

2004年新潟県中越地震で被災した鉄道盛土の 滑動変位量にもとづく復旧性能の評価

堀井克己¹・館山 勝²・小島謙一²・渡辺健治²・篠田昌弘¹・石塚真記子¹

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，および，被災後に補強土擁壁で強化復旧された対策盛土を対象にして，被災時の状況把握と，補強土擁壁により復旧したことによる耐震性向上効果を確認するために，地震時安定・変形解析を実施したものである。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り，地震時の残留変位解析は円弧すべりに適用した Newmark 法により実施した。対象は，被災盛土の推定すべり面（全般破壊のすべり面）と，盛土内部を通過する限界すべり面とした。この結果，Newmark 法による残留変位量は被災盛土の崩壊規模と整合し，かつ，復旧に用いた補強土擁壁の耐震性能を適切に評価できる指標であることがわかった。

キーワード：地震，盛土，補強土擁壁，Newmark 法，降伏震度

1. はじめに

新潟県中越地震(2004年10月23日17時56分，M=6.8)では，多くの土構造物が被災した^{1),2),3)}。鉄道については上越線，信越線を中心に4線区86箇所盛土崩壊，路盤陥没などが発生した¹⁾。

本検討は，新潟県中越地震で大規模に被災した上越線の2箇所(220km300m，221km000m)の鉄道盛土¹⁾を対象に，被災状況の再現と対策工の効果を確認するために，地震時安定解析ならびに残留変位解析を実施したものである。この鉄道盛土は集水地形をなす丘陵地斜面の谷部に構築された高盛土である。中越地震に先行した台風23号の影響で，小千谷では10月20日に100mmの日降水量があった。そこで，この先行降雨の影響を把握するために降雨浸透解析を実施した。また，斜面上の高盛土であることより，地震応答解析を実施して，盛土の地震時挙動をみることにした。しかし，この解析だけで被災盛土の破壊形態の解釈，および，対策盛土の効果の評価につながらないので，地震時安定解析と変形解析を実施した。また，強化復旧された対策盛土を対象に同様の解析を実施した。地震時安定解析は極限平衡法により，地震時の残留変位解析は円弧すべりに適用した Newmark 法により実施した。

対象は，中越地震で被災盛土の地震後の観察形状等にもとづいて推定した全般破壊のすべり面および盛土内部

を通過する限界すべり面とした。これらのすべり面に対する地震時残留変位量を算定し，被災盛土の破壊状況の推定ならびに解析を実施するとともに，復旧後のジオテキスタイルと剛な壁面工を有する補強土擁壁に対して同様の解析を行い，復旧性能を評価した。

2. 解析方法

北海道を除く広い範囲で大雨をもたらした台風23号の影響で，その降雨の影響を考慮するために降雨浸透解析⁴⁾を行った。次に，地震時の挙動を把握するために，盛土斜面に対する地震応答解析⁵⁾を実施した。そして，それらの結果を使用して盛土の地震時残留変位を Newmark 法により求めた。

次に，補強土擁壁によって強化復旧が図られた盛土(以降，対策盛土と呼ぶ)に対して，同様の解析を行い，両者を比較することにより対策工の耐震性向上効果を検討した。

本解析の流れを以下に述べる。

(1) 降雨浸透解析

降雨浸透解析は被災時の盛土の湿潤状態や斜面内の地下水位状況を推定するために実施したものである。降雨浸透解析は，盛土の不飽和浸透特性を考慮した有限要素法によって実施した。盛土の飽和透水係数は現地サン

¹ 正会員，複合技術研究所，技術部（〒102-0072 東京都千代田区飯田橋 4-6-9 ロックフィールドビル 6F）

² 正会員，鉄道総合技術研究所，構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）

プリングした試料に対する室内変水位透水試験から求めた。盛土の不飽和浸透特性である比透水係数～飽和度関係、サクシオン～飽和度関係は、Van Genuchten のモデルを用いた。このモデルのパラメータは既往の研究などを参考にして経験的に設定した。

降雨浸透解析は、地震前の平成 16 年 9 月 1 日から地震直前の平成 16 年 10 月 22 日までの間の小千谷における降雨波形を入力した。この降雨浸透解析の結果を安定解析に反映させた。ただし、対策盛土については、盛土材に透水性の高い粒調砕石が使われ、排水工が十分に施工されたので、降雨の影響はないものとして、降雨浸透解析は省略した。なお、降雨浸透解析の詳細は別報⁴⁾に示す。

(2) 地震応答解析

地震応答解析は、地震時盛土の動的挙動の把握と、Newmark 法による地震時残留変形解析に入力する応答加速度を求めるために実施したものである。

地震応答解析は、盛土・地盤の非線形性を考慮して解析した。数値解法は、空間を有限要素に分割して、時間ステップは時刻歴応答解析法による逐次積分とした。盛土・地盤の非線形性は修正 GHE (一般化双曲線) モデル^{8),9)}を適用した。修正 GHE モデルのパラメータは、現地で採取した土供試体に対する繰返し載荷三軸試験で得られた剛性率～せん断ひずみ関係と、減衰率～せん断ひずみ関係にフィッティングさせて求めた。

