sec（10^{-3}cm/sec）

表-4.2.2　透水性と土質区分

透水係数 k (cm/s)

10^{-9}　10^{-8}　10^{-7}　10^{-6}　10^{-5}　10^{-4}　10^{-3}　10^{-2}　10^{-1}　10^{0}　10^{+1}　10^{+2}

透水性	実質上不透水	非常に低い	低い	中位	高い
対応する土の種類	粘性土 {C}	微細砂，シルト，砂-シルト-粘土混合土 {SF} [S-F] {M}		砂および礫 (GW)(GP) (SW)(SP) (G-M)	清浄な礫 (GW)(GP)
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位透水試験	変水位透水試験		定水位透水試験 / 特殊な変水位透水試験	
透水係数を間接的に推定する方法	圧密試験結果から計算		なし	清浄な砂と礫は粒度と間隙比から計算	

（透水性と土質区分-地盤調査法(H7-9)p273-表-7_2_1 より）

盛土の透水係数は，おおむね k=10^{-5}m/sec 程度と推定される.

(3) 排水パイプの施工

a) 配置計画

打設長：3.6m/本
打設本数：15 本
打設ピッチ：1.0m
打設傾角：2°

排水パイプ

排水パイプ 180A（ネジ式）　15 本
排水パイプ 180B（ネジ式）　15 本
接続管　15 本

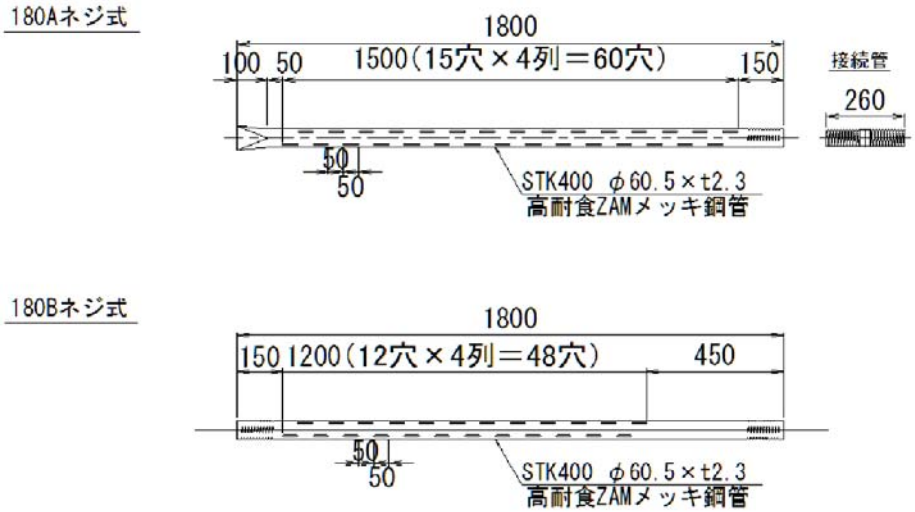


図-4.2.6　排水パイプ（180A・180B・接続管）
（岡三リビック株式会社：PDR 工法　恒久排水補強パイプ　施工要領書より）

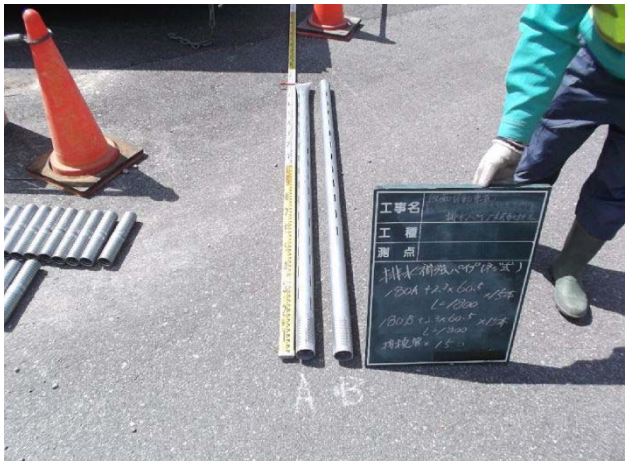


写真-4.2.5　排水パイプ（180A・180B）

b）排水パイプ打設工

現場作業：平成 27 年 3 月 24 日～3 月 26 日

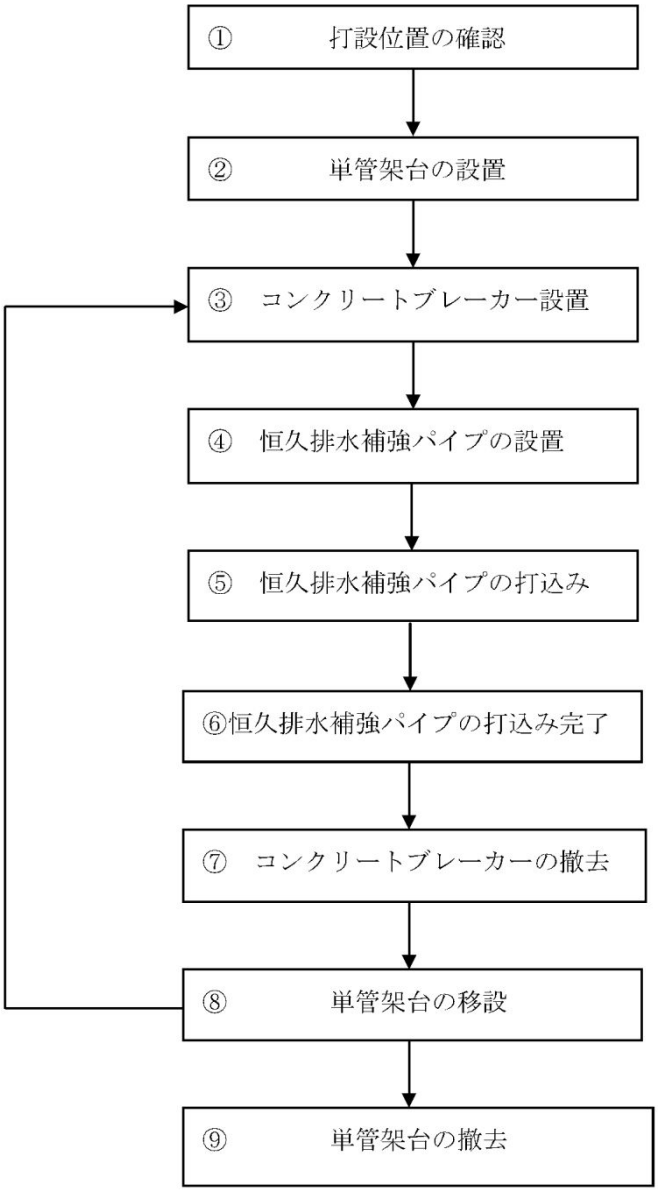
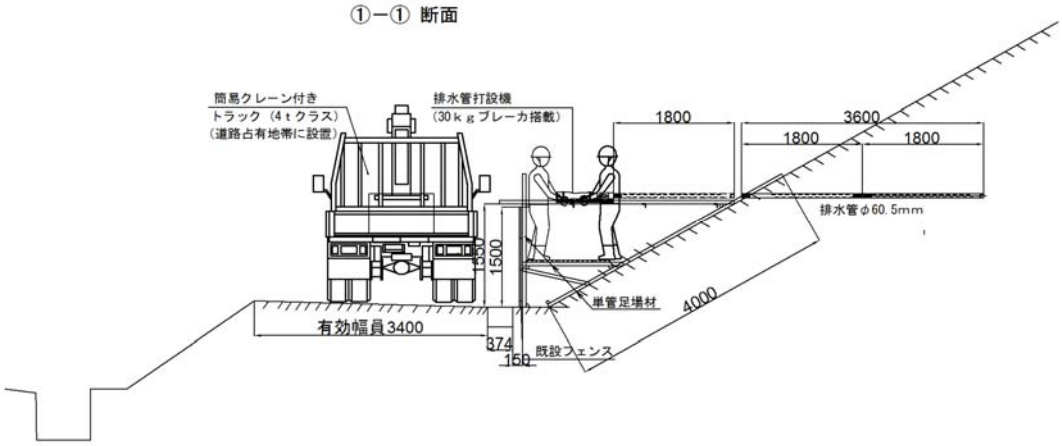


図-4.2.7　排水パイプ施工フロー

（岡三リビック株式会社：PDR 工法　恒久排水補強パイプ　施工要領書より）

①－① 断面



②－② 断面

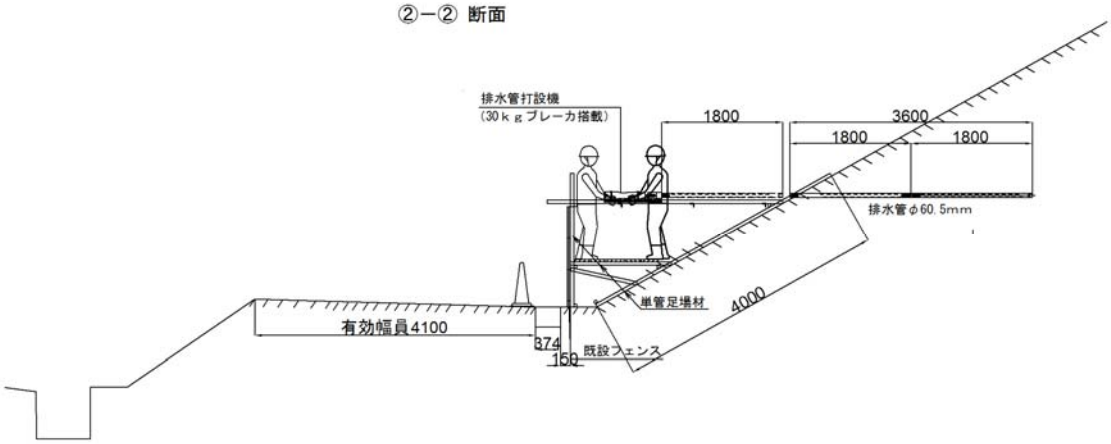


図-4.2.8　排水パイプ打設工　作業標準図

写真-4.2.6　打設位置確認

写真-4.2.7　コンクリートブレーカー

写真-4.2.8　排水パイプ打設状況

写真-4.2.9　排水パイプ打設完了

写真-4.2.10　排水パイプ打設施工後

写真-4.2.11　観測井（手動）

写真-4.2.12　観測井（手動）地下水測定状況

写真-4.2.13　観測井（自記式）

(4) 盛土内地下水位観測

a) 水位観測方法

ｉ)観測井(自記式)

観測井(自記式)の水位観測孔は，盛土のり面詳細調査で掘削したボーリング孔（掘削孔径 φ116mm）に有孔塩化ビニール管 φ75A を挿入して作成したものである．観測井(自記式)の構造図を**図-4.2.9** に示す．ただし，全体が有孔塩化ビニール管であり，特定の地下水脈の地下水位を観測しているものではない．

【観測井の仕様】

- 観測孔は径 116 ㎜調査用ボーリング孔を利用し，VP75 有孔管仕上げとしている．
- 帯水層は開孔率 3%前後とし，その周辺には金網等を巻いて，土砂の流入を防ぐ．
- 盛土表層 2.0ｍでは，表流水の流入を防ぐためセメント・粒状ベントナイトで遮水し，無孔管を設置している．

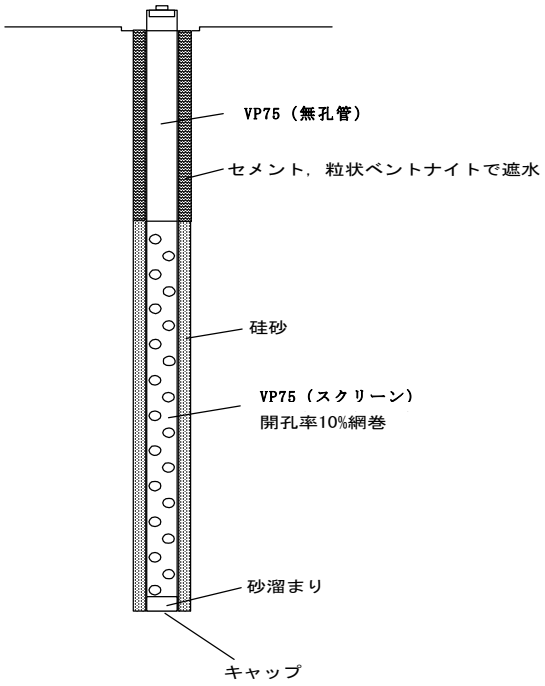


図-4.2.9　地下水位観測孔構造図

長期観測を行うために自記水位計を設置し，連続的に水位変動を計測している．自記水位計はデジタル式水位計（OYO 製 S&DLmini 水位計）で，データの収録は，60 分間隔とした．設置している水位観測器の概要を**図-4.2.10** に示す．

本水位計は，データロガーレスおよび計測ケーブルレスで計測可能な「絶対圧測定型水位計」である．よって，観測井内の大気圧を同時に測定し，補正を行うことにより精度良く水位を観測することができる．

図-4.2.10　水位計「Ｓ＆ＤＬmini」の概要

（応用地質株式会社：小型絶対圧水位計　カタログより）

ⅱ)観測井(手動)

観測井(手動)の水位観測孔は，簡易動的コーン貫入試験孔にφ13mmの水位観測孔を設置したものである．そのため，深度は最大で約3m程度であり，設置箇所はのり尻の湧水・しみ出しを確認した位置である．

ただし，ここで観測する水位は表層の水位観測孔のものであり，盛土全体の水位を示すものではない．

水位観測は，観測孔が小径であるため，**写真-4.2.14**に示すテスターを利用して観測を行った．観測用テスターは，テスター本体の電極（＋，－）にそれぞれリード線を接続したものである．リード線の先端を水位観測孔に挿入し，水面と接触することにより電流が流れ，テスターの針が振れた位置を地下水面として記録した．

図-4.2.11～図-4.2.12に，水位観測時における，テスターのイメージ図を示す．

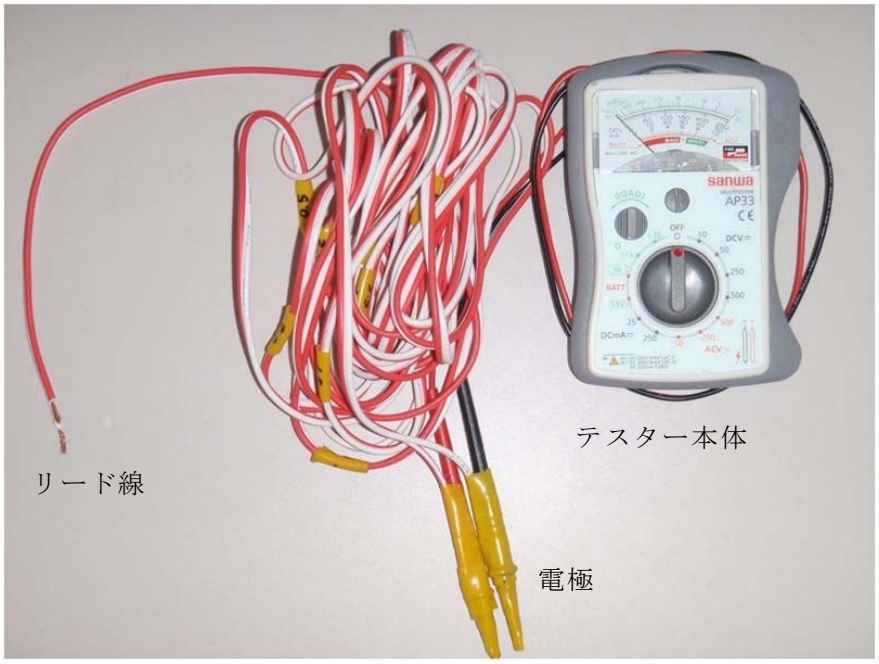


写真-4.2.14　水位観測で使用したテスター

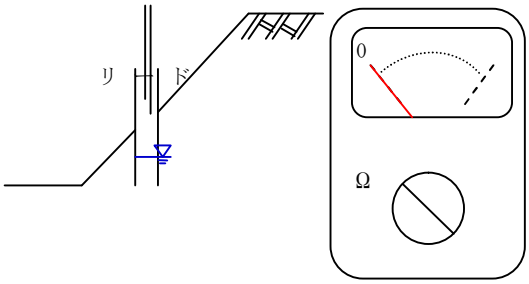


図-4.2.11　水面に接していない場合

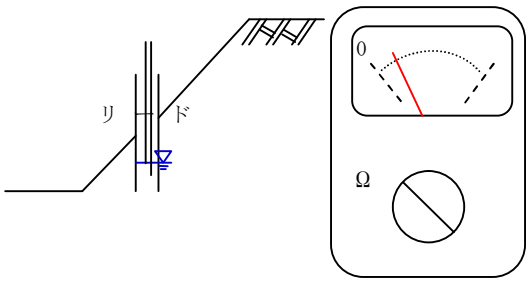


図-4.2.12　水面に接した場合

b) 水位観測結果

水位観測結果を図-4.2.13～図-4.2.14 に示す．図-4.2.13 は観測井(自記式)の観測結果を孔口からの深さ(GL- m)で表示したもので，図-4.2.14 は観測井(自記式)と観測井(手動)の観測結果を KBM からの高さで表示したものである．

