

新潟県中越地震での降雨の影響を考慮した被災盛土の検証解析

館山 勝* 松丸 貴樹* 篠田 昌弘* 小島 謙一* 堀井 克己**

Verification Analysis Considered the Effect of Rainfall of the Railway Embankment Seriously Damaged in the Mid Niigata Prefecture Earthquake

Masaru TATEYAMA Takaki MATSUMARU Masahiro SHINODA
Kenichi KOJIMA Katsumi HORII

During the Mid Niigata Prefecture Earthquake, many railway embankments were seriously damaged. This is mainly due to reduction of the strength of backfill soil of embankments caused by the increased precipitation from heavy rainfalls of a typhoon prior to the foregoing earthquake. To evaluate the adverse effects of the rainfall and earthquake on the collapsed embankments, the authors conducted an infiltration analysis, dynamic analysis, and seismic residual deformation analysis using Newmark's sliding block method. This paper describes the outline of the collapsed embankment and the results of verification analysis.

キーワード：新潟県中越地震，被災盛土，検証解析，浸透流解析，地震応答解析，ニューマーク法

1. はじめに

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震は、多くの土構造物に被害¹⁾をもたらした。鉄道の土構造物の被害は、JR上越線、信越線を中心に、盛土崩壊、路盤陥没、道床流出、橋台背面の沈下などが発生したが、その多くは、信濃川の河岸段丘部分で発生しており、過去にたびたび降雨による土砂崩壊などの災害が発生した箇所と重なっている。特に直前の10月20日には台風23号が通過していることから、直前の降雨が今回の地震被害に大きく影響を及ぼしたとの指摘がなされた。しかしながらこれまで、実設計や被害解析において、降雨の影響までも考慮した詳細な検討はなされていない。

そこで、上越線221km000m付近の被災盛土を対象とし、浸透流解析、動的応答解析、地震時残留変形解析を連成することによって被災盛土の詳細な検証を試みた。

2. 検証対象盛土の概要

図1に盛土の崩壊略図を、図2に実際の崩壊状況を示す。検証の対象とした被災盛土は天王トンネルの終点方約500mの信濃川の河岸段丘上部に位置し、隣接する国道17号線ともども崩壊した事例²⁾である。上下線の盛土が延長約65m、高さ約4～12mにわたって崩壊（崩壊土量約13,000m³）した。崩壊の最上部は、上越線に並行

して走る国道17号線の路面であり、車道中央の舗装面が陥没した。また、盛土尻部には重力式擁壁が設置されていたが、崩壊土塊ともども下方に押し流された。

当該箇所は信濃川右岸に位置する崖状に攻撃侵食された谷地形であり、信濃川へと注ぐ石田川の溜まり池をのり尻とした比高約40mの谷渡り盛土区間であった。地質は、基盤が中粒砂岩であり、上層に割れ目の多いシルト岩が堆積し、その上部に礫混じり砂質土材による盛土が設置されていた。この箇所を検証対象盛土とした。

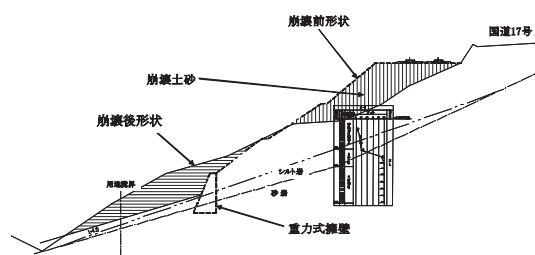


図1 上越線221km000m付近盛土崩壊略図



図2 上越線221km000m付近盛土崩壊状況

* 構造物技術研究部（基礎・土構造）

** (株)複合技術研究所

特集：防災技術

3. 検証解析の流れ

図3に検証解析の全体の流れを示す。この解析の着目点は、地震直前の10月20日に通過した台風23号の影響を加味して被災盛土の耐震性を評価することにある。このため検証解析は、降雨の影響を飽和・不飽和浸透流解析で評価するとともに、動的解析によって被災盛土の地震時における動的応答を精緻に評価することとした。それら2つの解析結果を用いてニューマーク法による地震時残留変形解析を実施し、実際の被災程度と比較し、耐震性を検証した。

