



# 盛土擁壁の抵抗力を考慮に入れたニューマーク法に関する研究

沖村, 孝  
鳥居, 宣之  
南部, 光広  
森, 加代子

---

**(Citation)**

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 11:241-254

**(Issue Date)**

2007-03

**(Resource Type)**

departmental bulletin paper

**(Version)**

Version of Record

**(JaLCD0I)**

<https://doi.org/10.24546/00518529>

**(URL)**

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00518529>



# 盛土擁壁の抵抗力を考慮に入れたニューマーク法 に関する研究

Proposal of Newmark's Method Considering the Resistance of Retaining Wall

沖村 孝<sup>1)</sup>

Takashi Okimura

鳥居 宣之<sup>2)</sup>

Nobuyuki Torii

南部 光広<sup>3)</sup>

Mitsuhiro Nanbu

森 加代子<sup>4)</sup>

Kayoko Mori

概要：地震による宅地地盤の変状によって、家屋の被害が多く発生しており、宅地盛土における耐震対策が必要になってきている。数多く存在する盛土から崩壊の可能性の高いものを抽出するため、地震後の残留変位量による斜面の安定性評価が重要視されている。本研究では、擁壁の存在に着目し、擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力を考慮したニューマーク法を提案し、新潟県中越地震時に被害の多発した長岡市高町団地内の宅地盛土を対象に残留変位量の算定を行った。その結果、本手法による算定結果は実被害を概ね再現しており、通常のニューマーク法に比べ、本手法の方が擁壁の抵抗力の効果をよりよく反映させていることがわかった。

キーワード：盛土，残留変位量，ニューマーク法，擁壁

## 1. はじめに

1968年に発生した十勝沖地震以降、宅地地盤に関する地震被害の報告が目立つようになった。過去の地震で大きな宅地地盤被害を引き起こした地震は、宮城県沖地震(1978年)、釧路沖地震(1993年)、兵庫県南部地震(1995年)、鳥取県西部地震(2000年)、芸予地震(2001年)、新潟県中越地震(2004年)などがあげられ、都市の近傍で発生した地震ほど、宅地地盤被害が数多く発生している。これは高度経済成長期において、政策的に誘導された大都市への人口集中が、宅地開発の牽引力となり、新たな住宅地が都市およびその周辺の丘陵地に造成されたためと考えられる。

宅地地盤被害が広域で見られた宮城県沖地震、兵庫県南部地震、新潟県中越地震などでは以下の被害が報告されている。宮城県沖地震では、盛土部に崩壊が集中し、斜面崩壊までに至らないが盛土部分には地割れが生じた箇所が多く見られた<sup>1)</sup>。兵庫県南部地震では、宅地斜面や擁壁の被害が数多く発生した。さらに、宅地地盤の変形による家屋被災も報告されており<sup>2)</sup>、被災した宅地は兵庫県全体で、5,000ヶ所以上にも達している。新潟県中越地震では中山間地域での住宅地や谷部、あるいは台地上宅地において地すべり、宅地擁壁の倒壊、基礎地盤の沈下、液状化など多数の地盤被害を受けた。さらに、地震により被災した宅地地盤は、その後の余震や降雨などで更なる危険にさらされ、多くの住民が長期に渡って不自由な生活を強いられた。

このように、地震による宅地地盤の変状によって、私たちの生活の場である家屋の被害が多く発生しており、このような被害軽減のためには、宅地盛土における耐震対策が必要になってきている。多くの宅地地盤から崩壊の可能性の高いものを抽出するため、崩壊・非崩壊のみの判定から評価するのではなく、地震後の

残留変位量による斜面の安定性評価が重要視されている。新潟県長岡市の高町団地における現地調査において、地震時に擁壁のはらみ出しなどの被害は発生したが、盛土部の崩壊には至らなかった箇所が見られたことから、斜面崩壊を防ぐという擁壁の役割にも注目するべきである。

本研究では、擁壁の存在に着目し、擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力を考慮した上で、残留変位量簡易算定手法であるニューマーク法を用いて、盛土の地震時残留変位量算定を目的とし、新潟県中越地震時の被害事例を対象にこの手法の有効性の検証を行う。

## 2. 既往の研究および本研究の目的

### 2.1 既往の研究

#### (1) 地震時宅地地盤被害に関する研究

沖村ら<sup>3)</sup>は、兵庫県南部地震発生後に実施された現地調査結果をもとに、これらの被害実態の全体を詳細にまとめるとともに、各種要因との関係を分析し、地盤変状発生の特徴の考察を行っている。それによると、兵庫県南部地震における地盤変状の特徴ならびに原因に対する考察の結果は以下のようである。ここで、変動ゾーンとは、変状箇所を意味している。

##### (i) 宅地盤変状に対する考察

- ・現地盤の傾斜は $10^\circ$ 未満のところが多い。
- ・地下水位は平均GL-5mと浅く、変動ゾーン内に地下水位が存在していた。
- ・宅地盤変状箇所の盛土厚は平均5mであり、変状箇所の約4割は盛土直下に崖錐が分布していた。両地層とも変動の可能性がある地層であり、両層を合わせて考えると、概ね6m~10mの層厚で被災していた。
- ・崖錐は主として旧地盤の谷部に堆積しており、砂質土が主体となっている。これらの地層は、ほとんど地下水に満たされていた。
- ・流動化した変動ゾーンに着目すると、流動化したゾーンは地下水位面下の盛土あるいは崖錐層内に存在している。N値は概ね10以下であった。