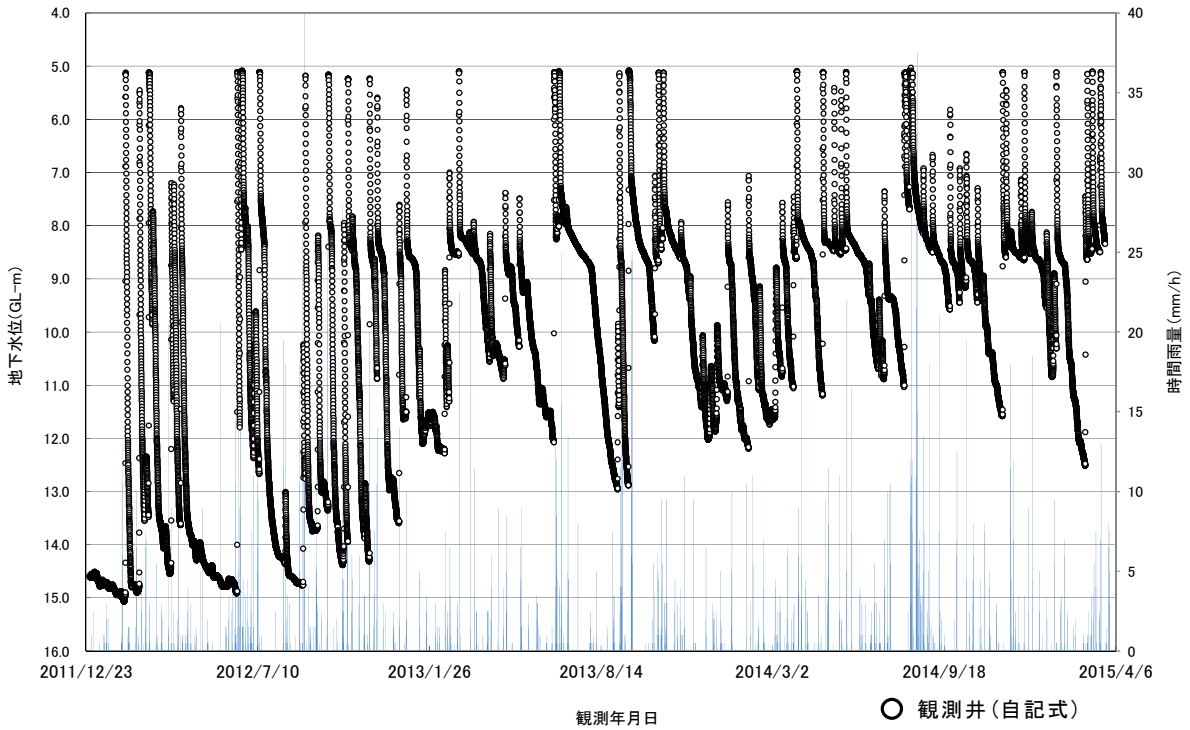


図-4.2.13　地下水位観測結果

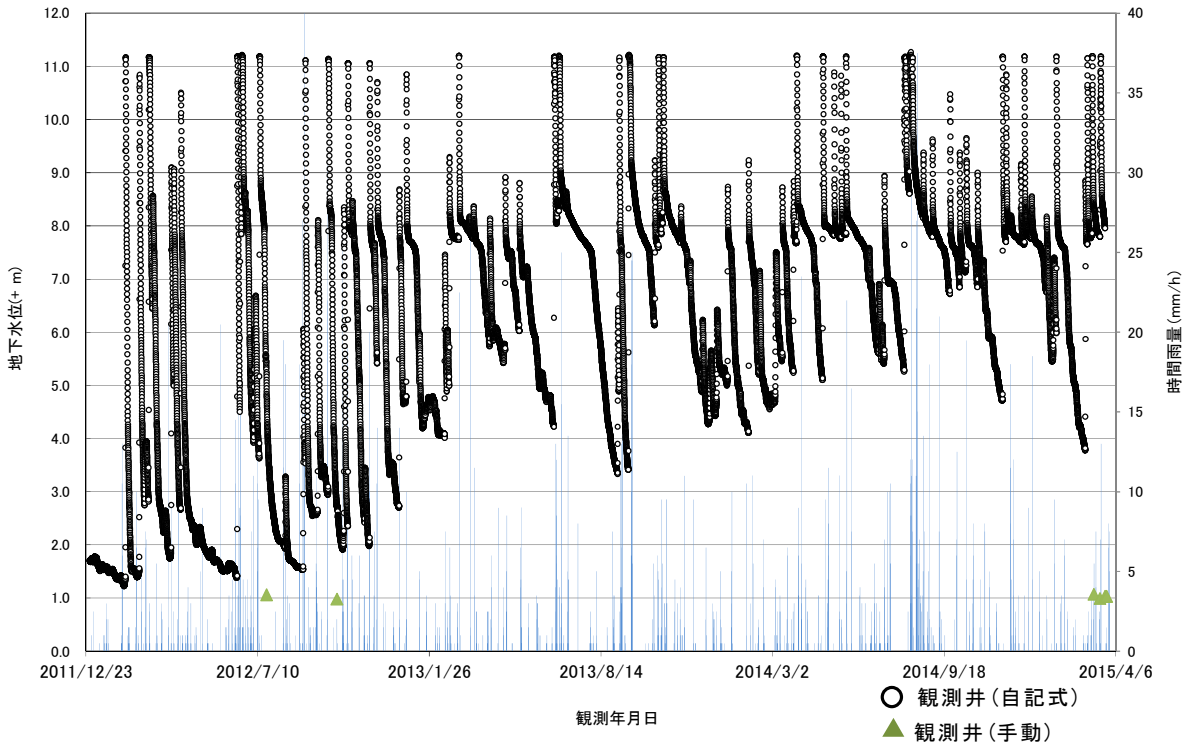


図-4.2.14　地下水位観測結果（KBM からの高さ表示）

観測井(自記式)の水位変動については，平常時と降雨時の最高水位との差が約 10m あり，平常時では GL-15.10m（基底水位）付近まで低下し，盛土基礎地盤より盛土内約 4m に位置する．降雨時の最高水位は，GL-5.10mに位置し，この位置は，盛土上部の小段より上方 2.5m付近で，この位置には見掛け上 N=50 以上の締った玉石混り砂礫層が分布する位置に相当する．

地下水変動量は，降雨量の多少によって異なる．多降雨量における最高水位は，GL-5.10 m 付近とほぼ一定している．この位置は，礫質土からなる盛土材料，あるいは砂礫からなる透水層や排水施設（排水マット）が存在していることが考えられる．

2013 年以降は，平常時の最低水位が徐々に高くなっている傾向が見られ，降雨時に上昇した地下水が低下しきれず滞留している可能性が高い．

観測井(手動)の水位変動については，平常時と降雨後での差が小さい．観測位置が湧水箇所付近であること，および簡易動的コーン貫入試験による平均 N_d<10 であることから，法尻付近はスレーキングが進行した粘性土が主体で，地下水が排水されずに飽和度が高い状態であると考えられる．また，平常時には湧水は見られず，しみ出しが見られる程度であることから，明確な自由地下水面ではなく宙水として滞留していると思われる．

4.3 電気比抵抗探査による盛土内含水状態の把握

盛土の地震時安定性の向上のため延長 15m の範囲で排水パイプを施工し，地下水位観測が実施されている．本探査は，盛土内の地下水（含水）状況の推定および排水パイプの効果確認への適用性を検討するものである．また，地下水位の変化について検証するため，時期を変えて探査を計画することとし，降雨期と非降雨期の 2 回実施した．

(1) 探査方法

a) 探査原理

電気探査は，地盤のもつ電気抵抗の違い(比抵抗)に着目した探査法である．

電気探査では，地下構造を一次元構造(簡単な成層構造)とみなすか，より複雑な二次元構造とみなすかにより，その測定・解析方法は異なる．そして，それぞれ一次元探査・二次元探査等に区分される．一次元探査は，地下構造が垂直あるいは水平方向にのみ一次元的に変化すると仮定できる場合に適用され，従来から垂直探査・水平探査として利用されてきている．

一方，二次元探査は測線直下における地盤の比抵抗分布を断面二次元的に求めるもので，その探査法の特徴は計算機を用いて多量のデータを解析・図化するところにあり，比抵抗映像法と呼んでいる．比抵抗映像法の電極配置は**図-4.3.1** に示す 2 極法 [1)]である．

本探査における電位の分布は，次のようにして与えられる．

平坦な地表面をもち，一様な等方性で無限の広がりを持っている地盤を想定し，その比抵抗を ρ とする．また，地上の一点 C1 とこの点から無限遠にある C2 点に点電極を設定し，C1 極に正の電圧を与えて地中に I なる電流を流したものと仮定する．この場合，電極 C1 から出て行く電流によって生じた電場内の任意の一点 P における電位は，無限遠地点の電位をゼロに等しいとして，それに対して相対的に決定される．C1 極から出た電流は**図-4.3.2** に示すように直線的に放射され，C1 極から等しい距離にある点の電位は同一であり，これらを結べば等電位面が得られる．

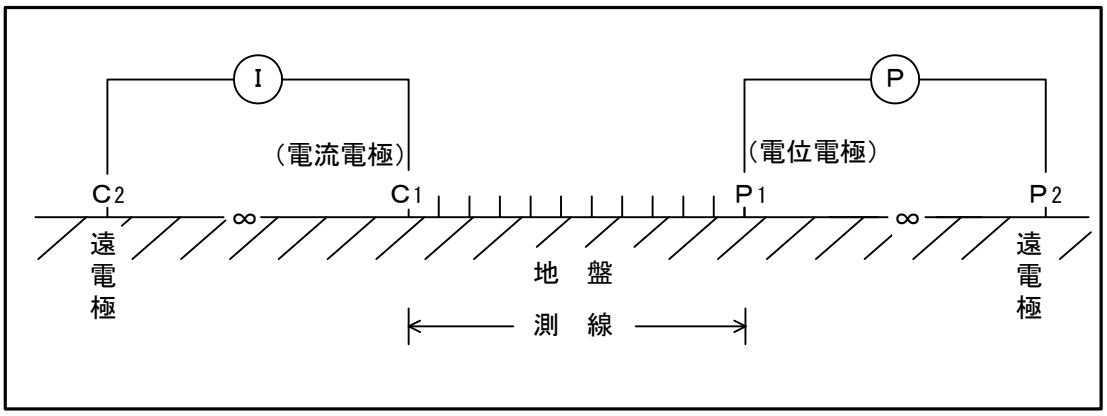


図-4.3.1　2 極法電極配置

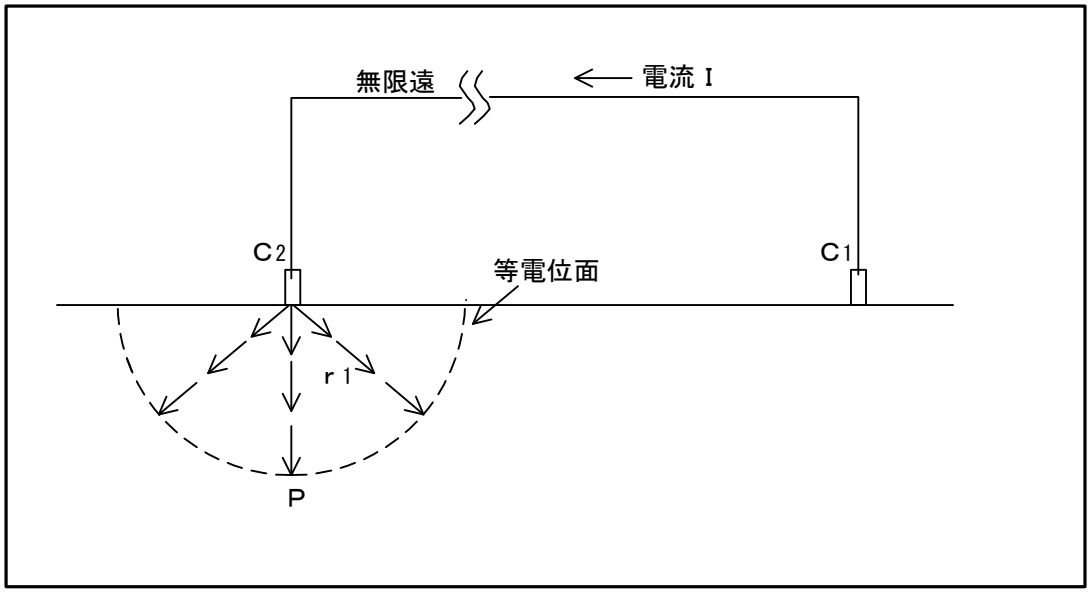


図-4.3.2　点電極による電位分布

P 点の電位 V は，無限に大きな半径ｒｎの等電位面から半径ｒの等電位面までのあらゆる等電位面の電位差の和として与えられるものであり，ｒｎは C1 点からの無限遠の距離と考えており，1/ｒｎ= 0 とおくことができる．従って，以下のように表される．

$$V = \frac{\rho I}{2\pi} \bullet \frac{1}{r}$$

ここで，地盤が均質な場合，比抵抗は次式で表される．

$$\rho = 2\pi r \bullet \frac{V}{I}$$ （見掛け比抵

b）測定方法

比抵抗映像法では，地盤の二次元比抵抗分布を求めるために，地盤に多数の金属製の電極を打設し，通電電極，電位測定電極のさまざまな組み合わせで測定を行う．

測定時の電極配置には，無限遠と考えられる遠方(探査深度の 5～10 倍程度離れた)2 箇所に固定の電流，電位電極(遠電極)を設置する 2 極法電極配置を用いた．

電気探査(比抵抗映像法)の測定手順を以下に示す．

1) 測量作業

測定対象区間の起点から測量テープを張り，探査測線を設定した．

2) 内部電極設置作業

距離 1m 毎に電極棒をハンマーによって打ち込み(深さ 40cm 程度)，これを 1 組の電極とした．次に，各電極間をテイクアウトケーブルにて連結した．

3) 遠電極設置作業

測線より十分離れた地点(最大電極間隔の 5 倍以上)に一対の遠電極(各地点 3 本程度)を設置した．設置後，これらの遠電極と測定器間を電線にて接続した．

4) 測定作業

内部電極と遠電極の導通を確認後，電流電極と電位電極を切り換えながら，測定を実施する．まず，1 番目の電極を電流電極とした場合，2 番目から(N+1)番目までの N 点を電位電極として，順次電位電極を切り替えながら測定した．次に，2 番目の電極を電流電極，3 番目から(N+2)番目までの N 点を電位電極として，同様の測定作業を行った．以上の測定を測線の終端まで繰り返し行い，すべてのデータを取得した．本調査では，N=15 に設定して測定を実施した．

c) 解析方法

電気探査(比抵抗映像法)の解析の流れを図-4.3.3 に示す．解析には，「比抵抗映像法」解析ソフトウェア(ElecImager/2D)を使用した．主なステップにおける処理内容について，以下にまとめる．

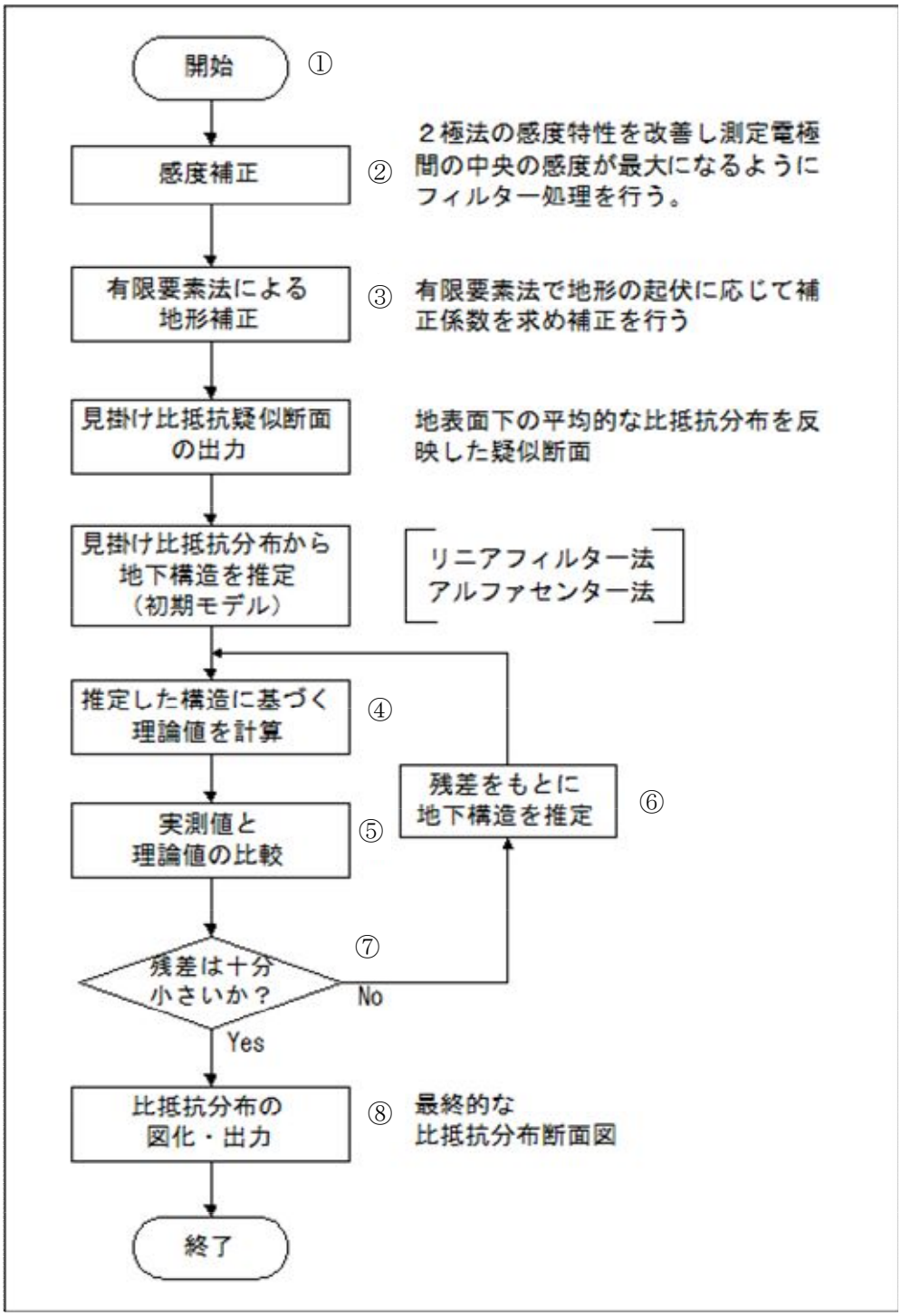


図-4.3.3　電気探査(比抵抗映像法)　解析の流れ

① 見掛け比抵抗分布の作成

「探査原理」で示した計算式による見掛け比抵抗の計算結果から，見掛け比抵抗分布(擬似断面)を求める．これは，真の比抵抗分布ではないが，地下の概略の比抵抗構造を反映するものである．

② 感度補正

2 極法配置の感度分布は，測定点直下よりむしろ電極の両端の方が大きい．そのため，測定点直下の感度が最大になるように，データの補正を行う．

③ 地形補正

調査地域が平坦ではない場合，測定値には地形の影響が含まれる．そこで，有限要素法によるシミュレーションを行い，地形の起伏が測定値に及ぼす影響を計算して，データの補正を行う．

④ 理論計算

地形補正と感度補正を行った見掛け比抵抗分布を初期モデルとして，このモデルのような構造の場合に，観測されるはずの見掛け比抵抗分布を，リニアフィルター法などを用いて理論的に計算する．

⑤ 残差計算

④で計算した見掛け比抵抗と観測された見掛け比抵抗の残差を計算する．

⑥ モデル修正

e)の残差が小さくなるように初期モデルを修正する．

⑦ 繰り返し計算

⑥で修正したモデルに対して，④と同じ理論計算を行い，再び測定値との残差を計算する．そして，非線形最小自乗法を用いて，残差が小さくなるようにモデルの修正を繰り返す．この計算は，コンピュータによる自動計算で十分な精度の範囲内に残差が収まるか，残差の減少が見られず停留するまで繰り返し実行する．

⑧ 比抵抗分布の図化，出力

最終的に決定された比抵抗分布をカラー断面図として出力する．

(2) 探査の実施概要

a) 実施場所

・和歌山県御坊市塩屋町（阪和自動車道 KP132.3 付近）※図-4.3.4 参照

図-4.3.4　探査場所案内図

b) 探査の目的

①盛土内の地下水位状況の推定

②排水対策の効果確認への適用性検討

③地下水位の変化を捉えられるかの実証

c) 探査内容

電気探査（二次元比抵抗探査－2 極法）

・法面横断方向 L=33m×2 測線

・小段縦断方向 L=55m×1 測線

写真 4.3.1　測線（小段方向）

写真 4.3.2　測線（斜面方向）

電気探査に影響を及ぼす人工構造物として，本調査地では埋設管（排水パイプ）・ガードレール等が挙げられ,これらを避けるように測線を配置する.探査測線配置図を**図-4.3.5**に示す.