解析は、盛土・斜面の断面 2 次元領域に対して平面ひずみ条件で行った。応力条件は全応力法とした。境界条件は、側面を水平可動ローラ、底面を入力地震動の入力面と設定した。入力地震動は、本サイトの工学基盤面から地表面までを鉛直一次元にモデル化して、地震動の伝播・増幅を時刻歴応答解析法で求めたものである。なお、地震応答解析の詳細は別報⁵⁾に示す。

(3) 全般破壊すべり面の推定

被災盛土の破壊形状と被災後のボーリング調査による地層状況等からすべり面の先端と末端およびすべり面が通過する地層などから、円弧形状の破壊すべり面を推定した。すべり面の形状を円弧形状に仮定した理由は、後の解析の便宜のためである。上越線 220km300m 地点と 221km000m 地点の推定すべり面を、それぞれ、**図-1**、**図-2** に示す。同図には、前期降雨および溜水浸透の影響で形成された地下水位の推定線も同図に示している。盛土体の透水係数は難透水性のために、降雨浸透だけでは斜面内には地下水位は形成され難いが、地表面の排水路に集まった水が溢水して斜面に浸透したことを仮定すると、このような地下水位線が推定される。なお、このすべり面を後述の内的安定のすべり面と区別するために全般破壊すべり面と呼ぶこととする。

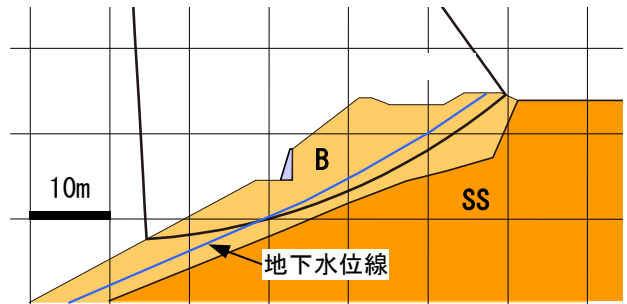


図-1 220km300m 地点の被災盛土と推定すべり面

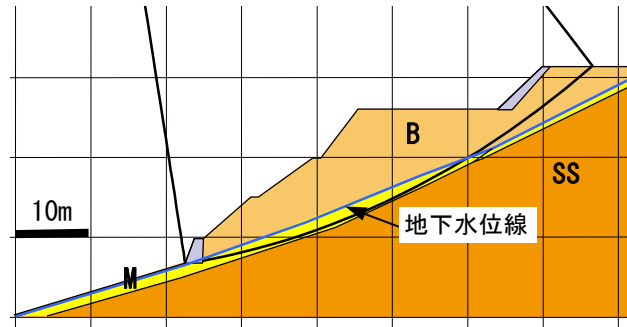


図-2 221km000m 地点の被災盛土と推定すべり面

(4) 盛土内すべりに対する限界すべり面の探索

全般破壊すべり面とは別に、盛土内部を通過する限界すべり面について検討した。限界すべり面の探索は極限平衡法により行った。すなわち、水平震度を変化させた繰返し計算により、 $F_s=1$ となる限界すべり円弧とそのときの水平震度 (降伏震度 k_h) を求めるものである。

限界すべり面の探索は、一般に、格子状に設けた円弧中心の位置と半径を変化させて最小安全率を求める方法がとられている。しかし、斜面形状が階段地形の場合は、すべり面が多重に形成されて、計算が複雑になる。そこでここでは、すべり面の範囲が限定できる場合に有効な方法、すなわち、円弧の入口と出口、および円弧の中心角を変化させてすべり面を探索する方法で行った。安全率の F_s の定義式を次に示す。

$$F_s = \left(\frac{M_R}{M_D} \right)_{\min} = \left(\frac{M_{RW} + M_{Rk_h} + M_{RT}}{M_{DW} + M_{Dk_h}} \right)_{\min} \quad (1)$$

ここに、 k_h : 水平震度、 M_{DW} : 自重による滑動モーメント、 M_{RW} : 自重による抵抗モーメント、 M_{RT} : 補強工による抵抗モーメント、 M_{Dk_h} : 地震慣性力による滑動モーメント ($=k_h M_{DK}$)、 M_{Rk_h} : 地震慣性力による抵抗モーメント ($= -k_h M_{RK}$)、 M_{DK} : 地震慣性力の基準滑動モーメント、 M_{RK} : 地震抵抗力の基準抵抗モーメントである。

(5) Newmark 法による滑動変位解析

盛土の地震時残留変位は Newmark 法により求めた^{6),8)}。この方法は、円弧すべりの安全率が 1 に等しくなった時点で、すべり面が形成され (限界すべり面)、その時点以降の地震慣性力により滑動変位が発生するという考