##### (ii) のり面変状に対する考察

- ・分析対象の24箇所のうち、9箇所でのり面崩壊が見られ、残りの15箇所ではクラックやのり面の押し出しが見られた。
- ・想定すべり面のN値は、一部で12~20を示すところもあるが、概ね10以下である。
- ・変状のあった箇所のうち、旧地盤の傾斜角が $20^\circ$ 以上のところでは盛土内に地下水位の存在しないところがほとんどであった。これに対して旧地盤傾斜角が $20^\circ$ 未満のところではほとんどにおいて盛土内に地下水位が存在しており、地下水位の存在と地盤変状との関係性が強くなる可能性を示唆している。
- ・のり高15m未満で、のり面の角度が $30^\circ$ 未満のところでは、変状が発生していなかった。

#### (2) ニューマーク法を用いた残留変位量算定に関する研究

堀井ら<sup>4)</sup>は、Newmark<sup>5)</sup>によって提案された平面すべり面上の剛体の変位を求める方法を円弧すべりの土塊に適用して、地震時の滑動変位量を求める方法を提案し、鉄道盛土の地震時の滑動変位量を算定している。兵庫県南部地震で震災の帯に位置している鉄道盛土の変状図から読み取った沈下量は0.5~1.0mの間に分布している。計算結果がそれらに匹敵する大きさであったことから、地震時の滑動変位量は耐震性評価の有効な指標になると示唆している。

鶴飼ら<sup>6)</sup>は、ニューマーク法を有限要素法と比較し、妥当性の検討を行っている。モデル化した単純斜面において動的弾塑性FEMによる方法よりすべり変位量を評価し、ニューマーク法による解析も行っている。結果として、斜面全体が1次モードで振動するとき、ニューマーク法はすべり変位量を良好に算定するが、2次モードで振動するときは、すべり変位を過小評価することを指摘している。

鳥居ら<sup>7)</sup>は、従来のニューマーク法<sup>4)</sup>では、盛土内に地下水位が存在する場合の残留変位量を算定する際、静水圧を考慮することはできるが地震によって発生する過剰間隙水圧までは考慮できない点に着目し、地震時の過剰間隙水圧を考慮できる修正ニューマーク法<sup>7)</sup>の提案を行っている。また、兵庫県南部地震時の被災盛土を対象として、修正ニューマーク法の適用性についても検討している。その結果、従来のニューマーク法より、実被害に近い結果が得られており、有効応力に基づく地震応答解析結果との比較からも本手法の有効性を確認している。

## 2.2 本研究の目的

複雑な構成則に基づく有限要素法などを用いた地震応答解析は、ニューマーク法のような簡易的な解析手法に比べて詳細に地震時の挙動を表すことができるが、必要となるパラメータ数が多いという問題点がある。一方、ニューマーク法のような簡易的な解析手法は、必要なパラメータも比較的少なく、また短時間で変位量の算定ができるという利点を持っている。このような利点から、多くの盛土の中から地震対策の必要な盛土を選定する場合、労力やコストを抑えることができるとともに、すばやく結果を知ることのできる方法の確立が重要と考えられる。

すべり面を生じる破壊形態の残留変位量を算定する手法としては、上述したニューマーク法が有利であると考えられる。ニューマーク法については数多くの研究がなされており、鉄道構造物の耐震設計に用いられるなど実務においても実績がある。

近年、地震による宅地擁壁被害が数多く報告されている。橋本・人見<sup>8)</sup>の分析において、宅地地盤の変状に起因する宅地擁壁の倒壊や傾きは、各地震において10~20%であり、擁壁被害に対する耐震対策が必要であることがわかる。一方、被害ははらみ出しやクラックなどに留まり、盛土斜面の崩壊を防いでいる擁壁も多く存在する。このことは、地震時においても斜面崩壊を防ぐという本来の擁壁の持つ効果が作用していることを示している。

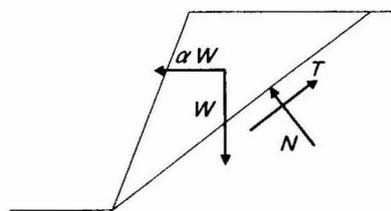
そこで、本研究ではこの擁壁の役割に注目し、擁壁の斜面崩壊に対する抵抗力を考慮した上で、ニューマーク法により、地震時盛土の残留変位量を算定する。具体的には、擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力をモーメントとして考え、安全率を求める際、すべりに対する抵抗モーメントとして組み込む。また、ニューマーク法で変位量を求める際も、すべりに対する抵抗モーメントを限界水平震度を求める際に組み込み、算定する。この手法を用いて、2004年新潟県中越地震により宅地盛土被害が甚大であった長岡市高町団地を検証対象地として、地震時宅地盛土の残留変位量を算定し、実被害と比較することにより、本手法の有効性を検証する。

## 3. ニューマーク法の概要と本研究における解析手法

### 3.1 ニューマーク法の概要

#### (1) Newmarkの解析法

Newmark<sup>9)</sup>は斜面の破壊形状がブロック帯のすべりであることに着目して、すべりブロックの運動を地震加速度に対して求めることによって残留変位量を求める方法を開発した。以下にNewmarkの解析法を述べる。



- $W$ : 剛体ブロックの重量
- $\alpha W$ : 地震による慣性力
- $T$ : すべり線に沿って作用するすべり抵抗力
- $N$ : 拘束運動を支える拘束力