測線の配置は，地形変化の影響を検討するため，法面縦断方および横断方向とし，排水対策工の施工範囲の中と外における地下水の分布状況を比較するため，法面横断方向の探査測線を 2 測線とする.

盛土部を網羅できるように探査深度を 15m として計画する．**図-4.3.6** に，本探査における横断方向の解析範囲を示す（薄い赤色で着色した）.

また，測定間隔は探査深度の 1/15 程度が推奨されることから，本探査では測定間隔を 1m とした.

d）探査実施日程

１回目：2015 年 11 月 9～10 日（降雨時・11/8　36mm/日，11/9　20mm/日）

２回目：2016 年 3 月 16～17 日

図-4.3.5　探査測線配置図

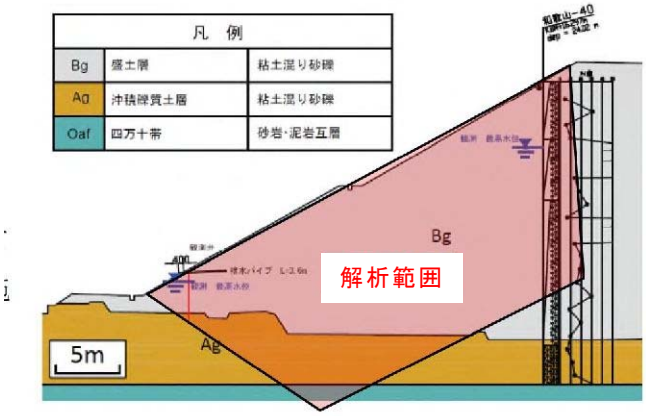


図-4.3.6　電気比抵抗探査の解析範囲

(3) 探査結果

１回目の電気比抵抗探査は 2015 年 11 月 9 日～11 月 10 日に実施した．１回目は降雨時の探査として実施した．探査前日の 11 月 8 日の降雨量は，36mm/日，時間最大 11.5mm/時であった．探査１日目の 11 月 9 日の降雨量は，20mm/日，時間最大 7.5mm/時であった．なお，探査２日目の降雨量はなかった．

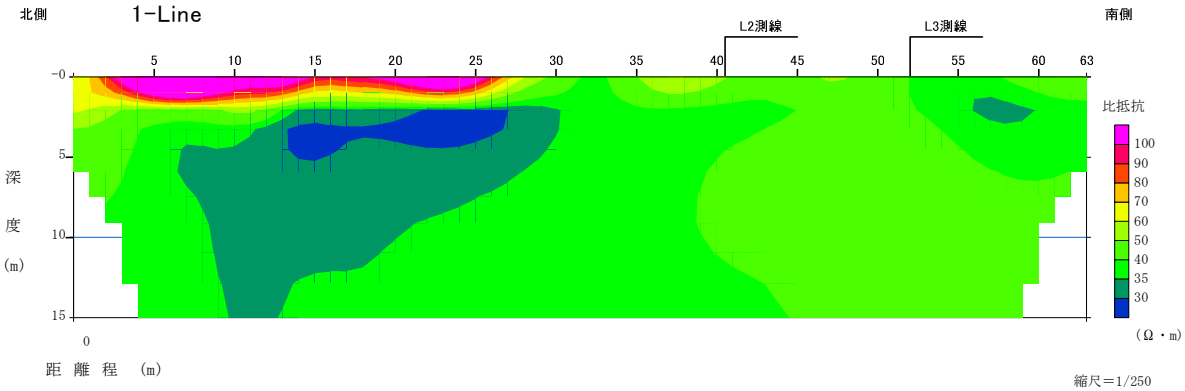
２回目の電気比抵抗探査は 2016 年 3 月 16 日～17 日に実施した．２回目の探査では，降雨のない時期に実施している．ただし，3 月 13 日に 15mm/日，3 月 14 日に 24mm/日の降雨はあった．

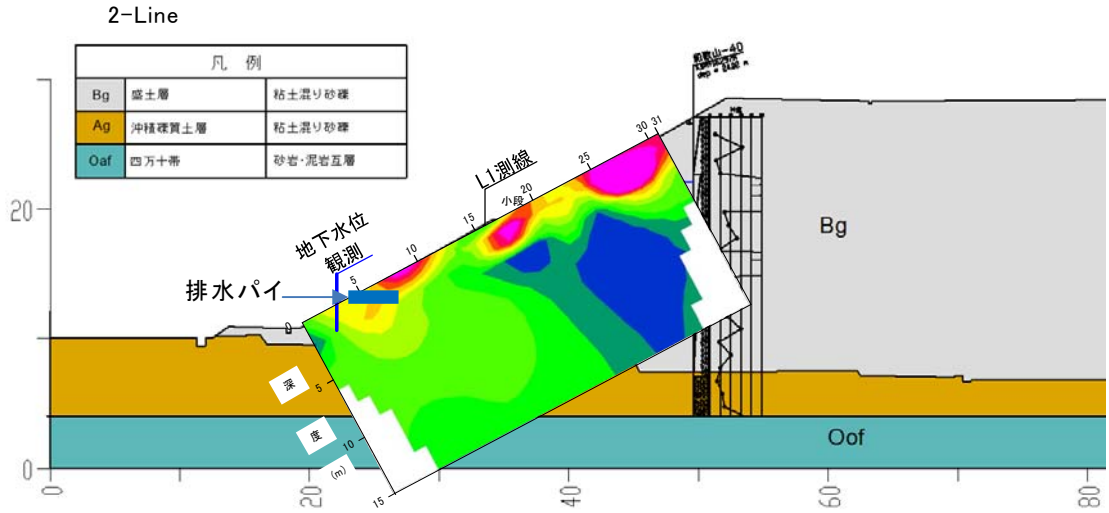
１回目の探査結果を**図-4.3.7** に，２回目の探査結果を**図-4.3.8** に示す．一般的に含水量が多いと比抵抗値は低く，含水量が少ないと比抵抗値は高い．

1-Line は全体的に低比抵抗値を示すものの，表層部で一部に高比抵抗値を示す箇所もある．2-Line および 3-Line でも全体的に低比抵抗を示しているが，2-Line では排水パイプ上部で高比抵抗値を示している．3-Line では排水パイプ上部に相当する表層部の比抵抗値が 2-Line に比べて低い値を示している．これは，排水パイプの効果により，表層部の降雨浸透が排水され，含水状態が低くなっているものと推察される．

第 2 回目の探査結果では，表層部の比抵抗値が第 1 回目に比べて高くなっている．これは，降雨時に実施した 1 回目より表層は乾燥していることから，比抵抗値が高くなっているものと考えられる．

１回目と２回目の探査結果について，**図-4.3.9** に比抵抗変化率を，**図-4.3.10** に比抵抗の差分を示す．比抵抗の変化率および差分においても，排水パイプを設置している 2-Line のほうが排水パイプを設置していない 3-Line よりも比抵抗が低下している様子がわかる．以上のことから，排水パイプの効果を確認できたこと，および電気比抵抗探査が盛土内の含水状態を把握するための手法として有効であることが示唆された．





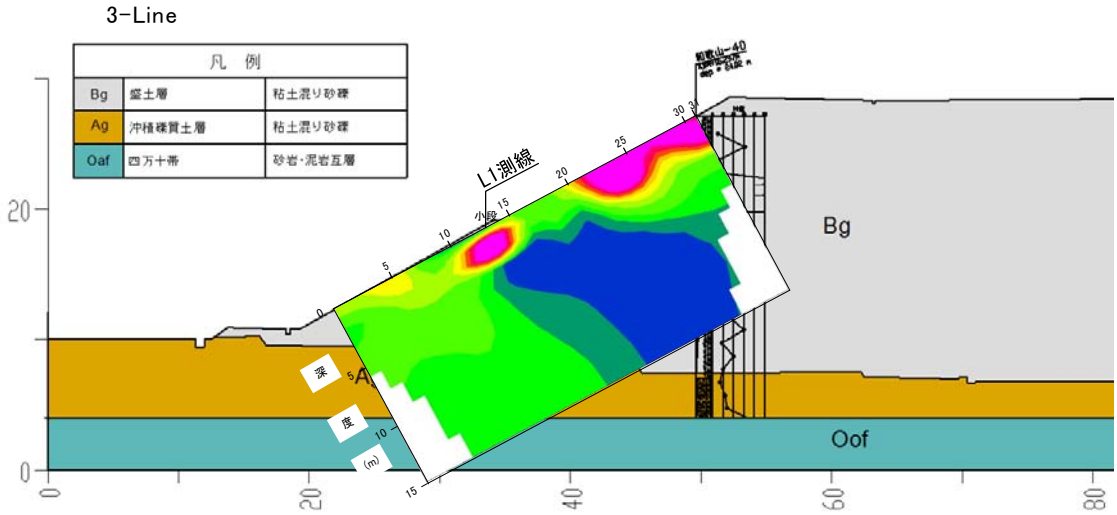
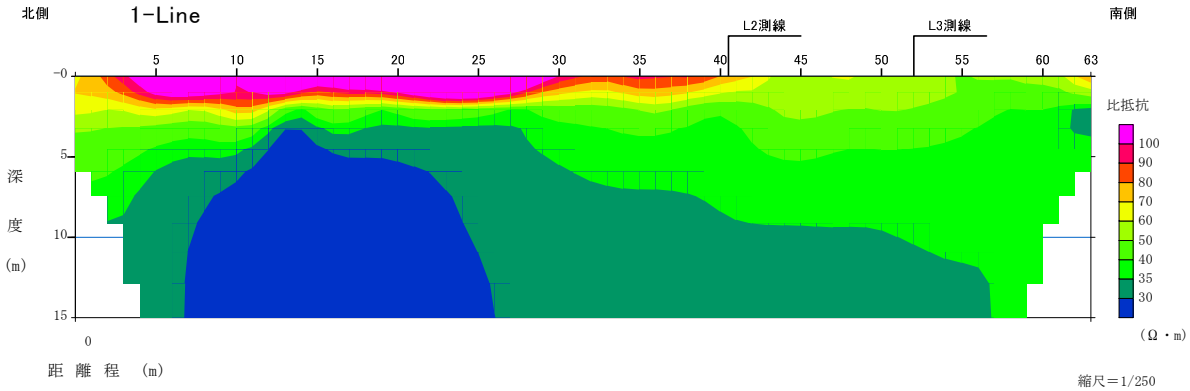
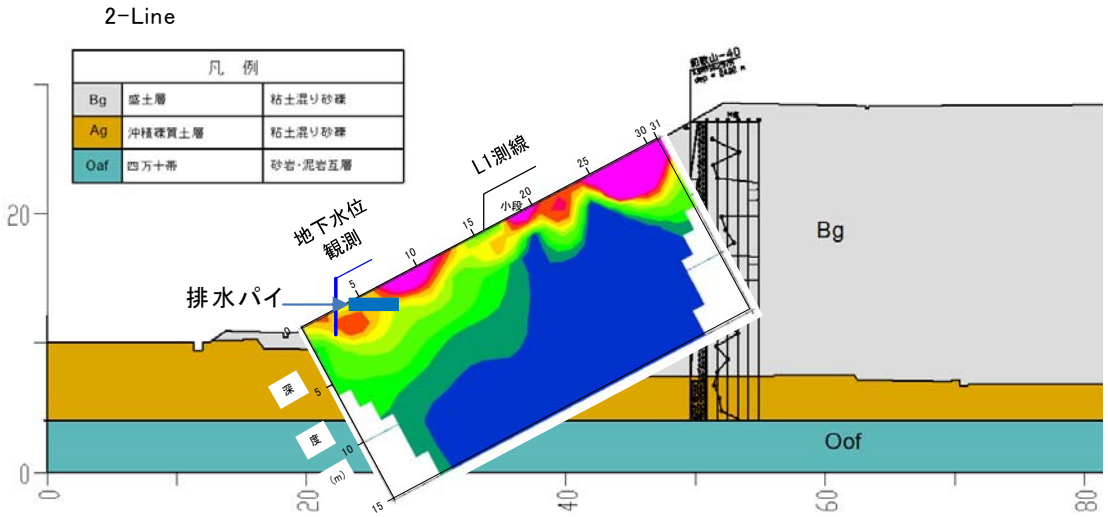


図-4.3.7　電気比抵抗探査結果（１回目）





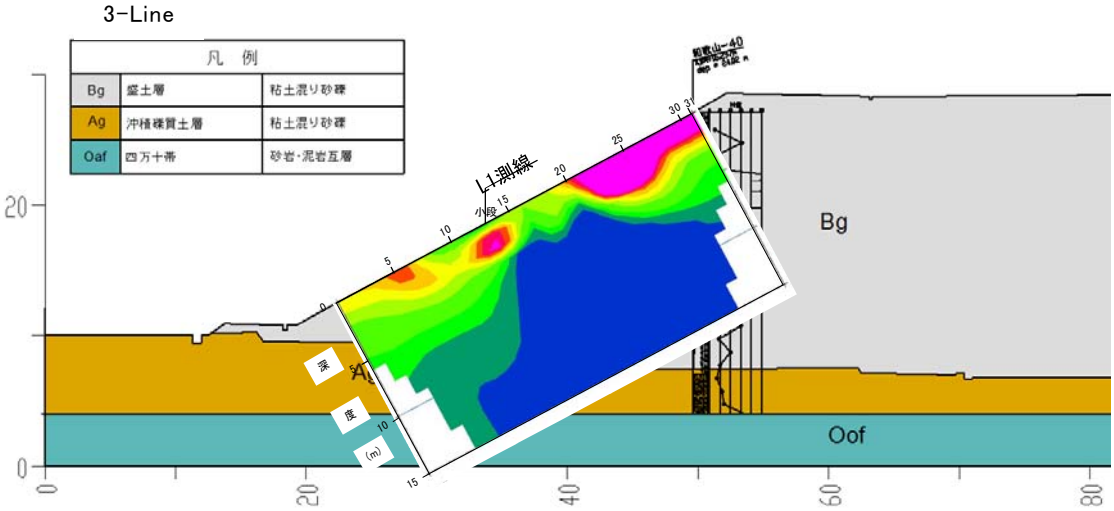
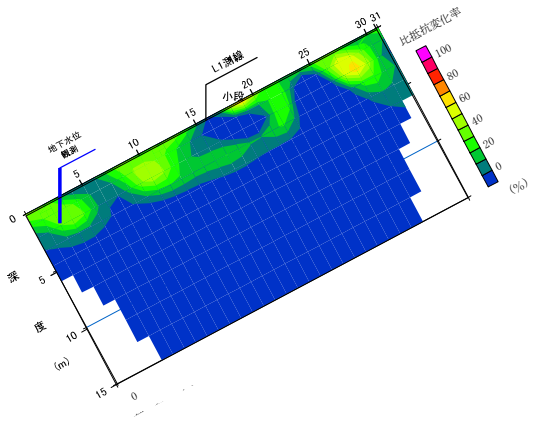


図-4.3.8　電気比抵抗探査結果（２回目）

2-Line 排水パイプあり



3-Line 排水パイプなし

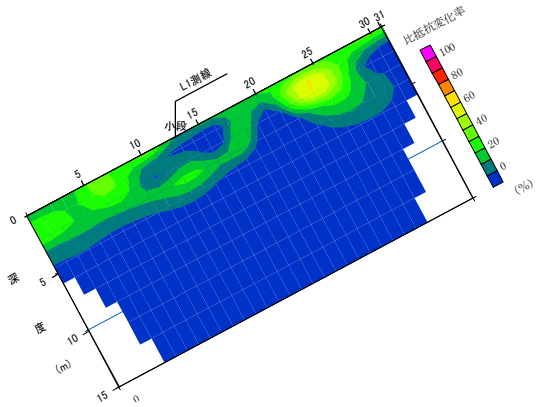
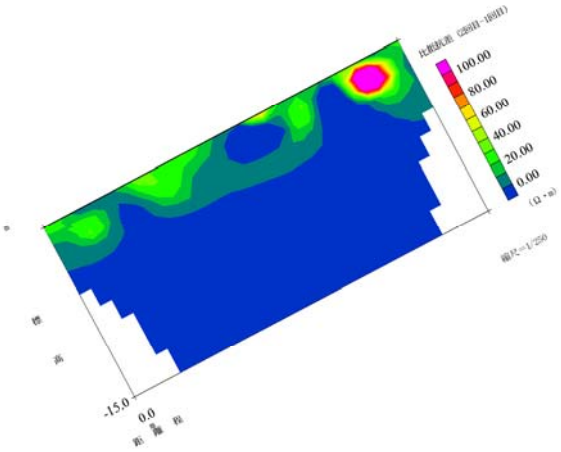