実際の手順としては、まず始めに被災盛土の未崩壊箇所から盛土材をサンプリングし、三軸圧縮試験によって盛土の飽和・不飽和強度、動的変形特性などを定めた。次に、動的解析によって得られた各要素の平均加速度波形を用いて滑動土塊内の等価加速度波形を求めた。また、降雨の影響に関しては浸透流解析によって盛土内の飽和度分布と水位線を定めた。それら結果をニューマーク法に反映させ、地震時残留変形量を算出した。

検証解析の全体手順は以上の通りであるが、詳細については次章以降に記載する。

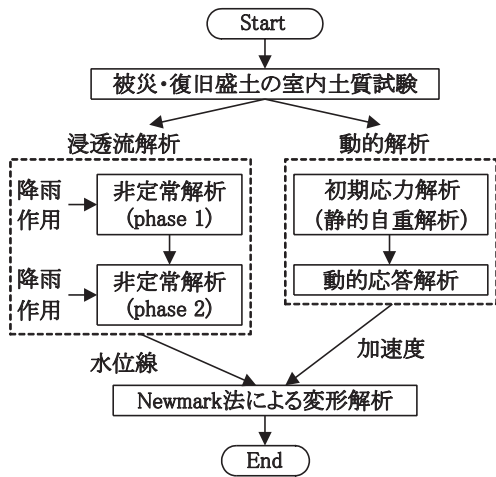


図3 検証解析の全体フロー

4. 浸透流解析による降雨の影響評価

4.1 解析方法

浸透流解析は、地震発生時点における盛土や地盤の飽和度分布、水位（浸潤）面を求めることを目的として実施した。これは、地震発生3日前に通過した台風23号の影響で盛土内の飽和度が上昇しサクシオンの低下を招き、それに起因して盛土の耐震性が低下し被害が増大した懸念があるため、検証を行うに際しこれらの影響を考慮したものである。

ここで、浸透流解析に用いた盛土の透水係数 k および間隙比 e は、現場採取された試料から土質試験によって

求めた ($k=1.06 \times 10^{-5}$ cm/sec, $e=0.878$)。また、飽和・不飽和浸透解析では土の不飽和浸透特性をモデル化する必要があるが、本解析ではVan Genuchtenモデル³⁾による水分特性曲線 ($\Theta \sim h$, $\Theta \sim K_r$ 関係)を用いた。本モデルは以下の式で与えられる。

$$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (1)$$

$$K_r(\Theta) = \Theta^{1/2} \{1 - (1 - \Theta^{1/m})^m\}^2 \quad (2)$$

ここに、 Θ ：相対含水率、 h ：サクシオン

α, n, m ：実験的パラメータ

$K_r(\Theta)$ ：比透水係数

(1)式における実験パラメータ (α, n, m) は、通常、実際に測定した水分特性曲線に対してフィッティングを行うことによって定めるものである。しかし、本解析で対象とする盛土材料の水分特性に関する試験は行っていないため、今回はUSDA（米国農務省）基準の土性分類に対応した文献値⁴⁾を採用した。

解析に用いた降雨データは、定常状態を定める浸透流解析 (phase1) と、地震直前における浸透流解析 (phase2) の2段階に対して設定した。phase1に適用した降雨は、付近の観測データから年平均降雨量2500mm、年間降雨日数約100日と想定し、2日無降雨、1日降雨 (20.5 mm/day) のパターンを3000日間繰返して与えた。これにより、phase1の解析で盛土内は概ね定常状態に達した。phase2では台風23号を含む地震直前までの観測雨量を用いて降雨浸透状態を評価した。図4にphase2で用いた降雨データを示す。この解析では、10月23日の地震発生直前 (2004年9月1日～10月22日) までの52日間の小千谷における実観測降雨を与えた。