え方である。残留変位は、この時点以降の加速度波形から算定される。計算に使用するすべり土塊の運動方程式を次に示す。

$$J\ddot{\theta} = M_{DW} + M_{Dk_h} - M_{RW} - M_{Rk_h} - M_{RT} \quad (2)$$

ここに、 θ :回転角(θ の上付き2ドットは角加速度)、 J :慣性モーメント、その他の記号は式(1)と同じである。ここでは式(2)を数値計算して回転角を求め、式(3)で算出した最終回転変位量を残留変位量とした(図-3)。

$$\delta = R\theta \quad (3)$$

ここに、 R :すべり円弧の半径。

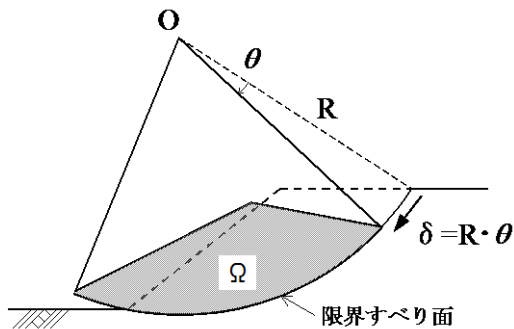


図-3 滑動変位量の算定

なお、よく締め固めた材料ではひずみの局所化に伴ってせん断強度が低下する特性がある。ここでは、対策盛土に使用された粒調砕石には、この特性を考慮して、Newmark法の変位解析に適用した⁷⁾。

(6) Newmark法に用いる入力加速度

Newmark法の滑動変位解析に与える入力加速度は、地盤面における地震動を与える方法と、盛土の地震応答を考慮した方法の2方法がある(前者を簡便法、後者を詳細法とよぶ)。盛土の地震応答が地形効果により著しく増幅する場合には詳細法が適切であると考えられる。

詳細法には時々刻々の地震動を与えるが、この水平震度は、すべり土塊 Ω に含まれる地震応答解析で計算された節点の応答加速度(水平成分) a_i を節点支配面積 A_i で重み付けをして求めた平均加速度とした。これを等価水平震度とよぶ。式(4)に等価水平震度の定義を示す。

$$k_h(t) = \frac{1}{g} \frac{\sum_{i \in \Omega} A_i a_i(t)}{\sum_{i \in \Omega} A_i} \quad (4)$$

3. 全般破壊すべり面に対する解析結果

(1) 全般破壊すべり面の安全率と降伏震度

全般破壊すべり面の安定計算結果を表-1に示す。盛土体が不飽和状態における常時のすべり安全率と降伏震度は、220km300m地点では $F_s=1.84$ 、 $k_y=0.27$ 、221km000m地点では $F_s=1.66$ 、 $k_y=0.22$ となる。これに対して、排水

路からの溢水による溜水浸透を考慮した場合は、2地点の被災盛土で、それぞれ、 $F_s=1.48$ 、 $k_y=0.15$ 、および $F_s=1.48$ 、 $k_y=0.16$ となる。これより、地下水位の影響は安全率の差で0.18~0.36である。

この結果から、被災盛土の安定性は、両地点間で大きな差がなかったといえる。

降伏震度は、盛土が不飽和状態では0.22~0.27、地下水位を考慮した場合には0.15~0.16となっている。この大きさの降伏震度はレベル1地震動の最大加速度の大きさに相当するので、両被災盛土はレベル1地震動に対しては耐震性を有していたといえる。しかし、中越地震はそれを超える規模の地震動であり、両地点の盛土が大崩壊したことは、この結果からも十分に裏付けられる。

表-1 解析結果(被災盛土)

距離程	条件	安全率 F_s	降伏震度 k_y	沈下量 (m)
220km300m	不飽和	1.836	0.267	0.61
	地下水位考慮	1.479	0.153	1.69
221km000m	不飽和	1.658	0.224	0.81
	地下水位考慮	1.480	0.163	1.42

対策盛土に対する2地点の安定解析結果を表-2に、2地点の対策後の断面図を、それぞれ図-4、図-5に示す。同図には、被災時の推定すべり面も示しており、比較のために、対策盛土についても、被災時の全般破壊すべり面と同じ条件で安定解析を実施した。この結果より、全般破壊すべり面に対する常時のすべり安全率と降伏震度は、220km300m地点では $F_s=3.11$ 、 $k_y=0.62$ 、221km000m地点では $F_s=3.69$ 、 $k_y=0.87$ となる。この結果より、補強土擁壁による対策盛土の耐震性能は大きく上がり、強化復旧の効果が確認できる。

表-2 解析結果(対策盛土)

距離程	条件	安全率 F_s	降伏震度 k_y	沈下量 (m)
220km300m	不飽和	3.109	0.616	0.09
221km000m		3.686	0.865	0.0