図-3.1 すべり土塊モデル<sup>9)</sup>

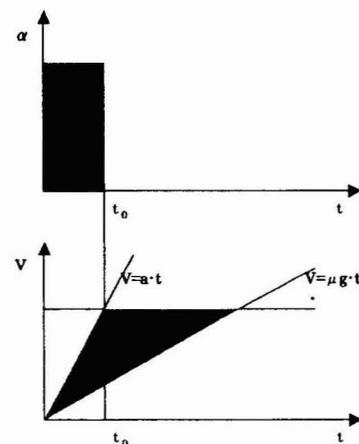


図-3.2 変位量の計算方法<sup>9)</sup>

図-3.1<sup>9)</sup>に直線すべりの場合のすべり土塊モデルを示す。すべり面によって分けられた2つのブロックの基盤に属するブロック(下部分)は地震加速度と共に運動するとし、もう1つのブロック(上部分)はすべり土塊を表しており、基盤に入力する地震加速度の大きさによって基盤ブロックと共に運動したり、相対すべりを起こす運動を行うと考える。後者のブロックは、すべり線に沿ってのみ運動(拘束運動)する。すべり土塊の基盤ブロックに対する相対運動を求めることにより、地震による斜面の残留変形を予測することができる。

加速度が作用した際の残留変位量計算方法の概要を図-3.2に示す。図はある加速度が一定期間作用した場合であり、この際すべり土塊は加速度 $a$ で運動している。時刻 $t_0$ にて加速度が0となり基盤を振動させる

力は消失しているが、速度が  $a \cdot t_0$  に達しているため、摩擦力によって運動が停止するまで変位は生じることとなる。図で灰色の部分を残留変位とし、面積を積分して変位を求める。地震時には加速度が周期関数となるが、同様に変位を求める。

## (2) 円弧すべり面に適用したニューマーク法の計算方法

前述の手法を円弧すべり面に適用したニューマーク法<sup>4)</sup>は、入力するパラメータは円弧すべり法と同様であるため、実務的であるといえる<sup>10)</sup>。以下に、その計算方法を示す。

図-3.3 に滑動変位の計算モデルを示す。土塊の運動方程式は、角運動方程式より、 $\theta$  に関して次式を得る。

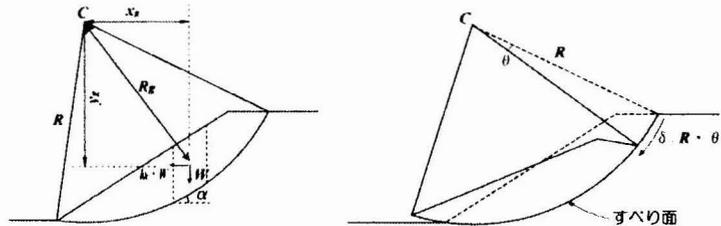


図-3.3 滑動変位計算モデル<sup>4)</sup>

$$\ddot{\theta} = (M_{DW} + M_{DKH} - M_{RW} - M_{RKH} - M_{RC}) / J = \Delta M / J \quad (3.1)$$

- ここに、  
 $\ddot{\theta}$  : 角加速度(rad/sec<sup>2</sup>)  
 $J$  : 慣性モーメント(kg・m<sup>2</sup>)  
 $M_{DW}$  : 起動モーメント(自重)(kN)  
 $M_{DKH}$  : 起動モーメント(地震慣性力)(kN)  
 $M_{RW}$  : 抵抗モーメント(自重による摩擦)(kN)  
 $M_{RKH}$  : 抵抗モーメント(地震慣性力による摩擦抵抗の効果)(kN)  
 $M_{RC}$  : 抵抗モーメント(粘着力)(kN)

また、各項はそれぞれ次式で与えられる。

$$J = \frac{1}{g} \sum W \cdot R^2 \quad (3.2)$$

$$M_{DW} = \sum x_g W \quad (3.3)$$

$$M_{DKH} = k_h \cdot M_{DK} = k_h \sum y_g \cdot W \quad (3.4)$$

$$M_{RW} = R \sum (W - ul \cdot \cos \alpha) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi \quad (3.5)$$

$$M_{RKH} = -k_h M_{RK} = -k_h R \sum W \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi \quad (3.6)$$

$$M_{RC} = R \sum c \cdot l \quad (3.7)$$

- ここに、  
 $W$  : 単位奥行き当たりのスライス重量(kN/m)  
 $g$  : 重力加速度(m/sec)  
 $k_h$  : 水平震度  
 $\phi$  : 内部摩擦角(rad)  
 $c$  : 粘着力(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  : すべり面が水平面となす角(rad)  
 $u$  : 間隙水圧(kN/m<sup>2</sup>)  
 $l$  : すべり面の長さ(m)  
 $R$  : 円弧半径(m)  
 $R_g$  : 円弧中心とスライス重心との距離(m)  
 $x_g$  : 円弧中心とスライス重心の水平距離(m)  
 $y_g$  : 円弧中心とスライス重心の鉛直距離(m)

また、安全率  $F_S$  は

$$F_S = (M_{RKH} + M_{RW} + M_{RC}) / (M_{DW} + M_{DKH}) \quad (3.8)$$

書き換えると、

$$F_S = \frac{R \sum \{cl + (W \cdot \cos \alpha - ub \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \cdot x_g + k_h \cdot W \cdot y_g)} \quad (3.9)$$

となり、これは修正 Fellenius 法の式である。ここで、 $F_S=1$  としたときの水平震度を  $k_y$  (限界水平震度) とすると、 $k_y$  は

$$k_y = (M_{RW} - M_{DW} + M_{RC}) / (M_{DK} + M_{RK}) \quad (3.10)$$

ここで、式(3.10)を式(3.1)に代入すると、

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y) \cdot (M_{DK} + M_{RK}) / J \quad (3.11)$$