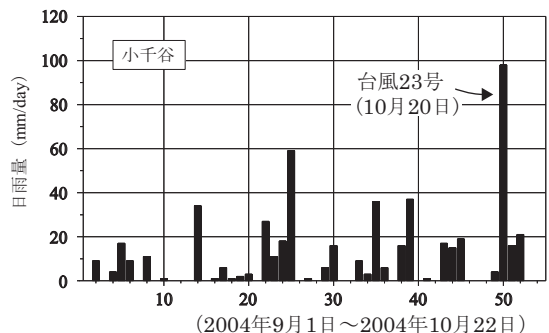


図4 phase2で用いた降雨データ

図5に対象盛土の解析モデルを示す。モデル断面外形は、水平方向が90m、天端高31mである。有限要素は3節点を有する三角形要素を用いた。物性は、コンクリート、盛土材、風化シルトの3種類とし、風化シルトの下端を不透水境界とした。コンクリートや舗装部については、特に物性値を設定せず、境界条件を不透水とした。また、道路面や鉄道面には排水工が設置されていたが、

地震直前の降雨が排水能力を越えていた可能性があること、もしくは谷部での3次元的な水廻りや地山からの浸透水で、盛土と地山の境界面（風化シルト岩）が水みちとなることが懸念されたため、国道盛土および鉄道盛土の右端部の排水工位置において、湛水面の設定の有無による比較検討を行った。つまり「湛水条件なし」は、降雨浸透が2次元的に生じた場合の解析であり、「湛水条件あり」は、地形効果や排水不良により盛土と地山との境界部に水位面が発生する状況を想定した解析である。

盛土材料の透水係数は、現場採取された試料から求めた透水係数に基づき、被災盛土が 1.06×10^{-5} cm/s、風化シルト岩が 1.00×10^{-3} cm/s とした。

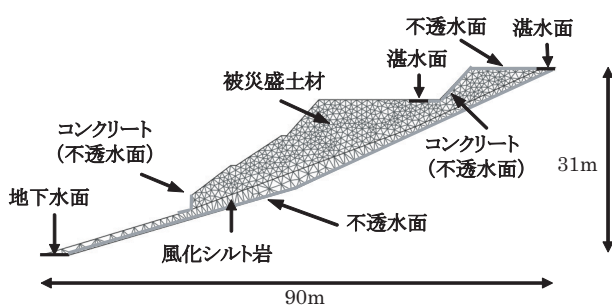


図5 221km000m 被災盛土の解析モデル

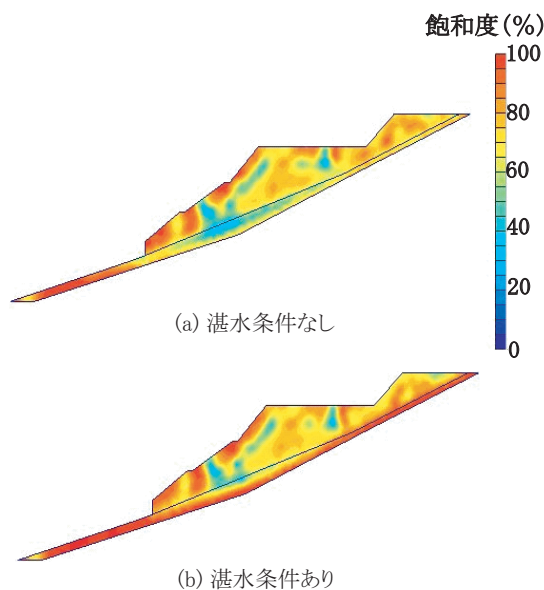


図6 被災盛土の地震直前の解析結果

4.2 浸透流解析結果

図6に phase2（地震直前における降雨浸透解析）の飽和度の分布を示す。この解析によると、降雨量に対して「(a) 湛水条件なし」の場合には、phase1 に比べて然したる変化は認められず、また、盛土底部と地山との境界面の風化シルト岩においても水位（浸潤）面が形成されていない。しかしながら、「(b) 湛水条件あり」の場合には、地震直前の降雨によって盛土底部と地山との境界面で水位面が形成されていることが確認できる。