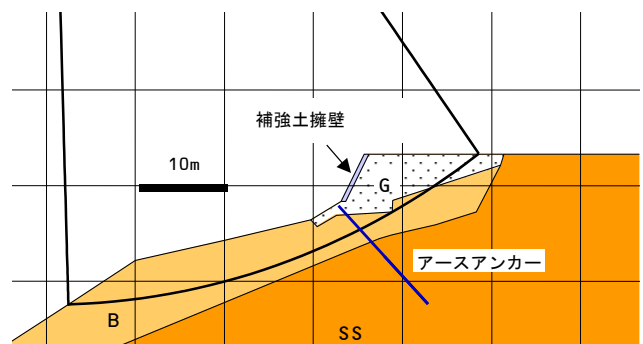


図-4 220km300m地点の対策盛土と全般すべり面

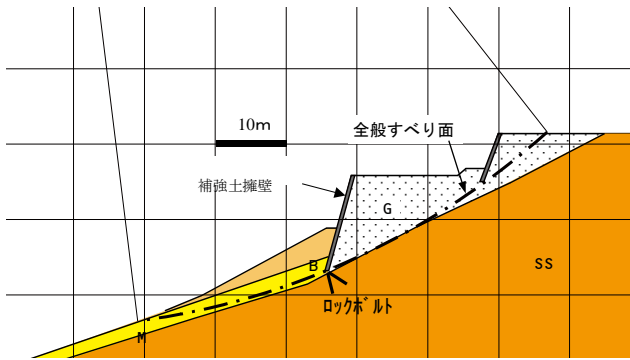


図-5 221km000m 地点の対策盛土と全般すべり面

(2) 詳細法による滑動変位解析結果

2 地点の被災盛土を対象にした Newmark 法による変形計算結果を図-6、図-7 に示す。下から上に順に、等価加速度 Acc 、角加速度 $d^2\theta/dt^2$ 、角速度 $d\theta/dt$ 、変位量 $\delta = R\theta$ の時刻歴を示す。ただし、加速度の向きは、断面図を正面にみて右向きを正としているので、すべり土塊を左向きに滑動させる向きを正とする地震慣性力に対応する。

220km300m 地点の被災盛土が不飽和状態の残留変位量は 0.61m となるのに対して、地下水位を考慮した場合は、1.69m となる。残留変位量に関して地下水位を考慮した場合は 3 倍弱になり、地下水位の影響は大きいことがわかる。220km300m 地点の円弧すべり面の上下端の高さの差は約 17m であるので、変位率にして、それぞれ 0.04、0.10 となり、10% 以下となっている。

一方、221km000m 地点の被災盛土の残留変位量は 0.81m、地下水位を考慮した場合は 1.42m となる。円弧すべり面の上下端の高さは約 24m であるので、変位率にしてそれぞれ 0.03、0.06 となり、220km300m 地点と同程度である。

実際の崩壊形態は両地点とも流出を呈するものであったので、計算変位は小さめである。これは後の限界すべり面に対する結果で述べるように、地震を引き金にした崩壊は、全般すべり面で起こったというよりも、さらに

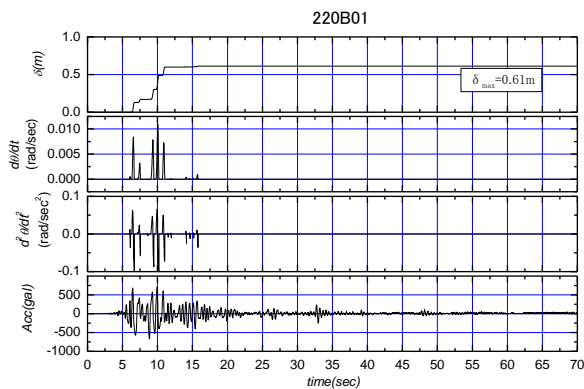


図-6 220km300m 地点の被災盛土の残留変位解析結果
(盛土不飽和状態)

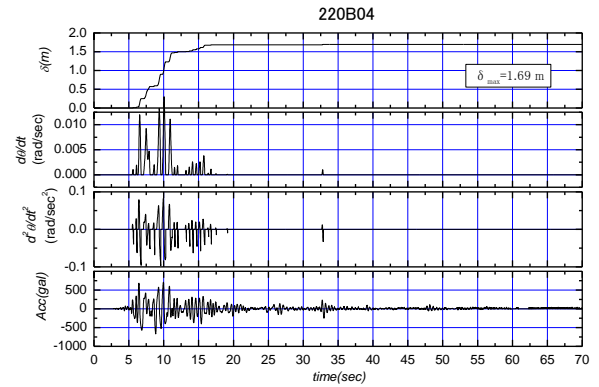


図-7 220km300m 地点の被災盛土の残留変位解析結果
(地下水位考慮)

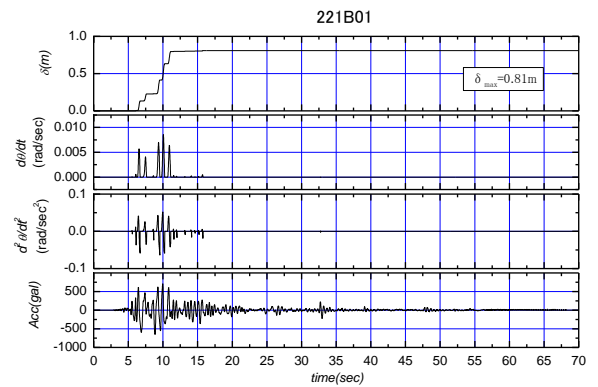


図-8 221km000m 地点の被災盛土の残留変位解析結果
(盛土不飽和状態)