となり、この式を逐次積分することによって、回転角を求めることができる。それを用いて、式(3.12)より、変位量を算出することができる。

$$\delta = R \cdot \theta \quad (3.12)$$

### 3.2 解析概要

変位量算定の解析フローを図-3.4 に示し、以下に説明を記す。

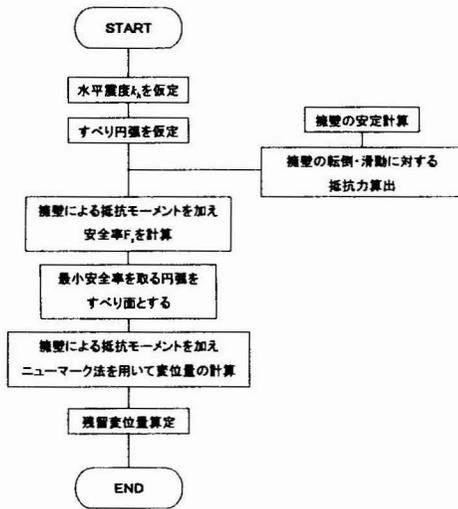


図-3.4 解析フロー

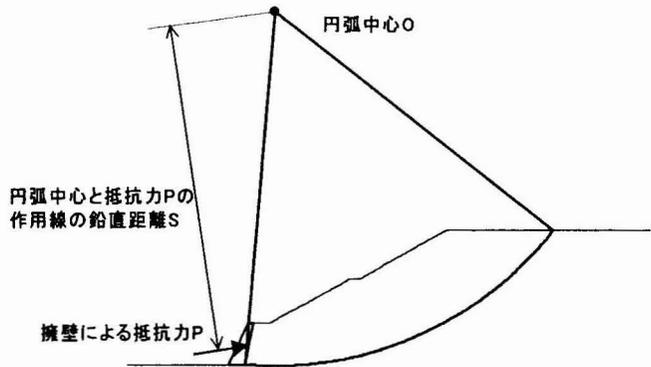


図-3.5 擁壁による抵抗モーメント

#### (1) 擁壁による抵抗モーメント

それぞれのすべり円弧において、図-3.5 のように擁壁による抵抗力がかかると考え、それを抵抗モーメントと考える。したがって、式(3.9)に加えると式(3.13)となり、この式を用いて安全率を算出する。

$$F_S = \frac{R \sum \{cl + (W \cdot \cos \alpha - ub \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi\} + P \cdot S}{\sum (W \cdot x_g + k_h \cdot W \cdot y_g)} \quad (3.13)$$

ここに、 $P$  : 単位奥行き当たりの擁壁による斜面崩壊に対する抵抗力(kN/m)  
 $S$  : 円弧中心と抵抗力  $P$  の作用線の鉛直距離(m)

## (2) 擁壁による抵抗力の算出方法

すべり面決定の際、またニューマーク法により残留変位量を求める際、必要となる擁壁抵抗力を以下の方法で求める。

擁壁が背面から受ける力  $P$  を図-3.6 と仮定し、式(3.14)、式(3.16)から、擁壁が転倒または滑動にいたる力を式(3.15)、式(3.17)より求めることができる。擁壁にこれらの大きさの力がかからない限り、転倒も滑動も発生しないと考えると、これらと同じ大きさの抵抗力が擁壁から斜面に働いていると考えられる。したがって、擁壁の斜面崩壊に対する抵抗力は、転倒と滑動発生の場合の 2 種類に分けると、式(3.15)、式(3.17)より求めることができる。

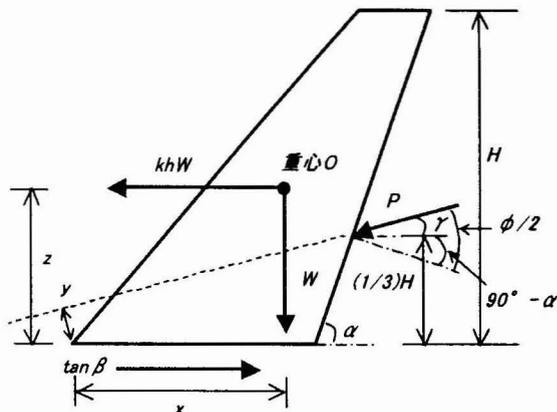


図-3.6 擁壁に作用する力

(転倒)

$$P_T \cdot y + k_h \cdot W \cdot z = x \cdot W \quad (3.14)$$

$$P_T = \frac{W(x - k_h \cdot z)}{y} \quad (3.15)$$

(滑動)

$$k_h \cdot W + P_k \cdot \cos \gamma = (W + P_k \cdot \sin \gamma) \cdot \tan \beta \quad (3.16)$$

$$P_k = \frac{W(\tan \beta - k_h)}{\cos \gamma - \sin \gamma \tan \beta} \quad (3.17)$$

ここに、  
 $P_T$  : 単位奥行き当たりの擁壁の転倒に対する抵抗力(kN/m)  
 $P_k$  : 単位奥行き当たりの擁壁の滑動に対する抵抗力(kN/m)  
 $x$  : 擁壁の重心と作用位置との水平距離(m)  
 $y$  : 転倒モーメント中心と転倒に対する抵抗力  $P_T$  の作用線の鉛直距離(m)  
 $z$  : 擁壁の重心と擁壁底面の鉛直距離(m)  
 $w$  : 単位奥行き当たりの擁壁重量(kN/m)  
 $\alpha$  : 擁壁背面の勾配  
 $\gamma = \phi / 2 - 90^\circ + \alpha$   
 $\phi$  : 背面土の内部摩擦角