地震が発生した時点の実際の浸透状況は知る術もないが、2つの解析の間に位置すると思われる。したがって、以降の解析では、降雨の影響を安全側に考慮するために「湛水条件あり」の結果を用いることとした。

5. 動的解析による盛土の地震時応答

5.1 解析方法

地震時における盛土の動的応答を求めるために、2次元応答解析を実施した。図7に解析モデルを示す。図中の○印に付した番号は、着目すべき箇所の接点番号である。断面形状・寸法、地層領域は前章の浸透流解析のモデルと整合させた。メッシュの全要素数は1828要素、全節点数は1848節点である。解析は静的自重解析によって盛土内の初期応力状態を求め（初期応力解析）、その応力状態において地震が作用したときの応答を動的解析によって求めた。

初期応力解析の境界条件は、下端固定、左右端鉛直ローラー、土の構成則は線形弾性体とした。動的解析の境界条件は、下端固定、左右端は水平ローラー、土の構成則は修正 GHE モデルを用いた。

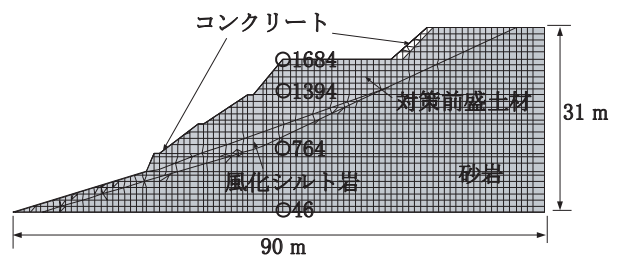


図7 動的解析モデル（221km000m 被災盛土）

ここで、修正 GHE (Modified general hyperbolic) モデルは鉄道総研で開発した地盤の非線形構成則であり、基準化せん断剛性とせん断ひずみ ($G/G_0 \sim \gamma$) 関係、減衰定数とせん断ひずみ ($h \sim \gamma$) 関係をよく表現する。このモデルは基本的に骨格曲線に双曲線モデルを、履歴則に Masing 則を適用しているが、(3)式に示すように通常の変曲線モデルに対して、初期剛性からピーク強度に至るまでの、広いひずみ領域で実験値とフィッティング可能となるように C_1 と C_2 により修正したモデルである。なお、詳細については文献(5)を参照されたい。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad (3)$$

$$h = h_{\max} \left(1 - \frac{\left| \frac{\tau_a}{\gamma_a} \right|}{G_0} \right)^{\beta_{ps}} \quad (4)$$

ここに、 τ / τ_f : 正規化せん断応力

γ / γ_r : 正規化ひずみ

特集：防災技術

- γ_r : せん断強度 τ_f を初期せん断係数 G_0 で除した規準ひずみ
- C_1, C_2 : 補正係数
- γ_a : 履歴曲線折り返し点のせん断ひずみ
- τ_a : 履歴曲線折り返し点のせん断応力
- β_{p6} : 実験パラメーター
- h : 減衰定数, h_{max} : 最大減衰定数

解析に先立ち、シルト岩や盛土材について、修正GHEモデルによるパラメーターの同定を行った。このモデルは通常のGHEモデルやR-Oモデルに比べ、特に大ひずみ領域での減衰が妥当に評価できることが確認されている。このため、大地震動に対する加速度応答を適切に評価できる。

入力加速度は、小千谷気象台の観測波を基盤位置 ($V_s=700\text{m/s}$) に等価線形化法により引き戻し、震源からの距離補正を施した波を当該箇所の基盤波とし、時刻歴非線形解析によって地盤面の入力加速度を推定した。