図-4.3.9　比抵抗の変化率による探査結果の比較

2-Line 排水パイプあり



3-Line 排水パイプなし

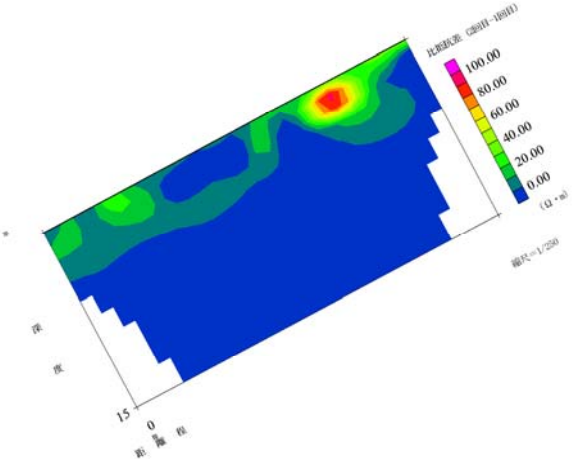


図-4.3.10　比抵抗の差分による探査結果の比較

(4) 盛土内含水状態の把握への適用について

電気比抵抗探査による盛土内含水状態の把握への適用について，前述の目的ごとに述べる．

1) 盛土内の地下水位状況の推定

本盛土では，明確な自由地下水面は見られず，宙水として存在しているものと考えられる．表層から浅部は降雨浸透による含水比の上昇として，地山との境界は基底礫層を透水層とする地下水の浸透が想定される．

地下水が豊富な（含水状態が高い）状態であれば地盤の比抵抗値は低く，乾燥していれば地盤の比抵抗値は高いとされることから，本サイトにおける盛土地盤の比抵抗値は，地盤の含水状態を反映していると考えられる．

2) 排水対策の効果確認への適用性検討

１回目・２回目とも排水パイプが施工されている測線（2-Line）と排水パイプ施工外の測線（3-Line）を比較したところ，排水パイプの上部で比抵抗値が高く測定されている．これは，排水パイプにより降雨浸透を排除し，含水率の上昇を抑制してしいる（含水率の低下を促進している）ものと推定される．よって，排水対策の効果確認へ適用できる可能性があることが示された．

3) 地下水位の変化を捉えられるかの実証

１回目（降雨期）よりも２回目（非降雨期）のほうが表層の比抵抗値が高い．これは，含水状態の変化を捉えていることを示しており，盛土内の含水状態の変化を電気比抵抗探査により把握できる可能性を示している．

4.4 擬似三次元化手法による検証

(1) 解析概要

a) 解析モデルの概要

ここでは，排水パイプを設置した高速道路盛土（和歌山－40）に，擬似三次元化手法を適用した排水パイプの性能評価を実施した．

和歌山－40 では法肩付近におけるボーリング調査および調査孔を用いた観測井において地下水位の連続観測などの現地調査がされている．また，法尻付近において，簡易貫入試験のコーンあとを用いた手動の簡易な観測井がある．ここで，**図-4.4.1** の拡大範囲を**図-4.4.2** に示す．同図は，法肩側の観測井における常時の地下水位および降雨後の水位変動（2012 年 2 月 1 日から 2012 年 2 月 29 日）を盛土と同一スケールで併せて示している．この観測結果から，常時で盛土内に水位が存在していること，約 6 時間で水位が 10m 程度急激に上昇していること，および上昇後の水位が非常に高いことがわかる．また，**写真-4.4.2** に示すとおり，法尻から常時湧水が発生している．これらのことから，和歌山－40 では**図-4.4.3** に示すとおり，2015 年 3 月に排水パイプ（敷設長 3.6m および設置間隔 1m）が縦断方向 10m にわたって施工されている．

そこで，本検討では排水パイプの打設場所，設置間隔および降雨パターンごとに飽和－不飽和浸透流解析を実施し，排水パイプの排水性能を評価する．また，電気比抵抗探査による地下水位推定方法の提案の先駆けとして実施した比抵抗探査結果による実盛土における排水パイプの評価を行う．

図-4.4.1　和歌山-40 の横断図

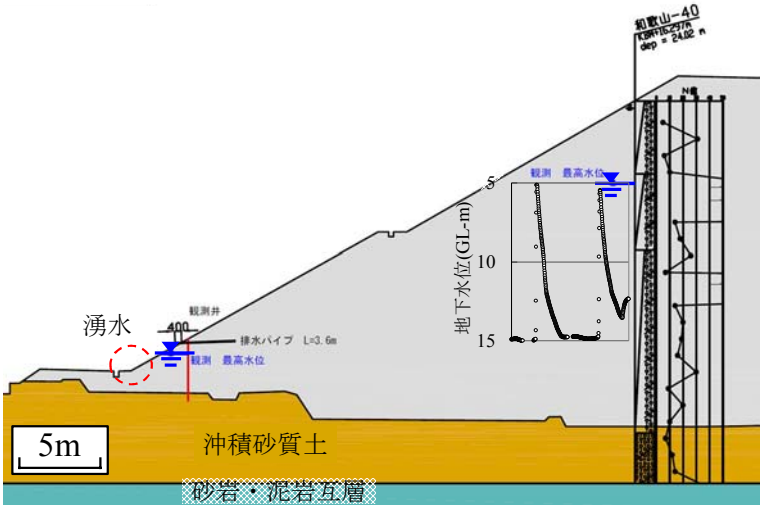


図-4.4.2　盛土と同一スケールの地下水位変動

写真-4.4.1　湧水発生箇所

図-4.4.3　和歌山-40 の平面図および降雨時の湧水発生状況

b) 擬似三次元解析モデル

解析モデルはボーリング調査および湧水の発生位置をもとに決定しており，**図-4.4.4** に示す．解析パラメータは，不飽和浸透特性は河川堤防の構造検討の手引き [2)]を参照した．地盤の透水係数は，ボーリング調査結果や逆解析によって求める．ここで，モデルの再現性の検討方法を考えるうえで，常時の水位の他に降雨時の水位が存在することが考えられる．対象盛土においても，降雨後，現地にて小段付近から**図-4.4.3** のように湧水が発生している．そのため，常時および降雨時の現地での地下水位や湧水状況に合うモデルを試行錯誤した．

境界条件は，**図-4.4.4** に示すとおりである．まず，地表面に水面を与える水頭既知境界を設定し，湧水の発生している法面に浸出面境界を設定した．常時の盛土内水位および湧水の供給源には，舗装面から合計 0.026m^3/hour の水を供給した．これは，集水地形にある対象盛土ではモデル断面外からの地下水の涵養があり，便宜上面外からの浸透を舗装面からの供給でモデル化したものである．これらの条件より，常時の法肩側および法尻側の 2 ヵ所の観測井における地下水位，湧水の発生箇所および流出量の 3 つでモデルの再現性を確認する．また，降雨時の検討として， 10mm/hour の降雨を 10 時間法面に与えた．この降雨条件で，*N* 値 50 の層付近で湧水が発生することを確認する．

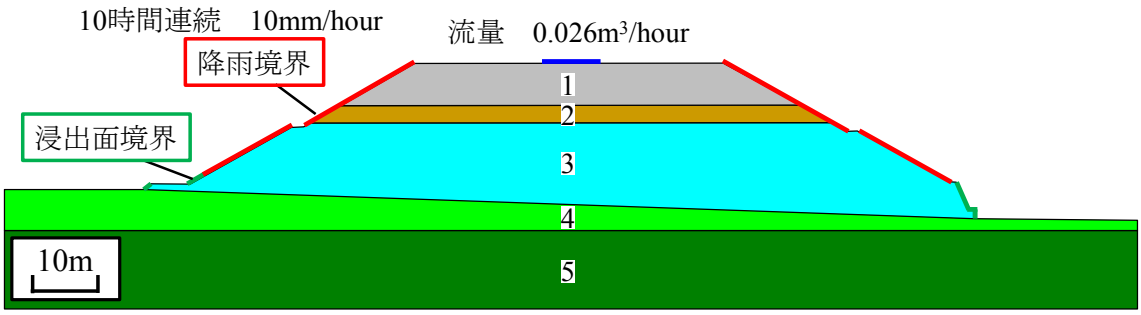


図-4.4.4　和歌山-40 の解析モデルおよび解析条件

(2) 擬似三次元化手法による再現解析

a) 解析条件

図-4.4.5 および**図-4.4.6** に非定常解析による常時および降雨開始から 6 時間後の飽和度の解析結果を示す．前述の 4 つの項目を検討し，再現性を確認する．まず，2 つの観測井における地下水位の実測値と解析値を比較すると，両者の差は法肩側および法尻側でそれぞれ+0.32m（実測＞解析）および-0.10m（実測＜解析）となった．これは，盛土高が 21m を超えることを考えると再現性がよいと判断できる．湧水発生位置についても一致し，流出量が 1.24cm^3/s と微量であることから，その妥当性を確認した．また，降雨時には小段付近で別の湧水の発生が確認できた．これら 4 つの項目より，地盤の透水係数を**表-4.4.1** に示すとおり対象盛土のパラメータとして決定した．

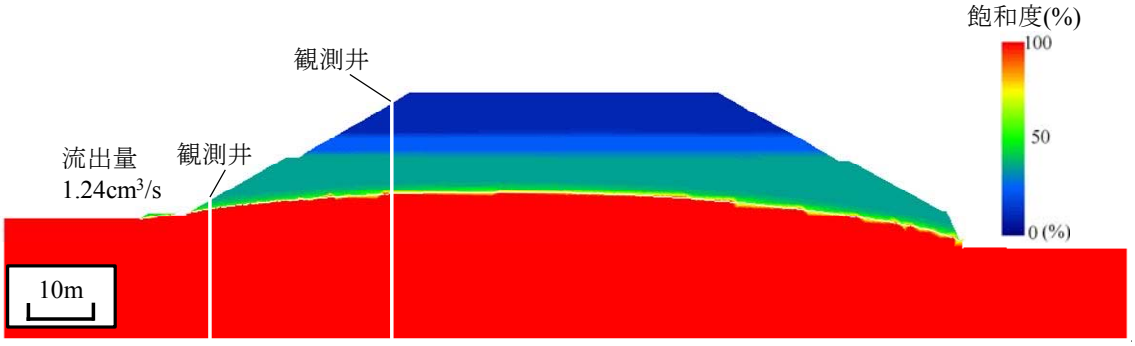


図-4.4.5　常時の飽和度の解析結果

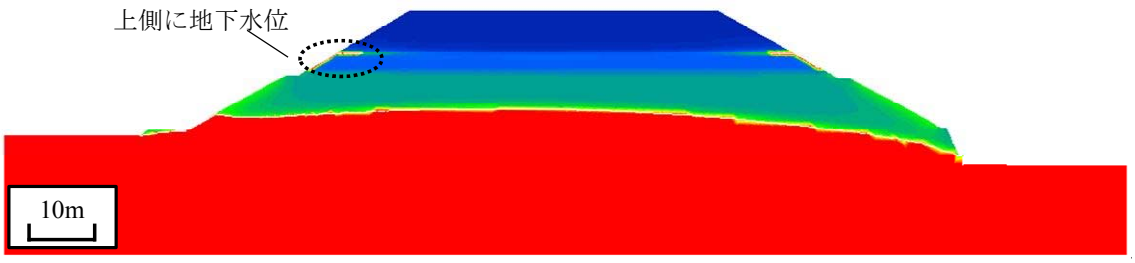


図-4.4.6　降雨 6 時間後の飽和度の解析結果

表-4.4.1　逆解析で得られた各層の透水係数

層番号	地盤の種類	透水係数k [m/s]
1	砂質土	3.0×10^{-4}
2	礫質土	2.0×10^{-7}
3	砂質土	4.5×10^{-6}
4	基盤岩	1.0×10^{-8}
5	基盤岩	1.0×10^{-9}

b）解析ケース

解析ケースは，敷設長 3.6m を一定として，設置場所，設置間隔および降雨条件を複数パターン設定した全 37 ケースのパラメトリックスタディを実施した．設置場所は**図-4.4.7** に示すように法尻に上段，中段，および下段の 3 パターンを設定した．ここで，上段は実施工に基づく．設置間隔は 0.5m，1.0m および 2.0m の 3 パターンで，1.0m は実施工に基づく．降雨条件は**図-4.4.8**～**図-4.4.11** 示すとおり，雨量一定，単調増加，単調減少および実降雨（2012 年 10 月 22 日）の 4 パターンを設定した．雨量一定，単調増加および単調減少の降雨波形は，全て 10 時間の総雨量が 100mm となっている．排水パイプの透水係数は**表-4.4.2** に示すとおりであり，**図-3.2.15** に示した後施工時の透水係数比 k'/k に基づいて決定した．排水パイプの不飽和浸透特性については代表的な砂の水分特性曲線 [3)](θ_s＝0.365，θ_r＝0，α＝5.748，n＝1.629)を用いた．

図-4.4.4 に示すとおり，和歌山-40 の再現解析と同一の境界条件を設定している．なお，横軸の時間が 0hour の状態は常時を意味する．

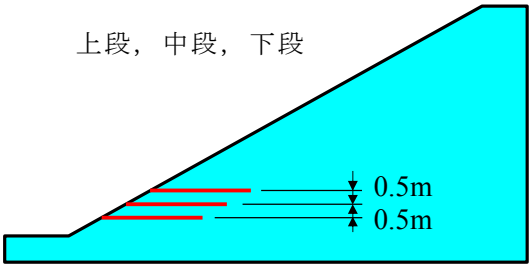


図-4.4.7　排水パイプの設置位置（上から順に，上段・中段・下段）

表-4.4.2　擬似三次元化手法を適用した各ケースの透水係数

敷設長L [m]	設置間隔B [m]	透水係数比k'/k	排水パイプk' [m/s]
3.6	0.5	106.9	4.81×10^{-4}
	1.0	32.6	1.47×10^{-4}
	2.0	7.7	3.47×10^{-5}

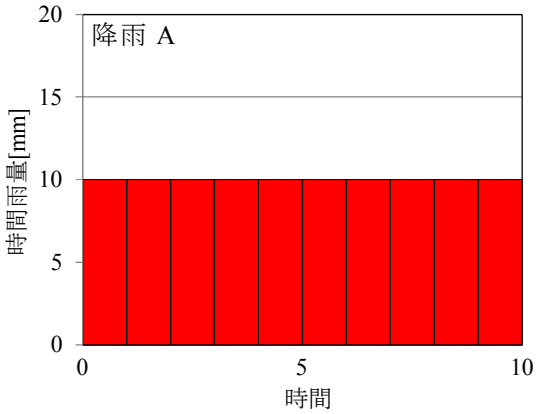


図-4.4.8　雨量一定降雨

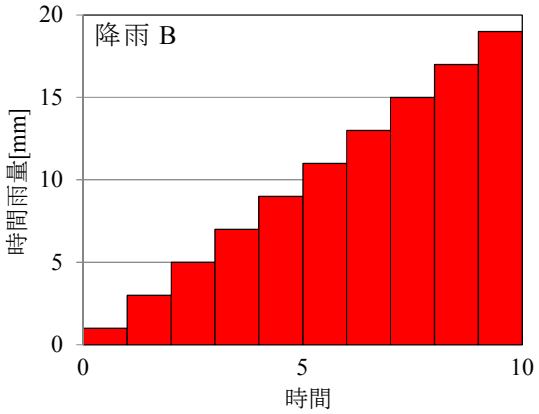


図-4.4.9　単調増加降雨

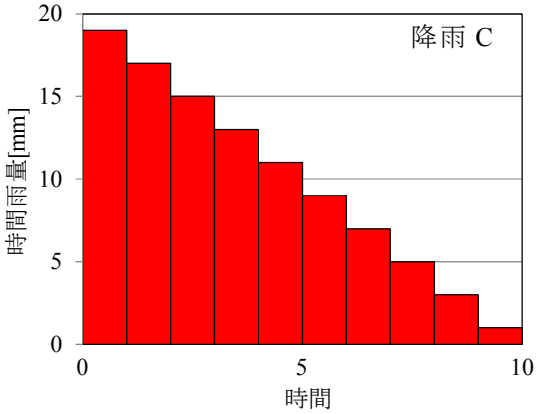


図-4.4.10　単調減少降雨

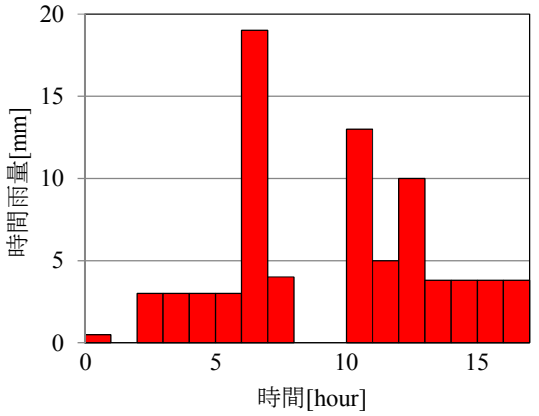


図-4.4.11　実降雨（2012 年 10 月 22 日）

c）解析結果

ｉ）常時

常時の排水パイプ周辺の地下水位分布を**図-4.4.12** に示す．同図は，それぞれ上段，中段および下段で結果をまとめている．また，全ケースの排水量を**表-4.4.3** に示す．ここで，地下水位とはゼロ水圧線と定義する．