また、 $\tan \beta = 0.6$  を用いる。

## 4. 検証対象地の概要と解析検証箇所について

### 4.1 はじめに

本章では、検証対象地として用いる高町団地の概要と被害内容、ならびに高町団地における解析検証箇所とそれぞれの被害内容についてまとめる。

### 4.2 検証対象地の概要

検証対象地とする高町団地(図-4.1 参照)は、震源である小千谷市の北東、新潟県長岡市の東山丘陵西縁部の北緯 37 度 25 分、東経 138 度 51 分に位置する新興団地で、北北東 - 南南西方向に伸びるひょうたん型である。長岡市において土地区画整理事業が大規模化した 1970 年代後半に住宅団地建設を目的に宅地造成が行われた<sup>10)</sup>。造成以前は、魚沼層からなる標高約 90m の丘

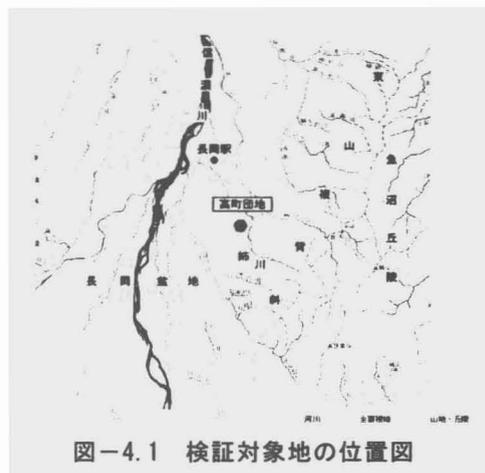


図-4.1 検証対象地の位置図

陵地であった。造成は、標高 70m 以上の丘陵の頂部を切土し、周辺に盛土することによって、平坦地をより多く確保する形式で行われた。造成後の標高は約 60m であり、その延長は約 1.2km、幅は約 0.25km である<sup>11)</sup>。この丘陵地は、東側・北側を姉川によって形成された谷底低地と西側を長岡盆地の平野部で囲まれている。南側は、丘陵との間の鞍部によって台地の上位面が不連続になっている。このように周囲の低地部から切り離された高台の特異な形状となっている。

造成によって、周縁部に出現した高い盛土斜面は、コンクリート擁壁によって支持されていた(写真-4.1 参照)。これらの擁壁の高さは、おおむね約 4~6m である。

高町団地の総戸数は 522 戸、人口は 1820 人(平成 15 年)である。新潟県中越地震の被害により、このうち約 70 戸が応急判定において危険家屋(赤紙)と判定された<sup>10)</sup>。

#### 4.3 高町団地の被害内容

高町団地における被害は団地周縁の盛土部にある外周道路と住宅に集中し、団地中央部には、ほとんど見られなかった。大きな斜面崩壊箇所は、断層直角方向の南西部に 3 箇所(図-4.2 における A, B, C)および北東部に 2 箇所(図-4.2 における D, E)の計 5 箇所である<sup>6)</sup>。これらは、すべて浅い谷の谷頭部に相当し、盛土が谷埋めの形となったため、盛土厚も周囲より厚く、擁壁にかかる土圧も大きかった箇所といえる。また、非崩壊の盛土箇所でも、クラックや沈下が数多く発生している。

#### 4.4 解析検証箇所について

本研究においては擁壁のすべりに対する抵抗力を考慮した上で、盛土の地震時残留変位量を求めることを目的としている。その解析検証箇所として、高町団地における崩壊地・3 箇所、非崩壊地・3 箇所の計 6 箇所を対象とする。ここで、崩壊地は、斜面崩壊及び擁壁の崩壊が発生した箇所であり、非崩壊地は、擁壁の変状は発生したもの、斜面崩壊にはいたっていない箇所を指している。以下の図-4.3 に表した I~VI 地区が検証箇所である。

#### 4.5 解析検証箇所の地質構成と土質特性

高町団地の位置する長岡地域は、広域的な褶曲活動を伴う造山運動を受け、魚沼丘陵から東山山地にかけて北北東-南南西方向の背斜軸を持つ。高町団地はこの背斜面の縁に辺り、地層は、丘陵から平野部に向けて緩やかに傾斜している。地質構成は、下位から魚沼層の砂・粘土・砂礫層・安山岩質火砕岩が不規則に覆う。また、場所によっては、この上位に未固結の御山層の砂・粘土・砂礫層が覆う。団地の構成としては、最上位にある未固結の御山層の砂・粘土・砂礫層を切り崩し盛土されたと考えられる。付表-1 に、I~VI 地区の地質構成と土質特性をまとめる。