5.2 動的解析結果

本解析は、次章の地震時残留変形解析に用いる応答加速度を求めることを目的として実施したものである。図8は着目した節点（接点番号は図7参照）における加速度の時刻歴を示す。基盤位置（節点番号46）では最大加速度が665 galであり、盛土天端に近づくにつれ増幅していることが分かる。盛土肩部（節点1684）では加振から10.02秒で最大加速度988 galを示した。図9に盛土肩部の応答加速度が最大値を示した時点（10.02秒）における応答加速度のコンター図を示す。この図からも盛土天端に近づくにつれて応答加速度が増幅していることがわかる。

図10に盛土肩部の応答変位が最大を示した時点（10.07秒）の盛土全体の変形図を示すが、変形が大きいメッシュがつぶれかけている箇所がみられ、この解析法の限界に近い変形状況と考えられる。また図11は、鉛直方向、水平方向ともに他の地点と比較して変形量が大きい盛土肩部の変位の時刻歴であるが、それでも最大で12cm程度であり、実際の破壊状況とは比較にならないほど小さい。このため、大崩壊に対する変形評価を動的解析だけで実施するには限界があることが伺える。

6. 地震時残留変形解析

6.1 解析方法

盛土の地震時残留変位量は、ニューマーク法により求めた⁶⁾。この方法は、円弧

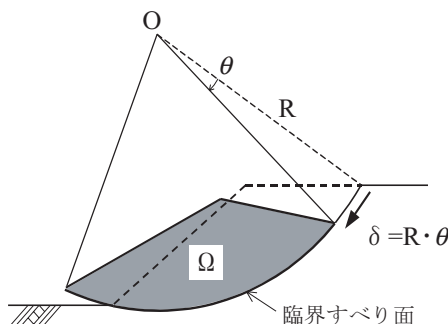


図12 滑動変位量の算定

すべり安全率が丁度1になった時点で、すべり面が形成され（臨界すべり面）、その時点以降は地震慣性力により滑動変位が発生するという考え方で盛土の地震時残留変形量を求める方法であり、耐震標準⁷⁾において既に採用されている。しかし、耐震標準では地表面設計地震動を入力波形として用いているため、盛土の動的応答は無視していることになり、ここでは簡便法と呼ぶ。これに対して、盛土の動的応答を考慮する方法を詳細法と呼ぶ。