常時の地下水位分布から上段と中段のケースでは，無対策の場合と地下水位が一致していることがわかる．これは，地下水位よりも上側に排水パイプが設置されていることが原因である．一方で，地下水位よりも下側に排水パイプを設置したケースでは，無対策の場合より地下水位が低下している．**表-4.4.3** の常時の排水量からも，下段の場合のみで排水量の増加が確認されている．ここで，対象盛土では実際の対策として上段，設置間隔 1.0m で排水パイプが設置されているが，解析結果と同様に常時の排水は確認されていない．今回の対象盛土は，降雨時の排水対策を目的としているが，例えば，常時の排水効果も重視する場合には，設置場所の十分な検討が必要である．

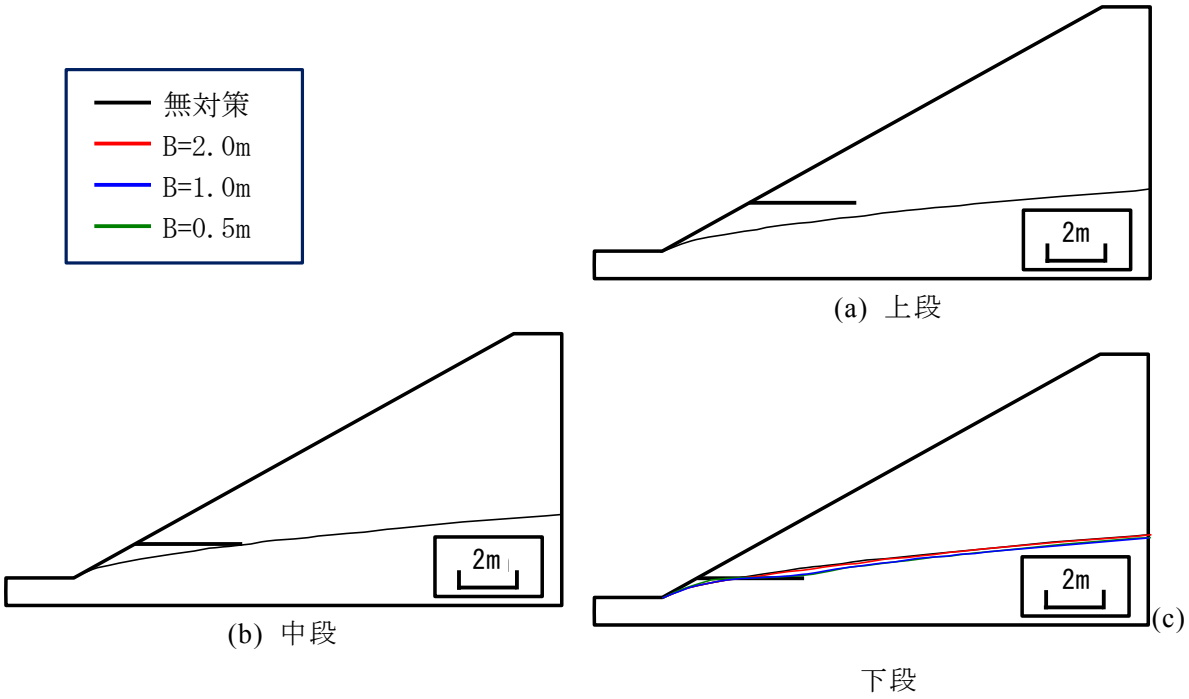


図-4.4.12　常時の地下水位分布図

表-4.4.3　常時の排水量（単位:cm³/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	1.24			
上段		1.23	1.23	1.23
中段		1.23	1.24	1.25
下段		1.26	1.32	1.38

ⅱ) 降雨 A，降雨 B および降雨 C

降雨 A，B および C の降雨開始から 10 時間後および 20 時間後の排水パイプ周辺の地下水位分布を**図-4.4.13～図-4.4.18** に示す．同図は，それぞれ上段，中段および下段で結果をまとめている．また，全ケースの排水量を**表-4.4.4～表-4.4.9** に示す．ここで，地下水位とはゼロ水圧線と定義する．

まず，設置間隔の違いに着目すると，全ケースで設置間隔が狭くなるほど，排水パイプ周辺で大きく地下水位が低下している．一方で，排水パイプからの距離が遠ざかるほど，無対策の場合の地下水位に概ね等しい地下水位となる．また，設置間隔 2.0m のケースは，無対策ケースの地下水位との差異がわずかであることから，地下水位低減効果が小さいことがわかる．また，排水量も同様に設置間隔が狭くなるほど，盛土内水を速やかに排除していることがわかる．

次に，設置場所の違いに着目する．降雨 10 時間後のとき，設置場所の違いによる地下水位の差異は小さい．一方で，降雨 20 時間後の場合を比較すると，設置場所を法尻側にするほど，地下水位が大きく低下していることがわかる．ただし，排水パイプの設置場所以深の水位は低下しない．排水パイプの排水能力は設置間隔が狭いほど，敷設長が長いほど大きいが，本検討から，排水パイプの設置場所の検討も重要な項目であるという知見が得られた．そのためには，擬似三次元化手法を用いた浸透流解析を行い，照査する必要がある．

次に，降雨パターンの違いに着目する．その結果，最終時間の最大雨量が強いほど，降雨開始から 10 時間後の法面の地表面付近で水位が急上昇している．一方で，最終時間の最大雨量が弱いほど，地下水位が緩やかに上昇している．ただし，降雨開始から 20 時間後の比較を行った結果，降雨パターンの違いによる地下水位の差異はわずかであることがわかった．本検討から，3 つの降雨は全て総雨量 100mm であるが，降雨終了時の地下水位分布を比較することで地下水位分布の差異を確認できた．そこで，次に実降雨を与えた際の，水位上昇を考察する．