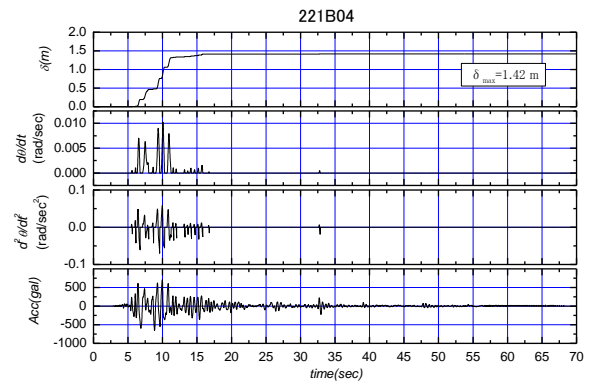


図-9 221km000m 地点の被災盛土の残留変位解析結果
(地下水位考慮)

安定性の低いすべり面ですべり破壊が生じて、それが進展して大きな破壊をもたらされたと推定される。その原因として、中越地震では本震に続いて大きい余震が数度発生したために、被災規模が拡大したことも考えられる。これらに対する詳細な検討は今後の検討に待たれる。

補強土擁壁による対策盛土に対して、中越地震と同規模の地震が再来した場合の残留変位量は、次のとおりである。すなわち、対策盛土に対する入力加速度は、地震応答解析結果より、すべり土塊の等価加速度で、最大値は両盛土ともほぼ 700gal となる。それに対する降伏震度

は、220km300m の対策盛土の $k_y=0.62$ より残留変位量は $\delta=0.09m$ となった。一方の 221km000m の対策盛土は $k_y=0.87$ であるので、最大加速度を上まわっているで残留変位量はゼロとなる (表-2)。

このように、対策盛土の降伏震度が高くなったので、中越地震と同規模の地震が再来しても変形量はほとんど生じないといえる。この結果からも、対策盛土の耐震性は大きく強化されたといえる。

4. 限界すべり面に対する解析結果

(1) 限界すべり面の探索結果と降伏震度

限界すべり面に対する検討は、221km000m 地点の被災盛土と対策盛土を対象にして実施した。限界すべり面の探索に用いた盛土の土質定数を表-3 に示す。この定数を使って計算した限界すべり面の降伏震度を表-4 に、被災盛土と対策盛土の限界すべり面の位置をそれぞれ図-10、図-11 に示す。

これより、被災盛土の内的安定に対するすべり面の降伏震度は 0.025 となり、ゼロを少ししか上回らない結果になっている。また、限界すべり面の位置はのり面に平行した浅いすべり面になっている。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 (たとえば地震の作用や地下水位の変動、間隙水圧の上昇など) により盛土が破壊することを意味している。

しかしこの被災盛土は、中越地震を引き金にして破壊したので、地震直前までは被災盛土が安定であったことから、実際の降伏震度はこの計算降伏震度の値より大きかったと推定される。このギャップの原因としては、降雨浸透の影響を被災盛土の解析に用いた強度定数の過小評価や、実際のすべり形態が3次元的なものを2次元断面の円弧で解析していることが考えられる。

盛土内すべりと全般すべりの降伏震度を比較すると、盛土内すべりの限界すべり面に対する降伏震度は全般すべりよりかなり低い値になっている。これより、221km000m 地点の盛土の破壊の進行過程は、地震の発生とともに鉄道盛土が破壊して、ついで上部の国道に破壊が及んだことが推測される。しかし、このサイトの実際の破壊状況や破壊の進行過程の追跡は今後の課題として残される。なお、上越線越後川口～小千谷間の震災被害の大きな区間は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であったりというように、被災盛土は限界状態に近かったことを裏付けている。

対策盛土の限界すべり面は、図-11 に示すように、補強土擁壁の下端を通る円弧を探索した。なお、対策盛土は盛土材に粒調砕石を用いている。

対策盛土の計算では、ロックボルトを考慮した場合と考慮しない場合を比較している (表-4)。ロックボルトは

補強土擁壁の RC 壁面下端から砂岩に向けて施工されたすべり止めの対策工であり、直径 25mm、長さ 2m、2m 間隔、2 列である。

対策盛土の降伏震度は、ロックボルトを考慮した場合が 0.938、ロックボルトを考慮しない場合が 0.838 であり、対策前後の降伏震度の差は、約 0.9 と大きな開きがある。この差の要因は対策盛土の盛土材に良質の粒調砕石を採用したことによるものである。なお、ロックボルトの寄与は降伏震度で 0.1 である。