盛土の動的応答が地形効果等により著しく増幅する場

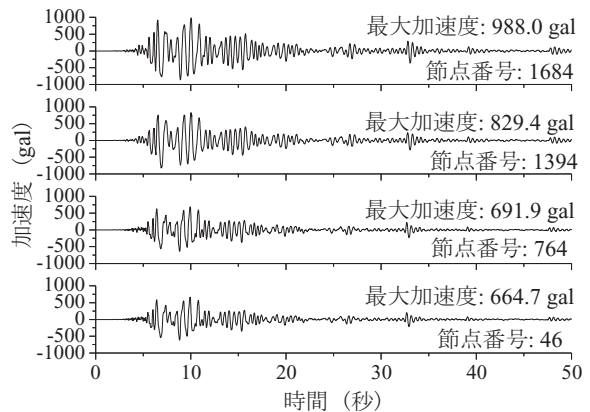


図8 着目した節点における加速度の時刻歴

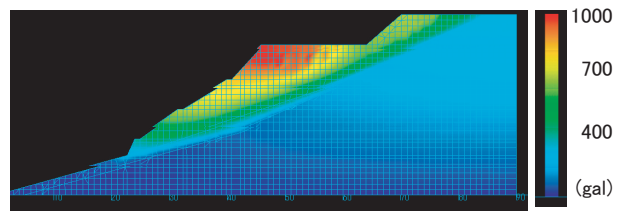


図9 10.02秒の応答加速度のコンター図

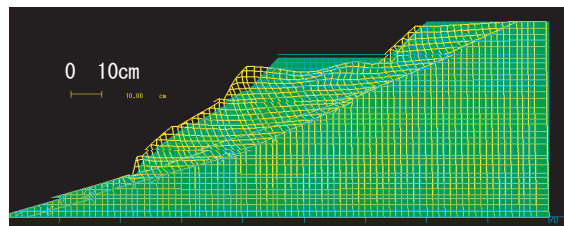


図10 10.07秒の変形図

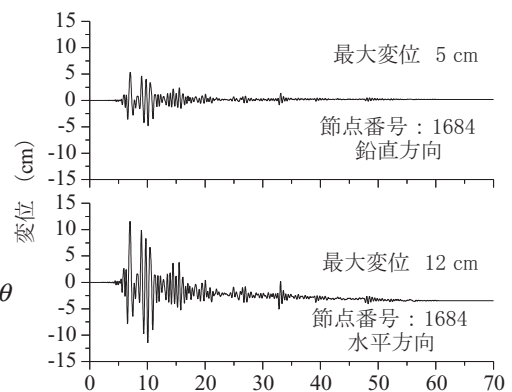


図11 盛土肩部の変位の時刻歴

合には詳細法が適切であると考えられる。ただし詳細法を行うためには、地震応答解析結果から時々刻々の地震動を求め、すべり土塊Ωに含まれる各節の応答加速度 α_i を節点支配面積 A_i で重み付けをして求めた平均水平加速度の時刻歴を算出する必要がある。これを重力加速度 g で除したものを等価水平震度 k_h と呼び、(5)式で定義される。

$$k_h(t) = \frac{1}{g} \frac{\sum_{i \in \Omega} A_i \alpha_i(t)}{\sum_{i \in \Omega} A_i} \quad (5)$$

なお、盛土の土質定数は実際の被災盛土から採取して土質試験を実施した結果を用い「湛水条件あり」として行った浸透流解析結果から、飽和度に応じた土の強度定数と水位面を設定することにより降雨の影響を考慮した。

6.2 解析結果

図13に上記の条件で計算した限界すべり面の位置を示す。これより、被災盛土の内的安定すべり面の降伏震度は0.025となり、降雨の影響を考慮した解析では、わずかな震度で滑り始める結果となった。降伏震度がゼロに近いことは、被災盛土が常時状態で限界平衡状態に近いことを示しており、ちょっとした誘因（例えば、地震でなくても、ちょっとした水位面の変動、間隙水圧の上昇など）により盛土が破壊する可能性があったことを意味している。

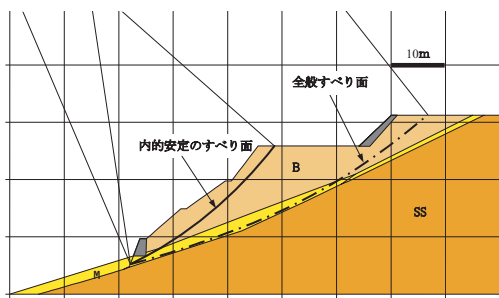


図13 被災盛土の限界すべり面

地山境界での全般すべり面に対して求めた逆算限界震度は湛水条件で0.16、非湛水条件で0.22であり、いずれも内的安定すべり面に対する限界震度よりはかなり大きい。実際の被災盛土の最終的すべり面は盛土と地山の境界で大きく滑っていたため全般すべりに近く、一見すると解析結果と整合していない。解析結果から当該箇所の盛土の破壊過程を推察すると、地震の発生とともに盛土のり尻部が先行破壊し、その後進行的に上部に破壊が及んだと推測される。しかしながら、臨界すべり面は与条件次第で変化するため、このサイトの実際の破壊過程の推定においては、さらにいろいろなケースで検討を進める必要がある。