写真-4.1 高町団地の擁壁



図-4.2 高町団地の被害状況<sup>12)</sup>

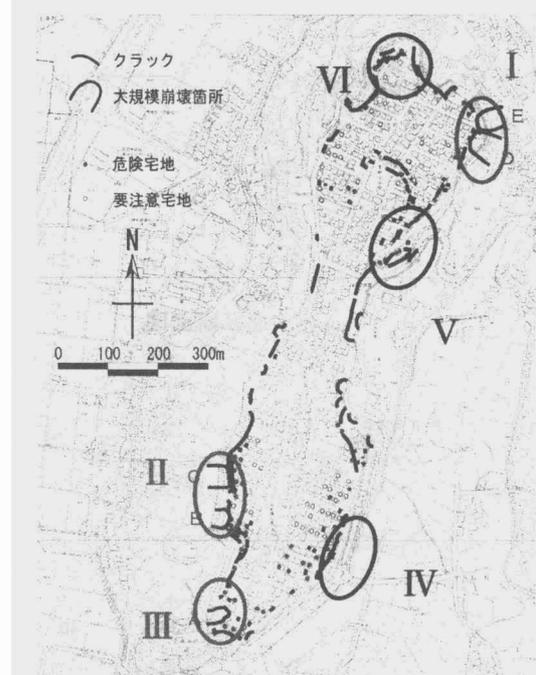


図-4.3 解析検証箇所<sup>12)</sup>に加重

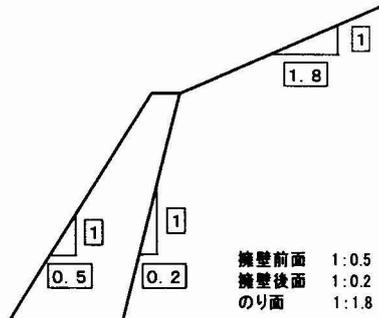


図-4.4 現地測量で得られた擁壁とのり面形状

#### 4.6 解析に用いる断面

本研究で検証に用いる解析用断面であるが、前章で述べた6箇所の解析検証箇所から、それぞれ1断面ずつの測線を取り、断面図を作成する。崩壊地・非崩壊地共に、現地測量で得られた擁壁・のり面の形状(図-4.4)を基本とし、造成前の地形図、造成後の宅地や擁壁が記された平面図より断面図を作成する。ただし、平面図の等高線より読み取った高低差とのり面形状から算定した高低差が異なる場合は平面図を優先する。また、崖錐堆積物や御山層との境界を断面図に組み込むため、ボーリング地点を通る測線とした。以下に前述した方法で作成した各地区の断面図(図-4.6, 4.7)とその測線位置図(図-4.8)を示す。

各地区の断面を比べると、I地区では崖錐堆積物が存在せず、V地区では御山層がなく、崖錐堆積物の下には魚沼層が存在する。他の地区は、盛土→崖錐堆積物→御山層と構成されている。この4地区を崩壊地、非崩壊地で比べると、崩壊地のほうが崖錐堆積物の層厚がより厚い。したがって、崖錐堆積物の存在が崩壊発生に大きく関わっていたのではと考えられる。

I～III地区の3断面は大崩壊が発生した箇所であり、擁壁はI地区で約10m下方に、II地区では15～20m、III地区では約15m下方に流されている。したがって、擁壁も崩壊土砂とともに斜面下方にすべり落ちたと考えられる。

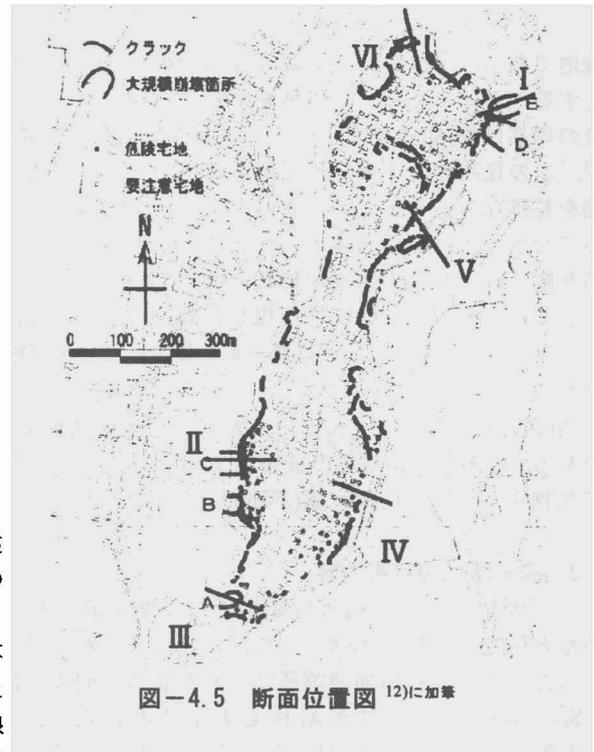
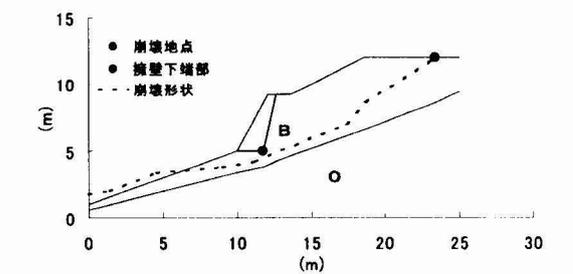
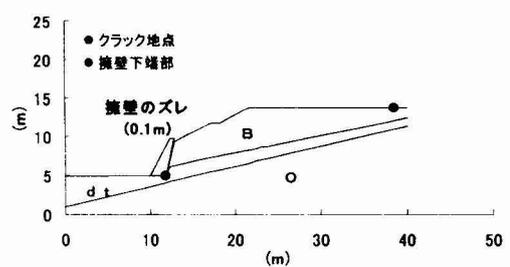