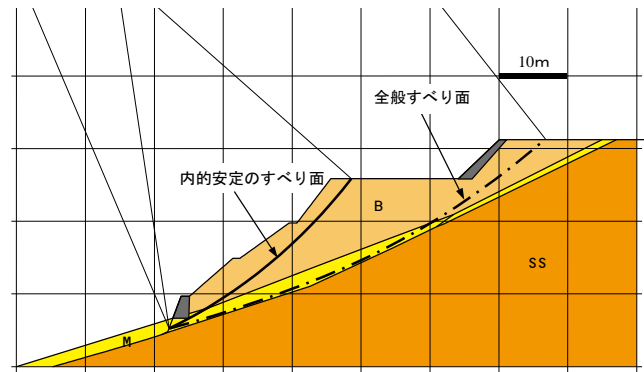


図-10 被災盛土のすべり面 (221km000m)

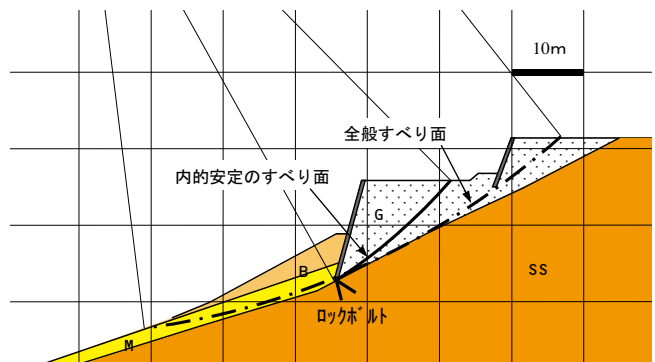


図-11 対策盛土のすべり面 (221km000m)

表-3 限界すべり面の探索に用いた土質定数

記号	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ deg.
盛土層 ; B	17.9	3.7	33.6
風化シルト層 ; M	17.9	3.7	33.6
コンクリート(壁面)	24.5	—	—
粒調砕石 ; G (ピーク) (残留)	19.8	81.7	47.1
	19.8	0	47.1

表-4 限界すべり面の降伏震度

対策前後	ロックボルト	降伏震度 (内的安定)	降伏震度 (全体安定)
被災盛土	—	0.025	0.224
対策盛土	考慮	0.938	0.865
	非考慮	0.832	—

なお、対策盛土の限界すべり面の位置は、降伏震度が大きい分、盛土の奥側に入っている。

(2) 詳細法による滑動変位解析結果

被災盛土を対象にした Newmark 法による変形計算結果を図-6 に示す。被災盛土の降伏震度は 0.025 と小さく、それに対する土塊の等価加速度の最大値は約 700gal であるので、加速度波形の+側の波のほとんどに反応して残留変位が累積している。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 に相当している。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。この原因としては、実際の地震動がここでの推定地震動より大きかったこと、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、さらには国道 17 号線の盛土崩壊の影響が加わったことなどが考えられる。

対策盛土のすべり土塊の等価加速度の最大値は約 700gal であり、被災盛土と同じ余り変らない結果になっているが、降伏震度は約 0.9 であるので、計算するまでもなく、滑動変位は生じない。この結果より補強土擁壁によって復旧した対策盛土の耐震性は大きく向上されたことがわかる。

表-5 地震時残留変位量 (詳細法)

対策前後	ロックボルト	降伏震度 (内的安定)	滑動変位量 (m)
被災盛土	—	0.025	6.75
対策盛土	考慮	0.938	0
	非考慮	0.832	0

表-6 地震時残留変位量(簡便法)

対策前後	ロックボルト	降伏震度 (内的安定)	滑動変位量 (m)
被災盛土	—	0.025	5.95
対策盛土	考慮	0.938	0

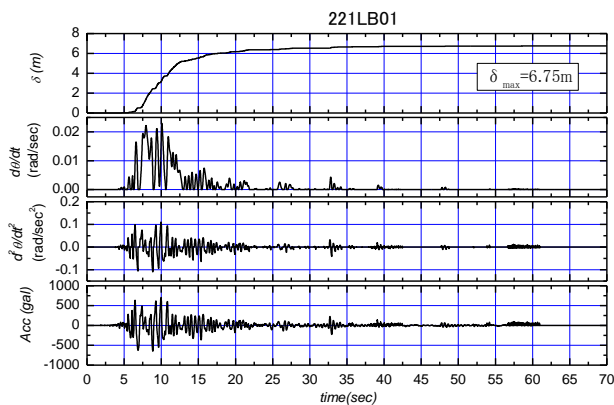


図-12 被災盛土の残留変位解析結果

(3) すべり土塊の応答加速度

地震動の主要部に着目して、時刻 0 から 20sec のすべり土塊の平均加速度の時刻歴波形を、被災盛土と対策盛土について、それぞれ図-13、図-14 に示す。被災盛土の最大加速度は時刻 10sec で約 700gal であり、卓越周期は 1sec 弱である。対策盛土の結果も最大加速度は時刻 10sec で約 700gal である。これより、被災盛土と対策盛土で、等価震度と卓越周期がほとんど同じ結果になっている。これは、応答加速度をすべり土塊にわたって平均化しているため偶然に一致したものである。このように、両者の差はほとんどないが、対策盛土は盛土材に剛性の大きい粒調砕石を使っているので短周期成分が混入している。