次に、ニューマーク法による変形計算結果を図14に示す。図中下段から、入力加速度、超過加速度（降伏震度を超えた加速度）、超過加速度の1回積分、2回積分して求めた残留変位 δ の時刻歴である。被災盛土の降伏震度に対して、盛土土塊の等価加速度の最大値は約700galと

大きく、加速度波形の+側の波のほとんどに反応して残留変位が大きく累積する。この結果、滑動変位量は6.75mにも達している。盛土の高さは、円弧の上下端の鉛直距離より約20mであるので、滑動変位量は盛土高さの約3分の1に相当する。被災盛土の実際の破壊状態は流出を呈する形態であったので、本震に続いて起こった強い余震や盛土内の過剰間隙水圧の上昇の時間遅れなどによる変形の累積を考慮すると妥当な値である。

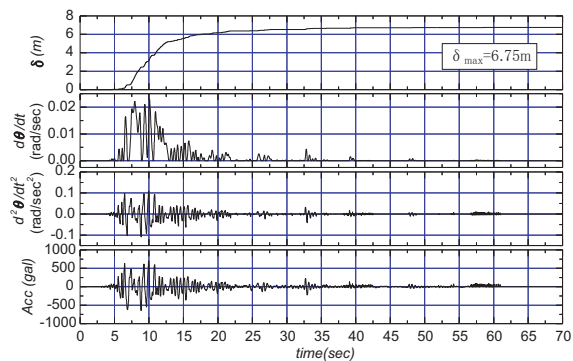


図14 被災盛土の残留変位解析結果

次に、簡便法による解析を参考までに実施した。前述したとおり、簡便法は地震応答解析による盛土の応答波形を用いないで地表面位置での加速度を与える方法である。すなわち簡便ニューマーク法の計算は、盛土内での加速度の増幅を無視し、地表面レベルの加速度波形が滑動土塊に一樣に作用するものとしている。

図15に簡便法の入力である地表面位置での加速度波形を示す。最大加速度は670galで卓越周期は1sec弱である。この波形は、詳細法で求めた滑動土塊の等価波形とさほど変わらない。つまり、動的解析では盛土肩部の応答加速度は988galと大きかったものの、この解析では、位相の影響などによって滑動土塊の等価加速度は、結局は地表面位置での加速度と同等であったことが確認できた。

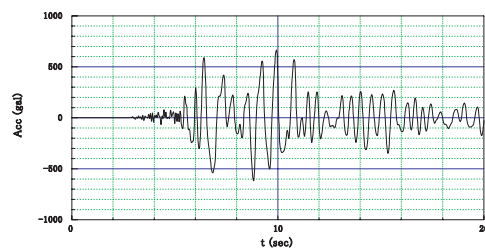


図15 簡便ニューマーク法に用いた入力波形

図16に簡便法によるニューマーク法の解析結果を示す。簡便法による滑動変位量は5.95mとなり、詳細法による6.75mにくらべて約1割小さくなっている。しかしながら、両者の差は小さいので、盛土の増幅が大きい場合は現行の設計法である簡便法で評価しても大きな違いがないことがわかった。