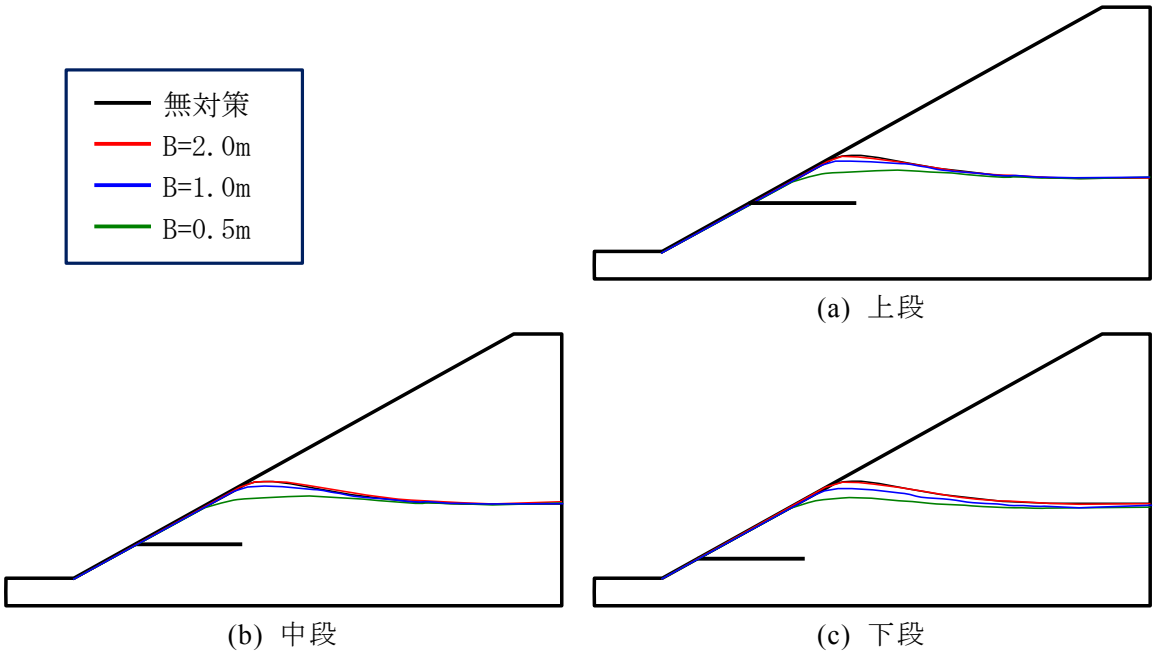


図-4.4.13　降雨 A 開始から 10 時間後の地下水位分布図

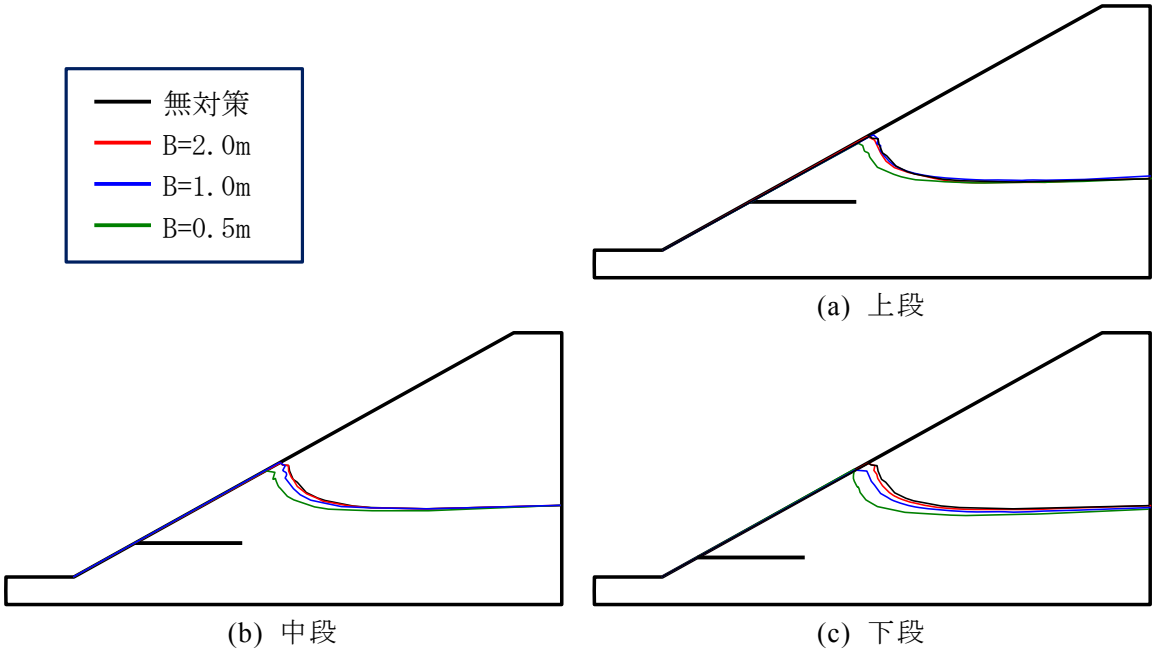


図-4.4.14　降雨 B 開始から 10 時間後の地下水位分布図

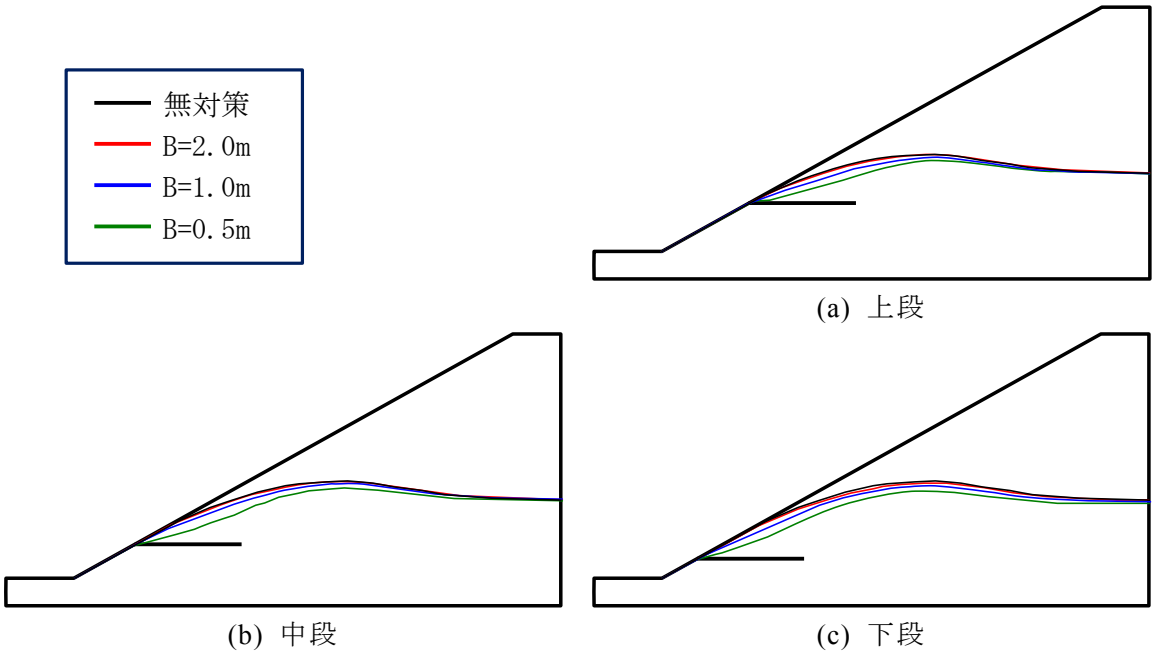


図-4.4.15　降雨 C 開始から 10 時間後の地下水位分布図

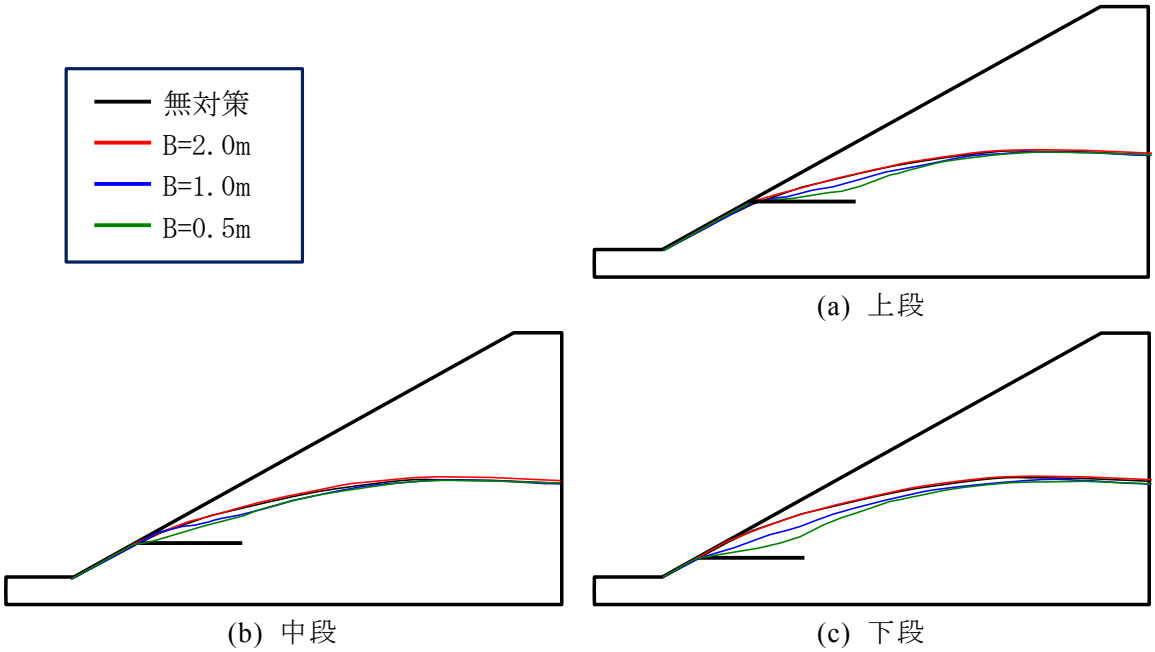


図-4.4.16　降雨 A 開始から 20 時間後の地下水位分布図

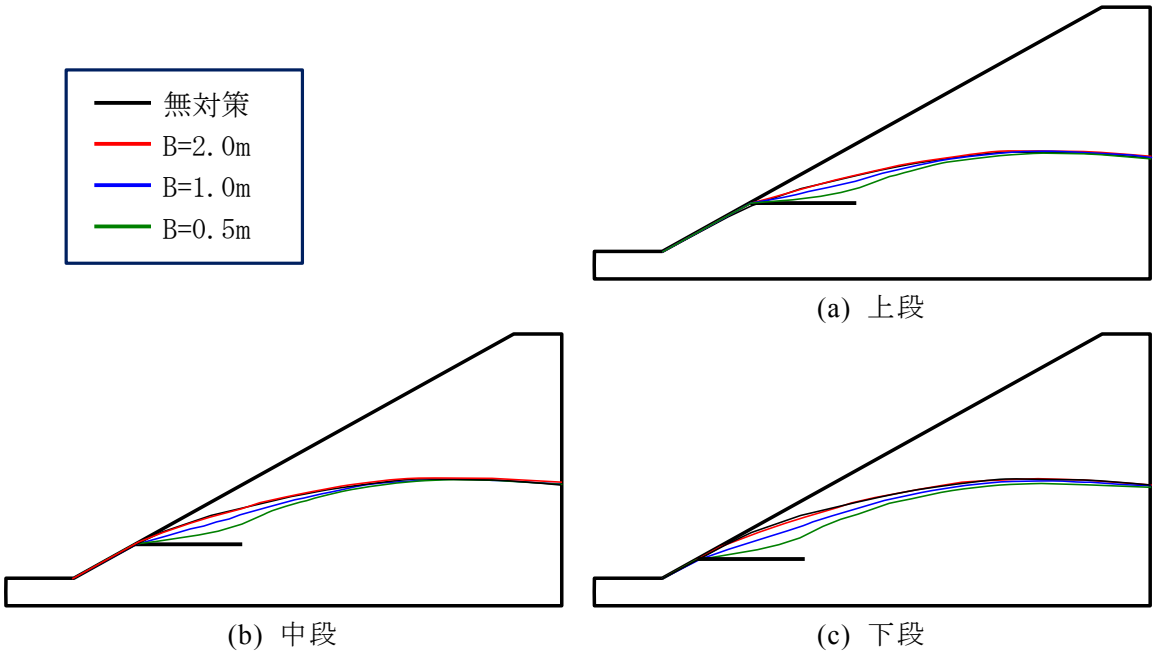


図-4.4.17　降雨 B 開始から 20 時間後の地下水位分布図

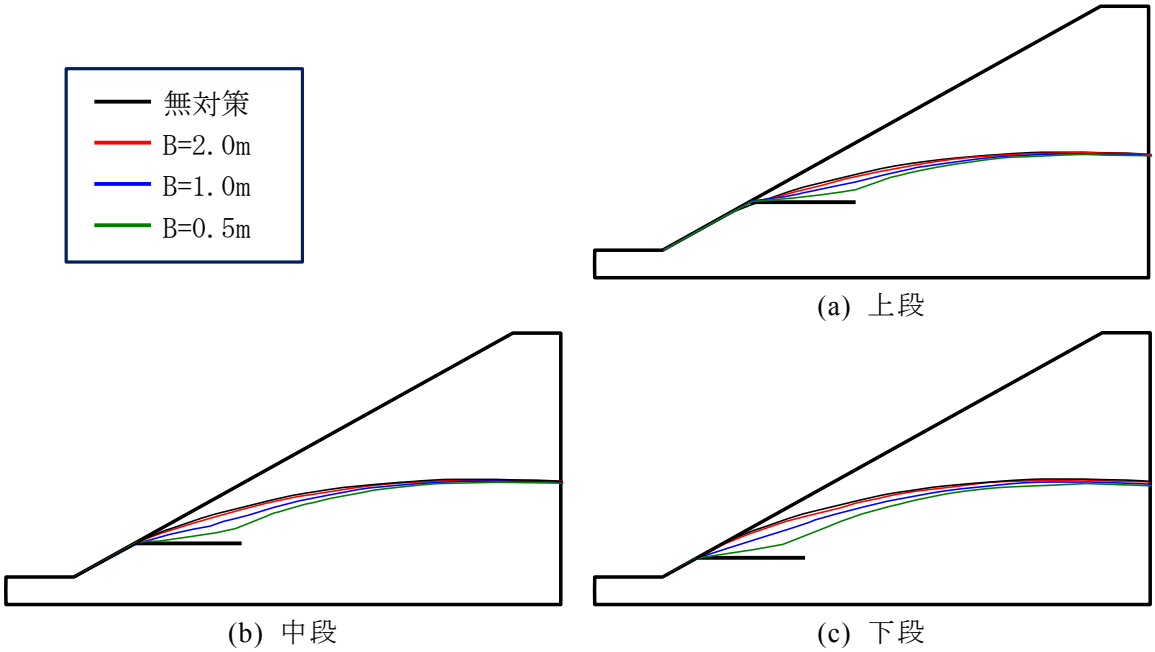


図-4.4.18　降雨 C 開始から 20 時間後の地下水位分布図

表-4.4.4　降雨 A 開始から 10 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	5.16			
上段		5.74	7.94	11.49
中段		5.67	7.56	12.01
下段		5.43	7.16	11.92

表-4.4.5　降雨 A 開始から 10 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	4.85			
上段		5.45	7.86	11.57
中段		5.37	7.32	12.03
下段		5.23	6.96	11.93

表-4.4.6　降雨 C 開始から 10 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	4.98			
上段		5.49	6.59	8.19
中段		5.43	6.90	8.88
下段		5.34	6.74	9.06

表-4.4.7　降雨 A 開始から 20 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	4.12			
上段		4.38	4.88	5.34
中段		4.53	5.23	5.90
下段		4.49	5.30	6.17

表-4.4.8　降雨 B 開始から 20 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	4.21			
上段		4.38	4.91	5.45
中段		4.52	5.23	5.99
下段		4.47	5.29	6.19

表-4.4.9　降雨 C 開始から 20 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	4.04			
上段		4.14	4.52	4.84
中段		4.32	4.92	5.45
下段		4.30	5.06	5.76

ⅲ）実降雨

対象盛土付近で観測された降雨に対する排水パイプ周辺の地下水位分布を**図-4.4.19～図-4.4.21** に示す．ここでは，本降雨の最大雨量である 7 時間後，降雨終了時の 17 時間後，および 27 時間後に着目する．同図は，それぞれ上段，中段および下段で結果をまとめている．また，全ケースの排水量を**表-4.4.10～表-4.4.12** に示す．ここで，地下水位とはゼロ水圧線と定義する．

まず，降雨開始から 7 時間後では，降雨 B と類似した地下水位形状となっている．しかし，それ以前の降雨量が少ないため，地下水位は降雨 C の場合より低い．また，降雨開始から 17 時間後の地下水位分布は，後半に少ない降雨量が続いているため，降雨 C と類似した地下水位形状となっている．また，降雨開始から 27 時間後は，降雨 A，B および C ときと同様の形状となっており，これも類似した傾向を捉えることができている．

このように，実際の降雨では降雨 A～C のような傾向が一様な降雨パターンは少なく，降雨量が増減することや，途中で降雨が休んでいる時間があることがある．しかし，今回，検討した降雨 A～C および実降雨の比較をした結果として，降雨 A～C のように一様な降雨パターンを検討することで実降雨と類似した地下水位形状を明らかにすることができた．また，設置間隔や設置場所の違いによる排水パイプの効果についても，降雨 A～C と類似した評価ができた．

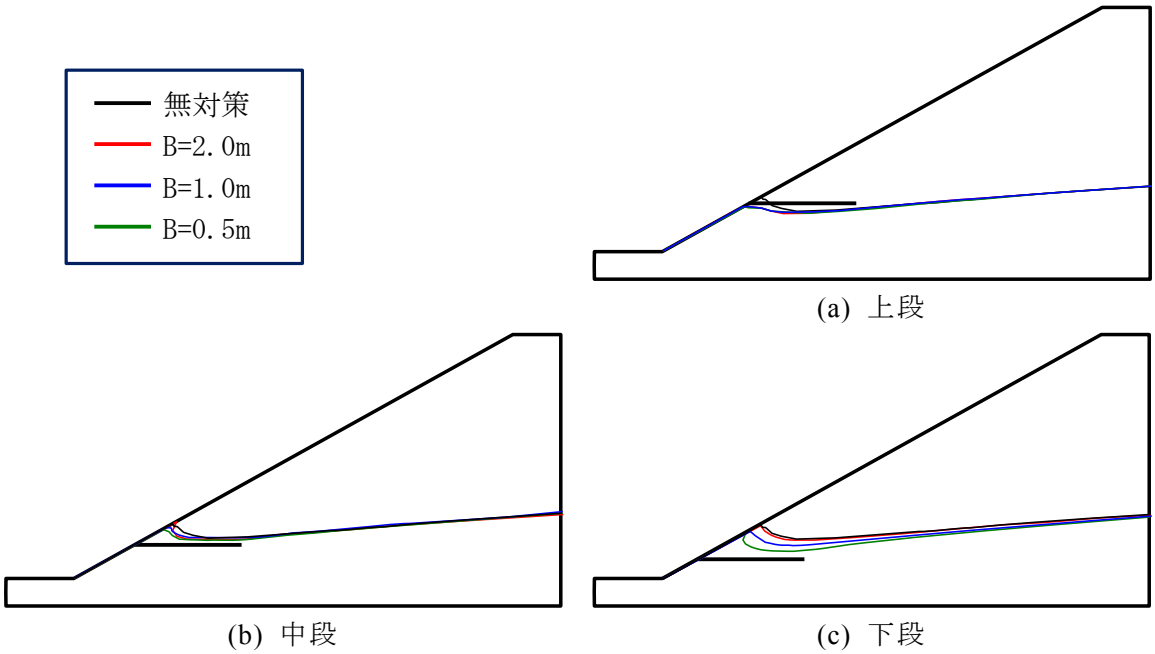


図-4.4.19　降雨開始から 7 時間後の地下水位分布図

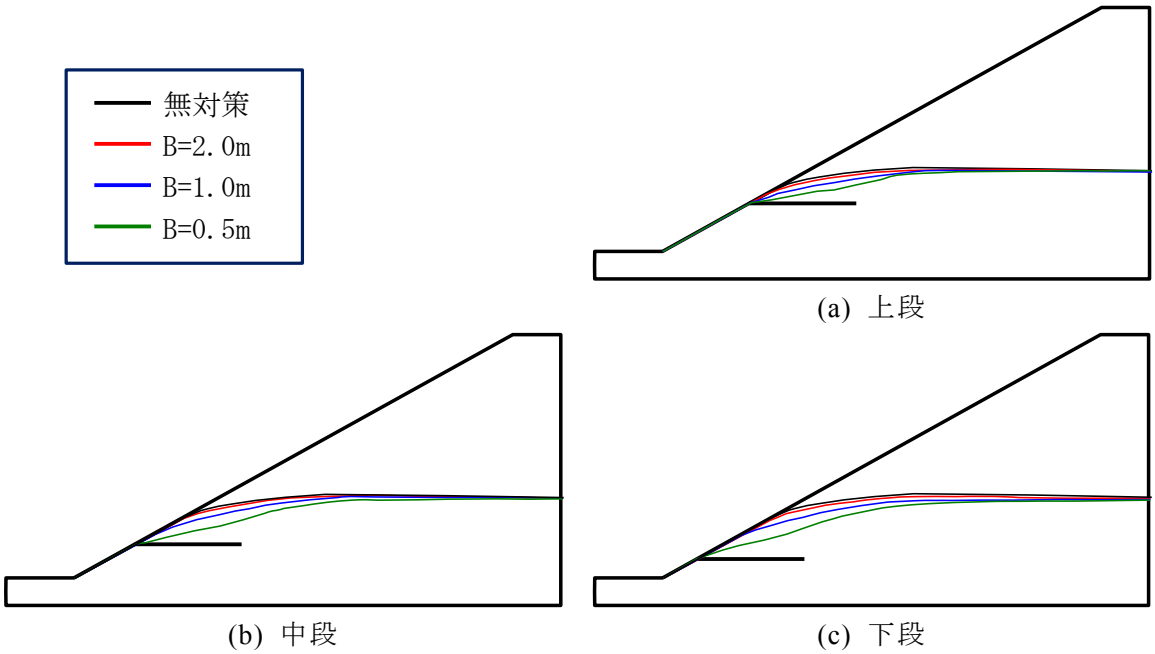


図-4.4.20　降雨開始から 17 時間後の地下水位分布図

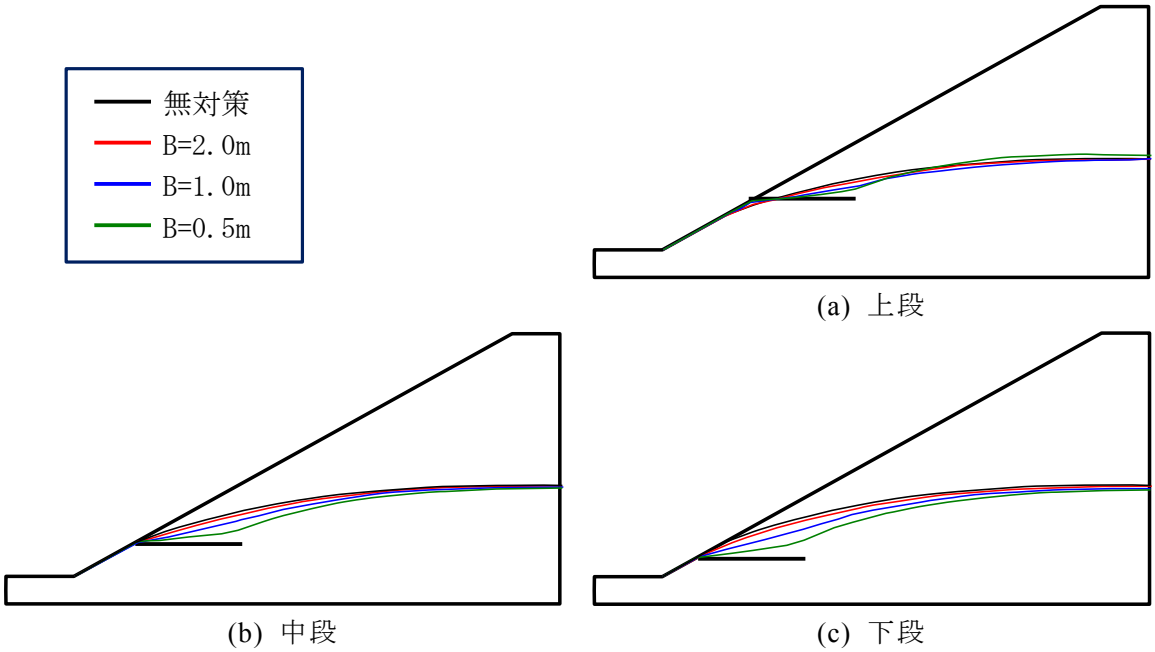


図-4.4.21　降雨開始から 27 時間後の地下水位分布図

表-4.4.10　降雨開始から 7 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	2.96			
上段		2.78	2.81	2.82
中段		3.58	4.85	6.73
下段		3.46	5.49	7.84

表-4.4.11　降雨開始から 17 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	4.65			
上段		5.25	6.23	7.45
中段		5.12	6.85	8.27
下段		5.03	6.58	8.65

表-4.4.12　降雨開始から 27 時間後の排水量（単位:cm^3/sec）

	無対策	B=2.0m	B=1.0m	B=0.5m
無対策	3.59			
上段		3.65	3.78	3.97
中段		3.80	4.26	4.59
下段		3.85	4.47	4.89

(3) 2015 年台風 18 号における排水パイプの効果検証

a) 台風 18 号における降雨状況

前項で検証した擬似三次元モデルを用いて，2015 年 9 月 7 日に発生した台風 18 号における排水パイプの効果を検証する．

台風 18 号は，2015 年 9 月 7 日に発生し，9 月 8 日 10 時ころに愛知県に上陸した．同日 14 時に日本海に達した後，同日 21 時に温帯低気圧に変わった．台風 18 号から，秋雨前線に暖かく湿った空気が流れ込み，台風の接近前から中国地方から東北地方にかけての広い範囲で大雨となり，和歌山-40 においても秋雨時期の 9 月 6 日 18 時に 40mm，台風上陸時の 9 月 8 日 4 時に 14.5mm/mm，総雨量約 16,000mm の降雨があった．**図-4.4.22** に 2015 年 1 月から 2016 年 3 月までの和歌山-40 における降雨と盛土内地下水位を示す．同図には前述の電気比抵抗探査の実施時期も記載している．

台風通過後の 9 月 9 日に地下水の観測と排水パイプからの排水流量を確認した．ここでは，9 月 7 日からの秋雨と台風 18 号の実降雨を入力条件として，9 月 9 日までの期間の非定常浸透流解析を行い，地下水位分布と排水流量を解析値と実測値を比較した．

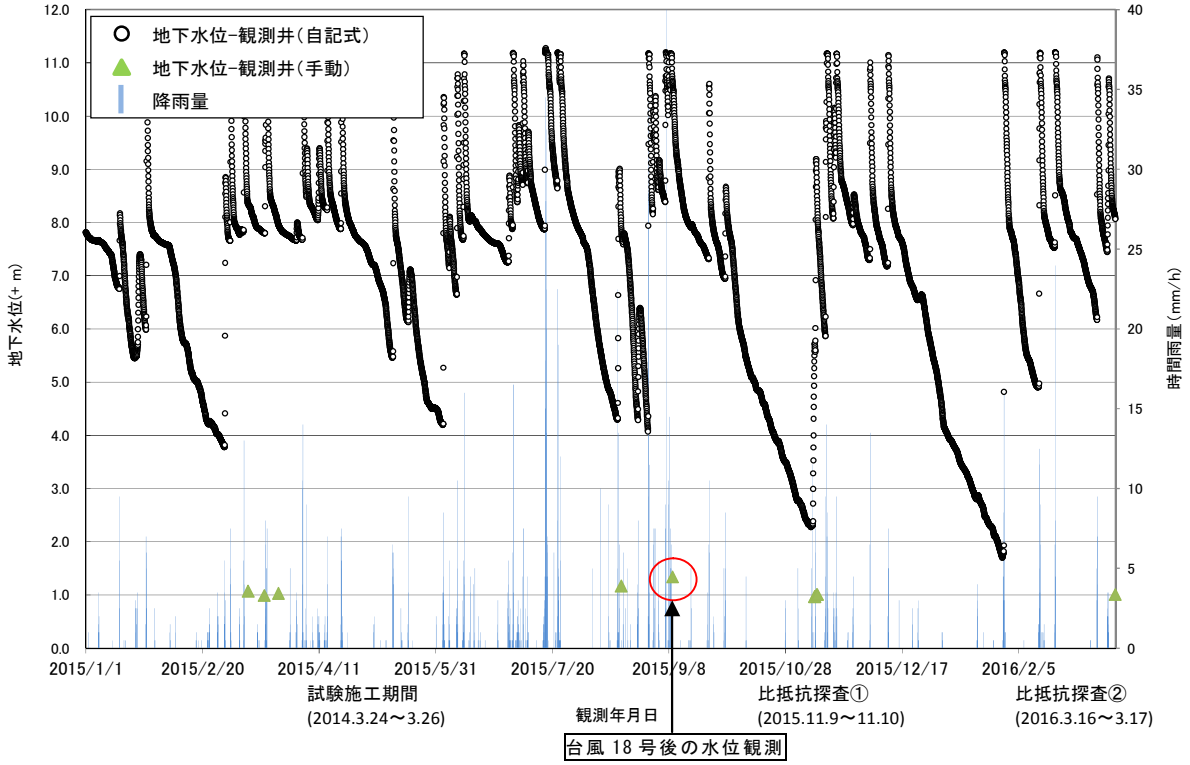


図-4.4.22　和歌山－40 における降雨と盛土内地下水位

b) 解析条件（降雨条件）

擬似三次元モデルの解析条件は，前項 4.4(2)のモデルを同じ条件とし，降雨条件のみ**図-4.4.23** に示す降雨強度とする．なお，**図-4.4.23** は降雨強度を平均化している．