次に、残留変位について地震応答解析結果と比較する。盛土天端のり肩の動的変位の時刻歴を図-15 に示す。変位の符号は、水平が右向き正、上向きが正である。これより、最大変位振幅は時刻 10.02sec で発生し、水平成分が左向きに約 10cm、鉛直成分が下向き 5cm 弱となっている。着目点のり肩であるので、鉛直成分が水平成分の約 2 分の 1 になっている。地震が終了した時点の残留変位は水平成分が左向きに 3.5cm となり、沈下はほとんどゼロである。

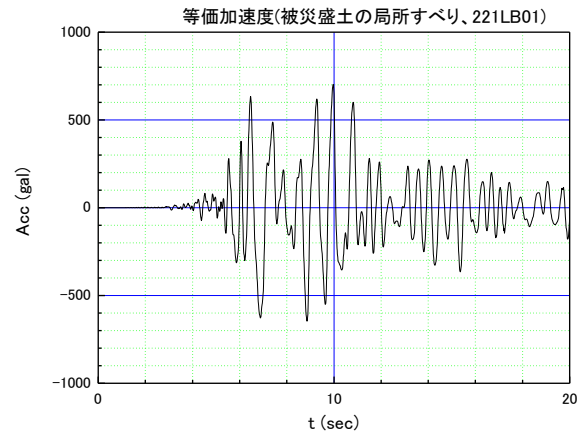


図-13 被災盛土の等価加速度波形の主要動

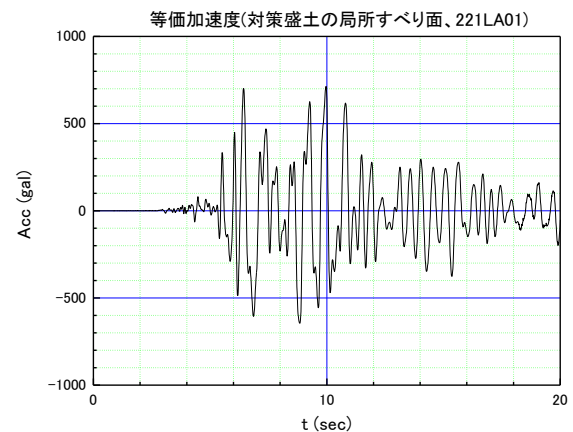


図-14 対策盛土の等価加速度波形の主要動

この結果より、地震動中の挙動をみるためには地震応答解析は有効であるが、この残留変位量は実際の変形状態を説明することができないという課題がある。

(4) 簡便法による滑動変位解析結果

被災盛土の内的安定のすべり面に対して簡便法による解析を実施した。簡便法は地震応答解析の波形を用いなく、地表面レベル（図-10、図-11の底面を地表面レベルといている）の加速度を与える方法である。すなわち、Newmark法の計算には地表面レベルの加速度波形が土塊に様に作用するものとする方法である。

簡便法の解析結果を図-16に、地表面レベルの入力加速度を図-17に示す。最大加速度は664galで卓越周期は1sec弱である。

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。この低下の原因は簡便法が盛土の増幅を考慮していないためである。しかしながら、両者の差は小さいので、盛土の増幅が大きくない場合は簡便法で変位量を評価してよいことがわかる。