特集：防災技術

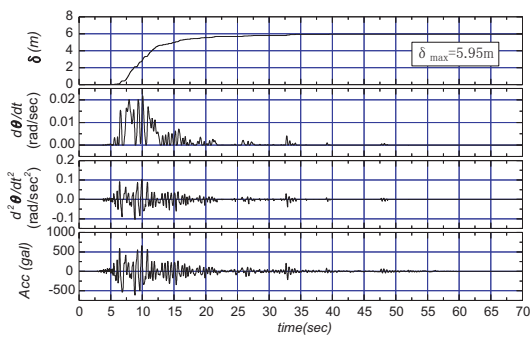


図 16 簡便ニューマーク法の解析結果

6.3 ニューマーク法に対する考察

ニューマーク法の適用性について考察する。簡便法は、設計地震動と安定計算に用いる入力データだけで地震時残留変形量の計算ができて、土構造物の耐震性能を簡便に評価できるという利点から実用性を備えている。簡便法はすべり土塊を剛体と仮定して、変形前の幾何条件で解析しているため、極端に大きな変形が生じるものに対しては適用できないにせよ、盛土の破壊規模を表す指標として有効であるといえる。それに対して詳細法は、地震時の増幅が大きい場合に地震応答解析を行って、ニューマーク法に詳細な入力波形を与える方法である。しかしそれとて、すべり面が発生した後ではすべり土塊の地震応答も変化すると考えられるので、入力波形として自信を持って詳細とは言い切れない。加えて、地震応答解析法は、地盤の動的特性が必要であり、モデル化、入力パラメータの決定、入力波形の設定など、多くの専門技術と解析労力を要するという難点もある。

以上の諸点から、レベル2地震動に対する耐震性能の評価法として簡便法は簡単で実務的な方法といえる。今後、さらに被害の事例解析をつみあげて、各種の要因に対応できるように適用性を拡大することが必要であると考える。なお、合理的な耐震診断法・耐震設計法の確立をはかるためには、大変形に適応する構成則の研究や複雑な破壊現象を精度よく追跡できる解析法の開発が望まれる。すなわち、地震応答挙動、すべり面の発生、大変形に追従しうる変形の累積といった一連の地震時挙動を追跡できる手法の研究・開発は不可欠であるといえる。

7. 結論

本検討は、新潟県中越地震で被災した丘陵地斜面の谷部に構築された鉄道盛土を対象にして、被災時の状況把握を確認するために、一連の検証解析を実施した。解析は、地震に先行した台風23号の降雨の影響を把握するために降雨浸透解析を行って盛土の湿潤状況を推定し、ついで、斜面上の高盛土に鑑みて地震応答解析を行って盛

土の動的応答を求め、これらの結果に基づいて、地震時の安定・変形解析を実施した。地震時安定解析は極限平衡法によって、地震時の残留変位解析は円弧すべりに適用したニューマーク法によって実施した。

この結果、上記の連成解析を実施することにより、降雨の影響を考慮した盛土の耐震性能評価が可能であることを示した。また、この解析で得られた地震時残留変位量は、新潟県中越地震の被災盛土の崩壊規模と調和し、盛土の耐震性能を実用的に評価できることを示した。

なお、今後の課題としては次が挙げられる。これらについては、別途、研究を深度化する必要があると考えている。

- 1) 被災盛土の破壊は、地震の本震のほかに余震や地表水や地下水、地形の影響などが複雑に関与して発生したと考えられるので、今後も被害実態の解明に向けた調査・検討の深度化が望まれる。
- 2) ニューマーク法はすべり土塊を剛体と仮定し、変形前の幾何条件で解析するなど、各種の仮定に基づいているので、崩壊流動現象を精度よく予測するためには、大変形に適する構成則や、大変形解析法の開発が望まれる。
- 3) 「災害は繰り返す」といわれるように、常時状態で安定性が低い盛土構造物や類似の地形・地質の箇所に立地する盛土構造物については、耐震点検や耐震対策が極めて重要であるということを、設計において定量的に示す必要がある。

文献

- 1) 館山勝, 加藤正二: 新潟県中越地震における鉄道構造物の被害と教訓, 基礎工, Vol.33, No.10, pp43-47, 2005.
- 2) 森島啓行, 猿谷賢三, 相沢文也: 在来線鉄道の土構造区間における被害と復旧, 基礎工, Vol.33, No.10, pp78-83, 2005.
- 3) Van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am. J., No.44, pp. 892-898, 1980.
- 4) R. F. Carsel and R. S. Parrish: Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics, Water Resources Research, No.24, pp. 755-769, 1988.
- 5) 西村昭彦, 室野剛隆: GHEモデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.309-312, 1997.
- 6) 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己: 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.
- 7) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, pp.317-324, 1999.