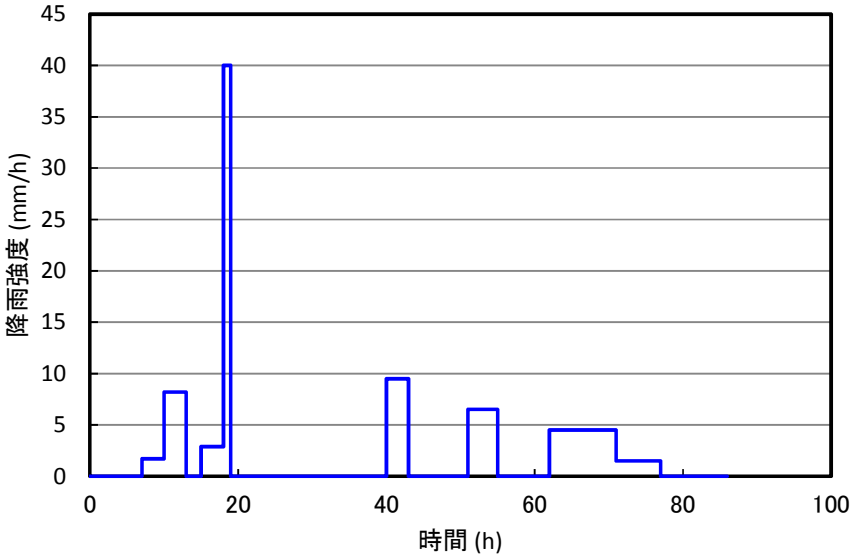


図-4.4.23　入力降雨強度

c）解析結果

解析結果を**図-4.4.24** に示す．**図-4.4.24** は解析開始から 86 時間後の地下水位分布で，9 月 9 日の地下水位観測時に当る．手動による地下水位と流量測定は，台風時に実施することができず，台風通過後に実施した．このとき，排水パイプからの排水を確認できたパイプと確認できなかったパイプがあり，排水パイプを設置した 15m 区間（排水パイプ 15 本）の総流量は 180cm^3/h(1.8×10^{-4}m^3/h)であった．1m 当りの断面に換算すると実測流量は，1.2×10^{-5}m^3/h/m で，解析結果の 1.08×10^{-5}m^3/h/m と同程度の値であった．また，観測井位置での実測値と解析値の水位差は，わずかに 35mm であった．以上のことから，擬似三次元モデルは，実盛土における台風通過後の状態を精度よく再現できており，擬似三次元モデルを用いた排水パイプの効果予測が有効であることを確認した．

実流量　　：1.2×10^{-5}m^3/h/m
解析流量　：1.08×10^{-5}m^3/h/m

観測井位置における実測水位：GL-66.0cm
観測井位置における解析水位：GL-69.5cm

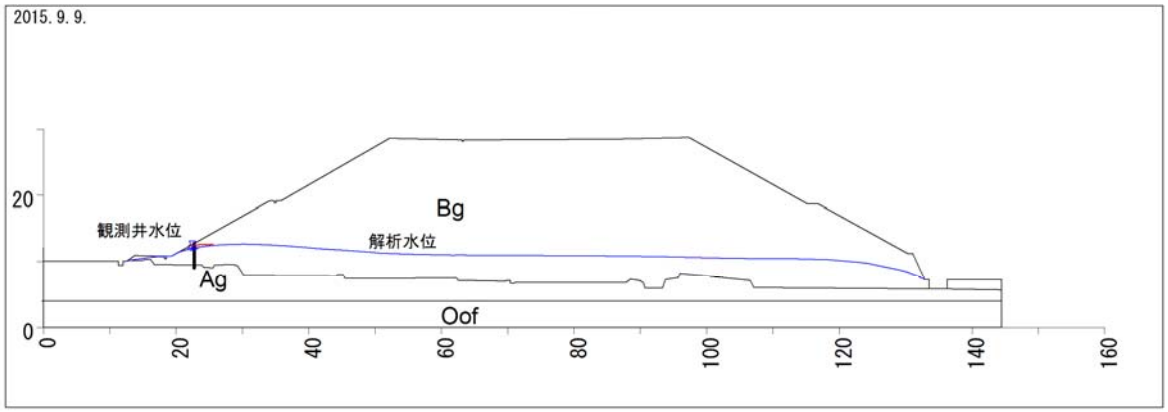


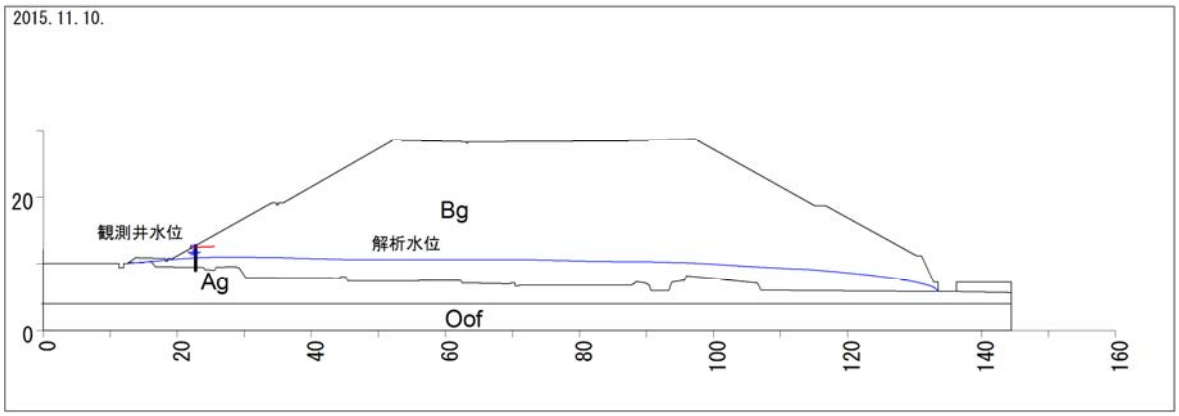
図-4.4.24　擬似三次元モデルによる台風 18 号通過後の解析結果

(4) 比抵抗探査結果の検証

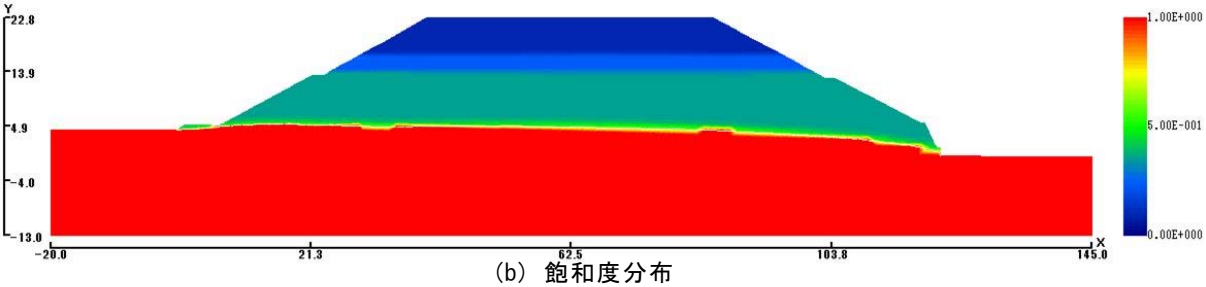
ここでは，擬似三次元モデルによる対象盛土の比抵抗探査結果の検証を行う．比抵抗探査を実施した 2015 年 11 月 10 日（1 回目）と 2016 年 3 月 17 日(2 回目)の降雨状況を入力条件とし，比抵抗探査を実施した時間での解析結果と排水パイプのある 2-Line の比抵抗探査結果を比較する．1 回目の解析結果を**図-4.4.25** に，2 回目の解析結果を**図-4.4.26** に示す．

両探査時には排水パイプからの排水は確認されなかった．擬似三次元モデルにおいても排水パイプからの排水流量はほとんど 0 であった(台風 18 号での解析値より 2 オーダー小さい)．地下水位は，観測井位置で，実測値と比較して 1 回目で 870mm，2 回目で 1139mm 解析値が低かった．これは，排水パイプの下ののり尻部に宙水を含む粘性土層が存在し，のり尻からの排水が解析に比べて時間を要することに起因すると考えられる．

比抵抗探査結果と擬似三次元モデルによる解析結果の比較を**図-4.4.27** および**図-4.4.28** に示す．**図-4.4.27** は 1 回目の結果，**図-4.4.28** はは 2 回目の結果を示している．比抵抗探査では，のり面表層への降雨浸透により飽和度が上昇し，降雨後に排水パイプからの排水により飽和度が下がっている状況が見られ，1 回目と 2 回目の降雨量の差が表れている．解析結果についても 1 回目と 2 回目の降雨量の差は若干確認できる．比抵抗値から飽和度（または含水率）を推定することは困難 [4)]で，比抵抗値と含水率の関係 [5)]から比抵抗値の分布と飽和度の分布は同一形状にはならない．比抵抗分布と解析における飽和度分布の形状は異なっているが,1 回目と 2 回目の降雨量の差は定性的には評価できている．ただし，比抵抗探査ではのり面勾配と平行に比抵抗値が変化し，解析では地下水位面と平行に飽和度が変化している．比抵抗分布と解析における飽和度分布の形状の差は，実盛土が不均質であることに対し，解析モデルは均一であることに起因していると思われる．また，実盛土はスレーキング性の材料を使用しており，スレーキングの進行に伴う透水係数の局所的な低下と不均質性の拡大も原因と考えられる．さらに,「4.2(4) 盛土内地下水位観測」に見られた地下水の滞留現象は，経年の降雨履歴によるもので，解析モデルの境界条件にも降雨履歴を考慮した初期設定が重要であることを示唆している．

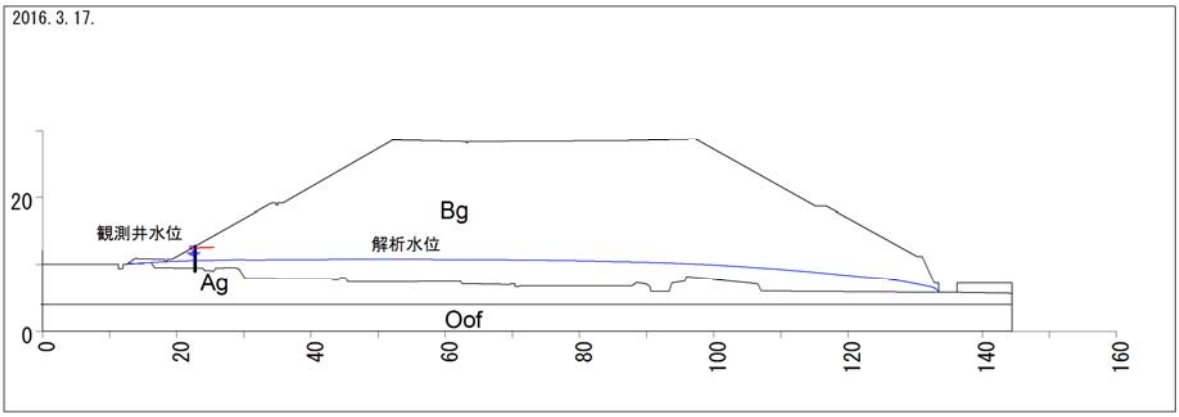


(a) 水圧分布

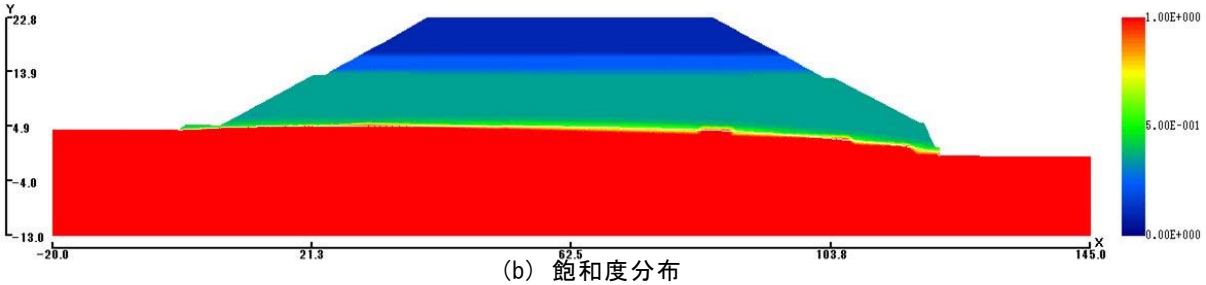


(b) 飽和度分布

図-4.4.25　擬似三次元モデルによる比抵抗探査時(1 回目)の解析結果

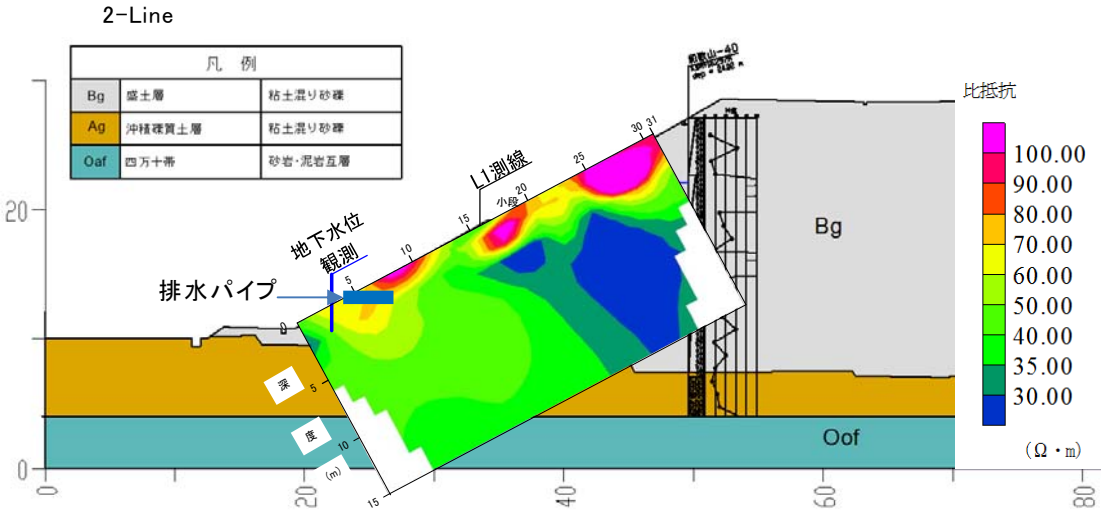


(a) 水圧分布

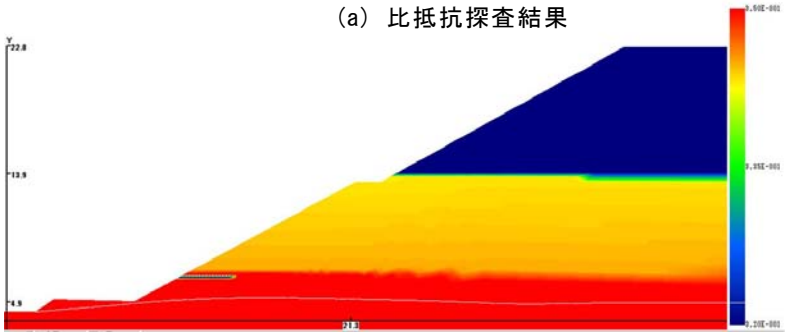


(b) 飽和度分布

図-4.4.26　擬似三次元モデルによる比抵抗探査時(2 回目)の解析結果

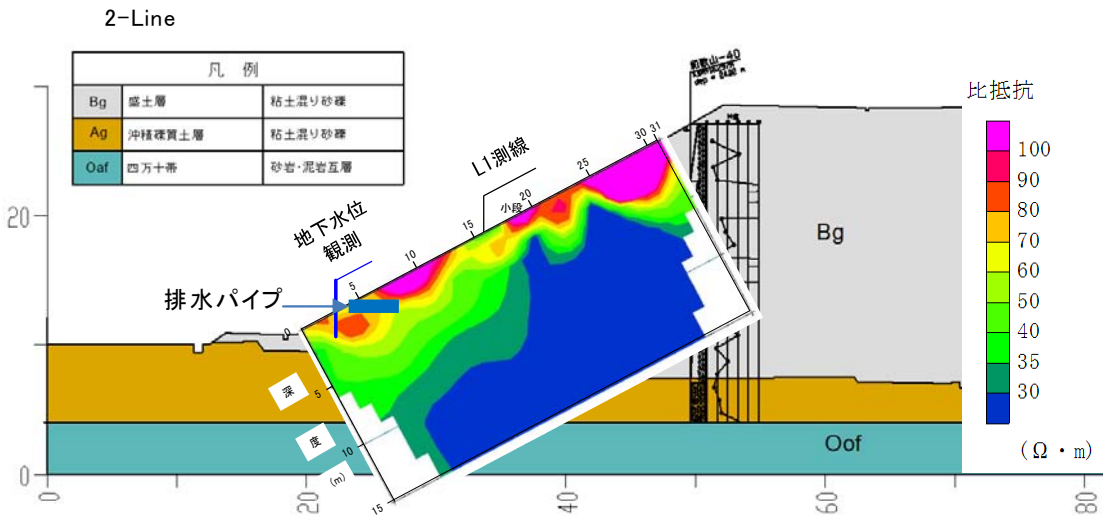


(a) 比抵抗探査結果

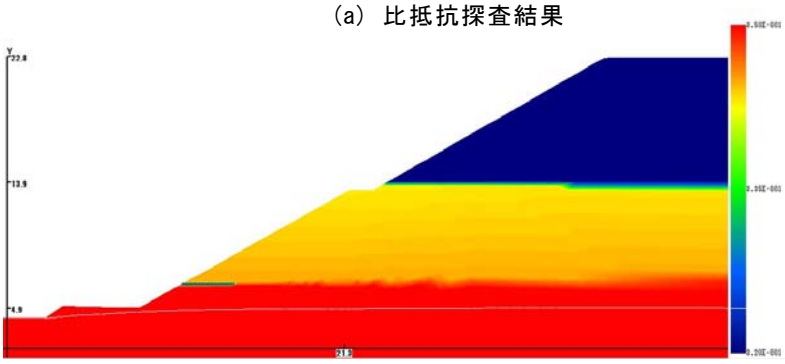


(b) 解析結果

図-4.4.27 比抵抗探査時結果(1 回目)と擬似三次元モデル解析結果の比較



(a) 比抵抗探査結果



(b) 解析結果

図-4.4.28 比抵抗探査時結果(2 回目)と擬似三次元モデル解析結果の比較

4.5 第４章のまとめ

高速道路の実盛土に対して，排水パイプの試験施工を行い，擬似三次元化手法の検証と排水パイプの排水性能を評価した．

排水パイプの試験施工には，盛土内地下水位が高く，対策が必要な盛土を選定した．この盛土に対し，盛土内の含水状態を把握するため，電気比抵抗探査を実施し，排水パイプの有無による排水パイプの効果を確認した．さらに，擬似三次元モデルを対象対象盛土に適用し，擬似三次元モデルの検証を行うとともに，このモデルを用いて比抵抗探査結果の評価を行った．