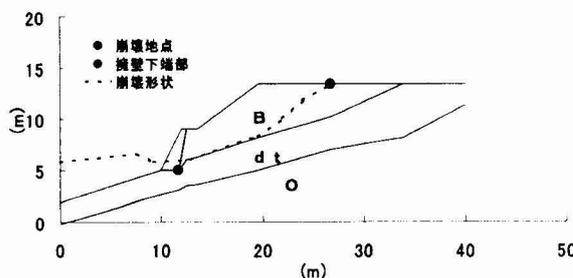
図-4.5 断面位置図 12)に加筆



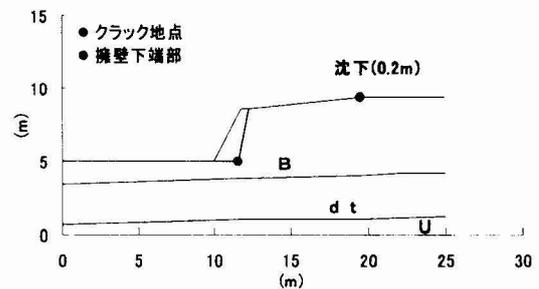
a) I地区断面図



a) IV地区断面図



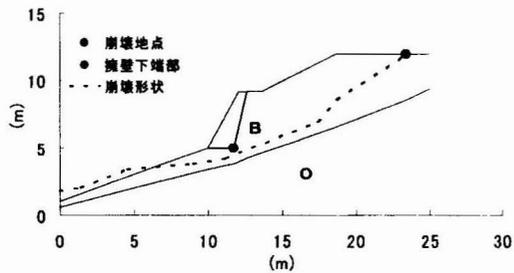
b) II地区断面図



b) V地区断面図

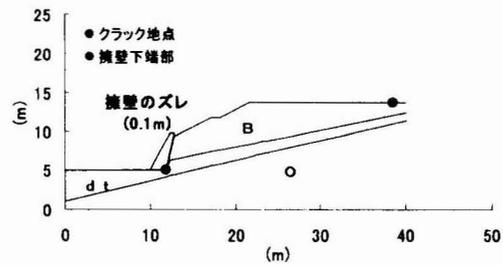
図-4.6 崩壊地の断面図

図-4.7 非崩壊地の断面図



c) I 地区断面図

図-4.6 崩壊地の断面図(続き)



c) IV 地区断面図

図-4.7 非崩壊地の断面図(続き)

## 5. 解析結果と考察

### 5.1 はじめに

本章では、解析に用いる物性値を提示し、第3章に記した解析方法で変位量を算定した結果を示す。

### 5.2 入力地震動と物性値

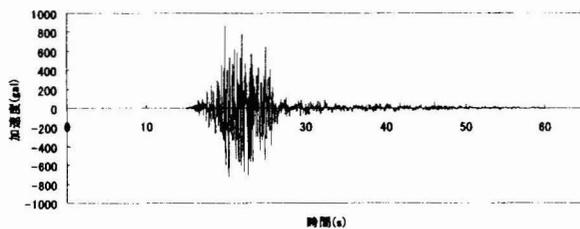


図-5.1 入力波形

表-5.1 入力物性値

	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$
盛土	6.3	34.4	18.0
崖錐堆積物	15.0	15.0	16.0
御山層	50.0	25.0	18.0

高町団地は丘陵地にあり、地盤状態としては山地の地盤に近いということで、K-NET 観測点である新潟県長岡市栖吉町前山における新潟県中越地震時に観測された加速度波形を用いる。丘陵地や山地は岩盤や比較的硬質に地盤より構成されているのに対して、低地ではこれらを覆って沖積層（軟らかい地盤）が堆積している。観測地震波は地表面で観測されたデータであり、地表面付近に沖積層が堆積している地盤では、揺れの特性が変化する。一般には長周期になり、揺れも大きなものとなる。高町団地の盛土部では硬質層の上に盛土があり、厳密には硬質(岩盤)層での地震波と少し特性が変化するが、その影響は小さいと判断して山地での観測波を用いることとした。また、2つの水平成分のうち大きい成分であるNS成分を採用した。

入力物性値については、高町団地にて行われた地質調査の結果をもとに、表-5.1を用いることとする。また、本研究では擁壁の有無によって、変位量が変わるかの検証を行うので、地下水位は崩壊に影響しない位置であるとする。

### 5.3 解析結果

#### (1) 擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力の算定

I～VI地区における擁壁形状より、擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力  $P_T$ 、 $P_K$  を第3章に述べた方法で求めると、表-5.2の結果となる。II, III, VI地区の擁壁高は等しいので抵抗力の算定結果も等しくなる。

表-5.2より擁壁の抵抗力は転倒の場合の方が滑動に比べて大きい結果となった。

#### (2) 解析に用いるすべり円弧の決定

高町団地における検証で必要となる円弧すべり面であるが、単一円弧と仮定し、崩壊地、非崩壊地において、それぞれ次の宅地面と盛土斜面の2点を通る円弧とする。

##### ①宅地面において

崩壊地においては、地震後の崩壊地形から判断できる宅地面上の1点を用いる。また、非崩壊地においては、盛土の変状が起

表-5.2 擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力

地区	単位奥行き当たりの転倒に対する抵抗力 $P_T$ (kN)	単位奥行き当たりの滑動に対する抵抗力 $P_K$ (kN)
I(崩壊地)	237.4	41.8
II(崩壊地)	224.1	38.8
III(崩壊地)	224.1	38.8
IV(非崩壊地)	280.0	51.6
V(非崩壊地)	198.7	33.0
VI(非崩壊地)	224.1	38.8

因して発生したクラック地点を宅地面上の1点と考える。

②盛土斜面において

本研究においては、擁壁の存在に着目している。橋本ら<sup>8)</sup>の宅地擁壁被害の分析から擁壁の倒壊や傾斜が数多く発生していることがわかる。したがって、のり面崩壊ではなく、擁壁の倒壊や傾斜などが発生する崩壊を仮定する。このことから、すべり面は擁壁の下端部を通るものとし、崩壊地・非崩壊地ともに盛土斜面上の1点は擁壁の下端部と考える。