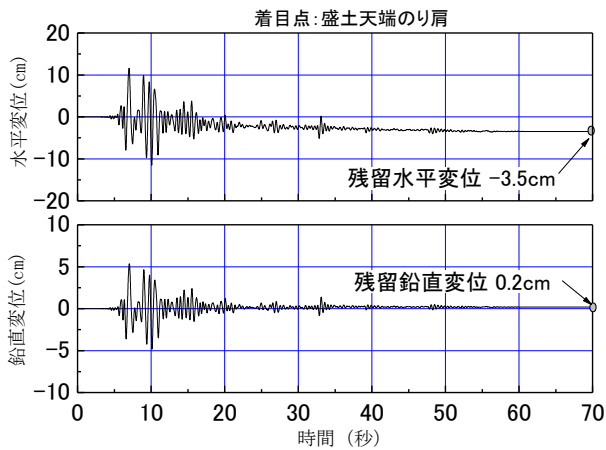


図-15 被災盛土のり肩の動的変位の時刻歴

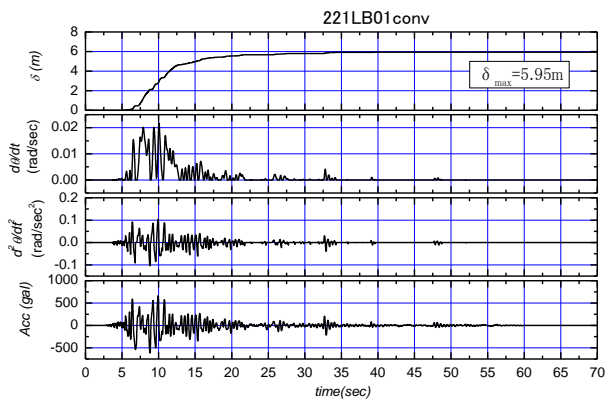


図-16 簡便 Newmark 法の解析結果

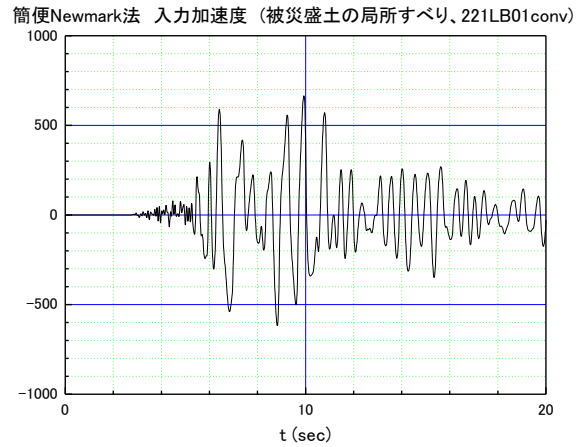


図-17 簡便 Newmark 法に用いた入力波形

5. Newmark 法の適用性

本解析に使用した Newmark 法の適用性について考察する。簡便法は、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、その構造物の耐震性能を評価できるという簡便さと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、変位量が小さいものには適用できないにせよ、Newmark法の算定結果をオーダレベルで見れば、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、詳細法の入力波形として与える考え方である。しかし、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ため、課題が残っている。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がある。

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、大変形に追随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。

6. まとめ

新潟県中越地震で致命的な被害を蒙った鉄道盛土と復旧強化された補強土擁壁を対象にして耐震性の評価を実

施した。その結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 地震時の被災状況は滑動変位量の大きさを評価できる。
- 2) 強化復旧された対策盛土は、将来のレベル2地震動に対して十分耐震性を発揮する。
- 3) 解析に使用した Newmark 法に関して、大きな地震動に対する耐震性の評価法としては、簡便法による残留変位量が有効な指標を与える。ただし、重要構造物で、地震動の増幅が大きくなる場合は、詳細法による確認が推奨される。

今後の課題としては次が挙げられる。

- 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の集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) Newmark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、大変形に適合する構成則や、大変形解析法の開発がのぞまれる。
- 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。

参考文献

- 1) 森島啓行, 猿谷賢三, 相沢文也: 在来線鉄道の土構造物区間における被害と復旧, 基礎工, 平成17年10月号, pp. 78-83,

2005.

- 2) 古関潤一: 一般道路の被害と復旧, 基礎工, 平成17年10月号, pp. 29-32, 2005.
- 3) Tatsuoka, F.: 2004 Niigata Chuetsu Earthquake Reconstruction of Geogrid Reinforced Soil Retaining Walls with a Full-Height Rigid Facing, IGS News, Vol.21, No.1, pp.11-13, 2005.
- 4) 松丸貴樹, 石塚真記子, 館山勝, 小島謙一, 渡辺健治, 篠田昌弘: 2004年新潟県中越地震で被災した鉄道盛土の概要と降雨浸透解析, 第21回ジオシンセテックス シンポジウム論文集, 2006.
- 5) 石塚真記子, 松丸貴樹, 渡辺健治, 小島謙一, 館山勝, 篠田昌弘: 2004年新潟県中越地震で被災した鉄道盛土の動的応答解析, 第21回ジオシンセテックス シンポジウム論文集, 2006.
- 6) 堀井克己, 館山勝, 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, pp. 1895-1896, 1997.
- 7) 佐藤信光, 播田一雄, 堀井克己, 龍岡文夫, 古関潤一: ひずみ軟化と粒径特性を考慮した Newmark 法による土構造物の地震時残留変形解析, 第36回地盤工学研究発表会, 2001.
- 8) 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, 1999.
- 9) 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.

EVALUATION OF RESTORATION PERFORMANCE USING THE RESIDUAL DEFORMATION FOR THE RAILWAY EMBANKMENT SERIOUSLY DAMAGED IN THE 2004 NIIGATA-KEN CHUETSU EARTHQUAKE

K. HORII, M. TATEYAMA, K. KOJIMA, K. WATANABE, M. SGHINODA, M. ISHIZUKA

In order to review the seriously damaged railway embankment due to the 2004 Niigata-ken Chuetsu Earthquake and evaluate the seismic performance of reconstructed embankment which is geosynthetic-reinforced soil wall with rigid facing, the seismic stability and residual deformation analyses were conducted. The method of seismic stability analysis was executed by the limit equilibrium method and the seismic residual deformation analysis was applied Newmark's sliding model to the slip circle. As a result, it is shown that the simulated residual deformation due to earthquake is corresponding to the actual magnitude of failure and predicted one become to the effective and practical index of the seismic performance of reconstructed embankment.