・排水パイプ試験施工

対象候補から耐震性評価でも飽和時の残留変位量が大きく，地下水位排除工法の効果が大きい盛土であると考えられる和歌山-40 を選定し，排水パイプを 15 本(1m 間隔)で設置した．

地下水位観測結果からは，2013 年以降は平常時の最低水位が徐々に高くなっている傾向が見られ，降雨時に上昇した地下水が低下しきれず滞留している可能性が高い．

・電気比抵抗探査による盛土内含水状態の把握

排水パイプが施工されている盛土を対象に盛土内の地下水（含水）状況の推定および排水パイプの効果確認への適用性を検討するため，電気比抵抗探査を実施した．また，地下水位の変化について検証するため，時期を変えて探査を計画することとし，降雨期と非降雨期の 2 回実施した．

その結果，飽和度が高い状態であれば地盤の比抵抗値は低く，乾燥していれば地盤の比抵抗値は高いとされることから，対象盛土地盤の比抵抗値は，地盤の含水状態を反映していることを確認した．また，1 回目・2 回目とも排水パイプが施工されている測線（2-Line）と排水パイプ施工外の測線（3-Line）を比較したところ，排水パイプの上部で比抵抗値が高く測定されている．これは，排水パイプにより降雨浸透を排除し，含水率の上昇を抑制してしいる（含水率の低下を促進している）ものと推定され，排水パイプの効果が確認できた．なお，電気比抵抗探査については，従来から課題となっている比抵抗値と地盤の飽和度の関係を整理し，適用性をさらに検討していく必要がある．その際，盛土の締固め度や土質の違いが空隙率の違いとなり，同じ飽和度でも異なった比抵抗値を示す場合があることに留意する．

・擬似三次元化手法による検証

飽和－不飽和浸透流解析により，対象盛土に対する擬似三次元モデルの再現性を確認することができた．排水パイプの排水効果は，地下水位が上昇する降雨時に大きく得られる．設置場所が同じ場合，設置間隔が狭いほど，パイプ周辺で大きく地下水位が低下する．

排水パイプ打設位置によって，排水パイプの効果が異なるため，十分に設置位置を検討することが重要である．3 つの降雨パターンを設定し，飽和－不飽和浸透流解析を実施することで，実降雨を与えたときと類似した地下水位分布を捉えることができた．

以上の結果より，擬似三次元化手法を適用することで，常時，降雨時の排水パイプの効果を評価できる．

9 月 7 日からの秋雨と台風 18 号の実降雨を入力条件として，9 月 9 日までの期間の非定常浸透流解析を行い，地下水位分布と排水流量を解析値と実測値を比較した．その結果，擬似三次元モデルは，実盛土における台風通過後の状態を精度よく再現できており，擬似三次元モデルを用いた排水パイプの効果予測が有効であることを確認した．

比抵抗探査結果と擬似三次元モデルによる解析結果を比較した結果，降雨後に排水パイプからの排水により飽和度が下がっている状況が見られ，1 回目と 2 回目の降雨量の差を確認した．ただし，比抵抗分布と解析における飽和度分布の傾向が異なっており，盛土の不均質性だけでなく，地下水の滞留現象にもに起因している．地下水の滞留現象は，経年の降雨履歴によるもので，解析モデルの境界条件にも降雨履歴を考慮した初期設定が重要であることを示唆している．

参考文献

1) 島裕雄，梶間和彦，神谷英樹：比抵抗映像法，古今書院，1995.
2) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)，pp.50-56，2012.
3) 西垣誠，竹下祐二：室内及び原位置における不飽和浸透特性の試験及び調査法に関する研究，岡山大学工学部土木工学科，1993.
4) 高倉伸一，吉岡真弓，内田洋平，石澤友浩，酒井直樹：比抵抗モニタリングによる盛土中の水分変化の推定，物理探査，第 65 巻第 4 号，pp.223-236，2012.
5) 澤﨑雅之：比抵抗による土の締固め管理に関する実験的研究，福井工業大学研究紀要，第 41 号，pp.215-223，2011.

第５章　結論

2009 年の駿河湾を震源とする地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震では盛土への被害が多数発生し，道路盛土の耐震性の確保が必須とされ，早急な道路盛土の耐震性能の評価と効果的な対策の実施が望まれている．また，高速道路では，今後，大規模更新・大規模修繕が予定されており，盛土も対象であることから，その実務的な耐震性能の評価および対策が必要とされている．ここで，道路盛土の耐震性能は，従来の安全率による評価でなく，地震時の残留変位量で評価されるが，土構造物の重要度により許容変位量は異なる．そのため，残留変位量の予測では高い精度が求められる．一方，安定性向上対策の一つである排水パイプは実績が多いにもかかわらず，その設計法は確立されておらず，経験的手法に頼っているのが実状である．そのため，対策効果の予測や確認をすることなく計画された排水パイプにおいては，対策効果の信頼性が高いとは言い難い．そこで，本研究では，道路盛土の残留変位量の予測法である Newmark 法の精度と信頼性の向上，耐震性能の向上技術である排水パイプの設計法の確立と対策効果の検証，およびこれらの成果に基づき，机上調査段階における残留変位量の簡易評価手法の開発を行った．

第 1 章では，研究の背景として，盛土の耐震性評価の重要性と簡便に地震時の残留変位量を算出できる評価手法である従来型 Newmark 法の課題と問題点を挙げ，精度向上のために盛土内の加速度増幅特性を考慮することが必要であることを述べた．

また，大規模更新・大規模修繕では膨大な数の盛土を扱うため，容易に危険な盛土を抽出できる簡易評価法の必要性も述べた．

一方で，排水パイプの設計法は確立されておらず，経験的手法によってのが現状であり，設計法の確立は急務である．

ここでは，研究の背景と現状の課題について整理するとともに，既往の研究に対する本研究の位置づけと本研究の目的を示した．

第 2 章では，地震時における道路盛土の耐震性能評価法の精度向上を目的として，盛土の地震時応答特性を考慮して提示されている改良 O 型 Newmark 法の実務的な適用性と優位性を検証するとともに，道路盛土の残留変位に及ぼす地震動の影響について検討した．その際，既往の経験地震における盛土の変状の履歴から土質定数を設定することにより，後にその盛土が被災した別の地震における変状の再現を行った．その結果，破壊形態および残留変位量は実被害に近い結果となり，改良 O 型 Newmark 法の実務的な適用性を明らかにした．また，NEXCO 西日本管内の 5 箇所の実盛土を対象に，改良 O 型 Newmark 法と NEXCO 型 Newmark 法による解析結果を比較し，改良 O 型 Newmark 法により算定された残留変位量が，すべての対象盛土において NEXCO 型 Newmark 法より大きい値となること，かつその差はわずかで過剰設計ではない合理性を示すとともに，すべり面の位置を一意的に決定できることを明らかにした．さらに，レベル 2 地震における従来の設計法ではタイプ II 地震動を用いると安全側の評価となるとされていることに対し，タイプ I とタイプ II の地震動による残留変位量の大小関係が許容変位量に近い値で逆転することを明らかにし，タイプ I の地震動による耐震性能評価の必要性を示した．また，得られた降伏震度と残留変位量の関係から，レベル 2 地震動における残留変位量の簡易推定法を提案し，机上

調査段階において,耐震性が低い道路盛土を抽出する概略検討に有効であることを示した.

第 3 章では，道路盛土の耐震性能向上のための盛土内の地下水排除工法である排水パイプの設計法の確立を目的に，排水効果の解析手法として擬似三次元化手法を提案した．排水パイプの設計法の確立は，耐震性能の向上技術に必要であるだけでなく，排水パイプの効果を予測することは第 2 章で示した耐震性能の評価法の信頼性向上にも不可欠である．まず，室内での土槽実験を行い，対象盛土の透水係数に対する擬似三次元モデルで排水パイプをモデル化した透水層の透水係数の比を，排水パイプの打設間隔と敷設長から簡易に算出できる等高線図を提示した．次に，実盛土を対象に擬似三次元化手法を適用することにより，常時・降雨時の排水パイプの効果を定量的に評価できることを検証した．加えて，従来の経験的手法では示すことのできなかった排水パイプの効果的な配置計画について解析例を示した．さらに，概略検討での排水パイプの排水効果や任意方向に複数の井戸を設置した場合にも対応できる簡易計算手法を提案し，その適用性を明らかにした．

第 4 章では，第 2 章で耐震性能評価を行った実道路盛土の中から，対策が必要とされ，かつ対策により地震時の安定性が確保できる 1 箇所の盛土を対象として，排水パイプの試験施工を行い，第 3 章で提案した排水パイプの擬似三次元化手法による排水効果の評価を行った．現場実証実験では，降雨期および非降雨期において電気比抵抗探査を実施し，両者の計測結果の比較から盛土の含水状態の変化の把握を試みた．その結果，排水パイプの対策区間と非対策区間の断面における比抵抗分布の差から，排水パイプの効果を確認するとともに電気比抵抗探査が盛土内の含水状態を把握する手法として適用できる可能性について示した．また，対象盛土に対する擬似三次元モデルを設定し，この擬似三次元モデルを用いて，2015 年 9 月の台風 18 号の通過前後の降雨条件における非定常浸透流解析を行い，擬似三次元化手法による排水パイプの排水効果の評価を行った．その結果，実盛土におけるのり尻の地下水位やパイプからの排水流量などの台風通過後の状態の再現性を把握し，擬似三次元化手法が排水パイプの効果予測に有効であることを示した．また，降雨期と非降雨期に実施した電気比抵抗探査結果との比較では，盛土の飽和度分布に相違が見られ，実盛土の不均質性を考慮したモデル化および擬似三次元モデルの初期境界条件の適正な設定の必要性を示した．

以上，盛土の耐震性能評価法の信頼性の向上を目的として，現状での耐震性能評価法の精度向上と盛土内地下水排除工実施後を想定した対策後の耐震性能評価，耐震性能向上技術としての排水パイプの設計法の課題・問題点に対して擬似三次元化手法を提案し，大規模地震対策検討の各段階における新たな評価手法の提案と検証を行った．この結果，道路盛土の大規模地震対策全体での耐震性能の評価法および対策技術の信頼性の向上を図ることができると考える．

最後における今後の課題を以下に述べる．

改良 O 型 Newmark 法は，盛土の地震時増幅特性を考慮することにより残留変位量を精度良く予測するための手法として実務的な適用性と優位性を示したが，精度の高い予測には盛土および基礎地盤の適切なモデル設定が重要となる．本研究では既往の経験地震による変状を再現することで適切なモデルを設定した．耐震性能評価の信頼性向上には適切な

モデル設定のスキーム構築とモデルの精度に対する評価結果の信頼度の指標（例えば予測値の最小値～最大値）が必要である．

排水パイプの設計においては，排水ボーリングなど異なる径のストレーナと開口率に対する設計法の拡張が課題となる．擬似三次元化手法では，改良 O 型 Newmark 法のモデル設定と同様に，実盛土の性状をどこまで忠実にモデルに反映できるかが，予測精度の成否にかかわる．擬似三次元モデルの設定には，地盤の不均質性，盛土内の滞水状態（高含水状態）の初期条件，および涵養源となる境界条件の把握が重要となる．

排水パイプの効果確認の手法として適用を試みた電気比抵抗探査については，従来から課題となっている比抵抗値と地盤の飽和度の関係を整理し，適用性をさらに検討していく必要がある．その際，盛土の締固め度や土質の違いが空隙率の違いとなり，同じ飽和度でも異なった比抵抗値を示す場合があることに留意する．さらに，排水パイプの長期的な性能・効果と経年による機能低下の有無を明らかにすることは，耐震性能向上技術の信頼性を示すためには必要である．

研究発表論文

主論文

1) 三好忠和，常田賢一：盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響に関する一考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4（地震工学論文集 Vol.33），pp.I_1018-I_1031，2014.
2) 三好忠和，常田賢一，魚谷真基，丹羽祥矢，吉川登代子：道路盛土のすべり変形評価における改良 O 型 Newmark 法の適用性の検証，Kansai Geo-Symposium 2015－地下水盤環境・防災計測技術に関するシンポジウム－論文集，pp.253-258，2015.
3) 三好忠和，常田賢一：盛土の耐震性評価における地震動の影響と残留変位量の簡易推定法について，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.72，No.4（地震工学論文集 Vol.35），pp.I_733-I_747，2016.
4) Tadakazu Miyoshi, Ken-ichi Tokida and Toyoko Yoshikawa: Application of Modified Newmark Method Considering Seismic Acceleration Amplification for Highway Embankment, 26th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-2016, pp.870-877, 2016.
5) Syunki Kitaguchi, Ken-ichi Tokida and Tadakazu Miyoshi: Design Method of Drain Pipe and Its Application for Full-sized Road Embankment, 26th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-2016, pp.902-907, 2016.
6) 三好忠和，常田賢一：道路盛土の耐震性評価における残留変位量簡易推定法の適用，Kansai Geo-Symposium 2016－地下水盤環境・防災計測技術に関するシンポジウム－論文集，pp.113-118，2016.

学会発表論文（口頭発表）

1) 三好忠和，常田賢一：盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響に関する一考察，第 33 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，No.4-548，2013.
2) 三好忠和，常田賢一：盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響について，土木学会第 69 回年次学術講演会，Ⅲ-019，pp.37-38，2014.
3) 三好忠和，常田賢一：盛土の地震時残留変位に及ぼす設計地震動の影響，土木学会第 70 回年次学術講演会，Ⅲ-337，pp.673-374，2015.
4) 三好忠和，常田賢一：大規模地震対策における盛土の耐震性評価事例と簡易評価法について，第 31 回日本道路会議，No.4017，2015.
5) 三好忠和，常田賢一：盛土の耐震性評価における地震動の影響と残留変位量の簡易推定法について，第 35 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，D21-841，2015.
6) 三好忠和，常田賢一：道路盛土の地震時残留変位量簡易推定法の適用について，土木学会第 71 回年次学術講演会，Ⅲ-283，pp.565-566，2016.
7) 三好忠和，常田賢一：道路盛土の地震時残留変位量簡易推定法の適用，第 51 回地盤工学研究発表会，No.570，pp.1139-1140，2016.

その他（連名発表）

1) 村上考輝，常田賢一，三好忠和：実盛土におけるすべり変位量と安全率の相関化，第 48 回地盤工学研究発表会，No.113，pp.225-226，2013.
2) 常田賢一，秦吉弥，三好忠和：性能評価のための道路盛土のすべり安全率とすべり変位量の相関化，第 33 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，No.1-401，2013.

3) 魚谷真基，常田賢一，秦吉弥，三好忠和：経験地震による変状を考慮した盛土のモデル化および改良 O 型 Newmark 法による残留変形量の評価，第 49 回地盤工学研究発表会，No.501，pp.1001-1002，2014.
4) 魚谷真基，常田賢一，吉川登代子，上出定幸，三好忠和：道路盛土のすべり変形評価における改良 O 型 Newmark 法の適用性の検証，第 50 回地盤工学研究発表会，No.563，2015.

謝　　辞

これまで地盤工学にかかわる課題や研究に取り組んできた中で，初めて地震の分野に足を踏み入れることになりました．土構造物の静的な安定や地下水の問題に携わってきた筆者にとって，動的問題は新鮮でありました．一方で途惑うこともあり，多くの方々のご指導，ご助言に支えられての研究でした．

本研究を進めるにあたり，指導教官である大阪大学大学院工学研究科 常田賢一教授には，6 年間に渡り，終始温かい励ましと熱心なご指導，ご鞭撻を頂いきました．ここに深く感謝を申し上げます．

大阪大学大学院工学研究科 鎌田敏郎教授，奈良敬教授には論文全般にわたり貴重なご指導とご助言を頂きました．ここに厚くお礼申し上げます．

大阪大学大学院工学研究科 秦吉弥助教には，地震研究についてのご指導やご助言を頂き，心より感謝を申し上げます．

大阪大学大学院工学研究科 魚谷真基君（現西日本高速道路株式会社），北口峻輝君（現中日本高速道路株式会社），吉川登代子さんはじめ，研究室卒業生の皆様には，共同研究で多大なご協力を頂き，心より感謝いたします．

現場実証実験では，排水パイプの施工および材料の手配にご尽力を頂きました岡三リビック株式会社 平原直征様をはじめ同社社員の皆様には心より感謝を申し上げます．また，電気比抵抗探査の実施とデータ整理にご協力頂きました応用地質株式会社 辻雅規様,比抵抗探査結果と浸透流解析結果との解釈について非常に有益なご助言を頂きました近畿大学理工学部社会環境工学科 河井克之准教授には，ここに厚くお礼申し上げます．

本研究の実施に際し，西日本高速道路株式会社 関西支社の関係者の皆様には，実盛土の各種データおよび実験サイトの提供など多大なるご協力を頂きました．ここに関係各位に感謝を申し上げます．

最後に，本研究に携わり，博士論文をまとめる機会を与えてくださいました西日本高速道路エンジニアリング関西株式会社 関係各位には，深い感謝の意を表して謝辞と致します．

2016 年 12 月 7 日　　三好　忠和