上記2点を通る円弧をすべり面とし、式(3.13)より算出された安全率の結果より、最小安全率を示すすべり円弧を変位量算定に用いるすべり円弧として決定する。また、入力する水平震度  $k_h$  は宅地防災マニュアル<sup>13)</sup>より、大地震時の設計水平震度 0.25 を用いることとする。

次に、ニューマーク法で用いる崩壊地のすべり円弧を図-5.5に、非崩壊地のすべり円弧を図-5.6に示す。本研究に用いる解析検証箇所の崩壊地は地震時に大きな斜面崩壊が発生した箇所であり、非崩壊地では、崩壊は起こっていないものの、擁壁のズレやクラックが生じている。このことから、地震時の安全率は小さいものだったと考えられるので、本研究におけるすべり円弧は最小安全率を示すものを用いることとする。

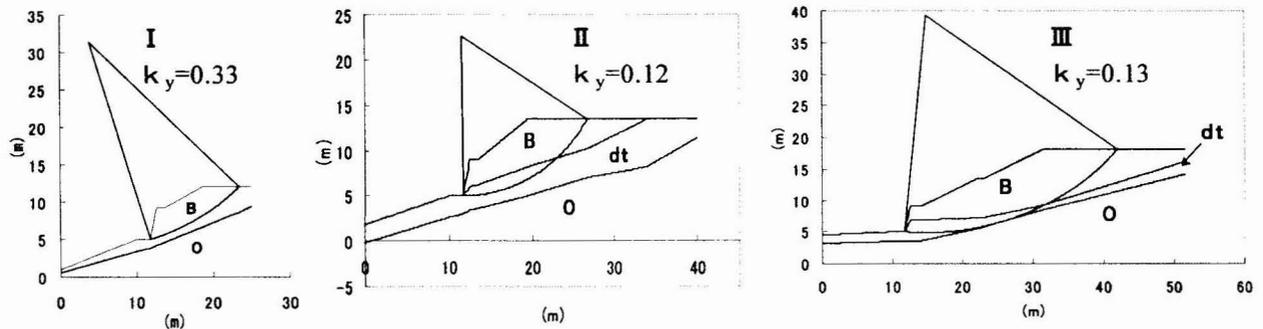


図-5.5 各解析断面のすべり円弧（崩壊地）

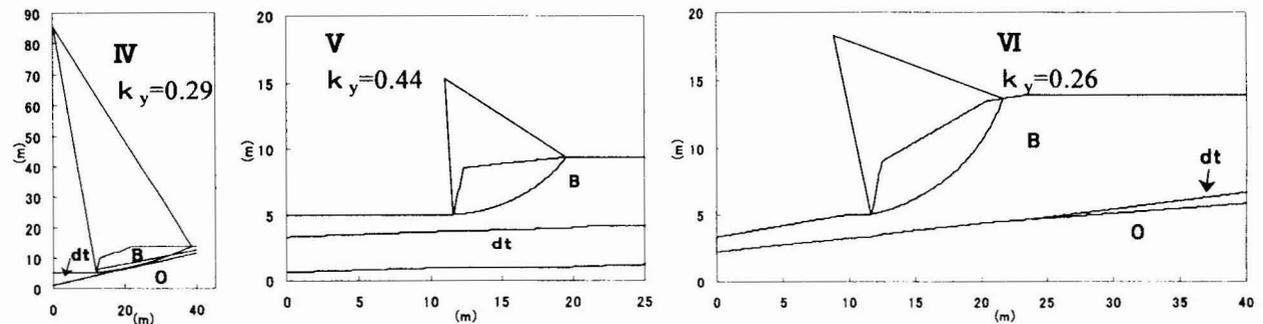


図-5.6 各解析断面のすべり円弧（非崩壊地）

(3) 解析結果と考察

図-5.5, 図-5.6に示した断面を用いて、ニューマーク法により変位量を算定した結果が図-5.7である。また、擁壁形状を盛土の一部として考え、ニューマーク法で変位量を算定した結果も図-5.7に示す。本研究において、この算定方法を通常のニューマーク法と称する。また、この際、擁壁部分の単位体積重量は  $23.5\text{kN/m}^2$  と設定した。

崩壊地と非崩壊地を比べると、I地区を除いて、変位量に  $400\sim 500\text{mm}$  の差が見られる。この差から、本手法で崩壊地と非崩壊地の区別可能であると判断できる。崩壊地において、 $600\text{mm}$  前後の変位量となり、実際の被害内容のような大崩壊とは言い切れない。しかし、高町団地の実被害において  $500\text{mm}$  以上の変位を伴う被害が発生した上で、非崩壊地である箇所がほぼ見られないことから、 $500\text{mm}$  以上の変位で大崩壊が発生していると考えられる。よって、II, III地区では実被害を再現させる結果となった。非崩壊地においては、V地区で算定結果が  $8.7\text{mm}$  と実被害の変位量  $200\text{mm}$  と大きく異なる結果となった。しかしながら、他の2地区では実被害とほぼ同じか、あるいは下回る結果となり、オーダー的には同じ結果であった。

本手法における変位量算定結果と、通常のニューマーク法を用いて算定した結果を比べると、III地区を除

いて、後者の方の変位が大きくなるという結果となった。このことから、擁壁の抵抗力を本手法のほうがよりよく反映しているといえる。また、崩壊地において、通常のニューマーク法の算定方法では、崩壊とみなせない結果が得られたことから、高町団地の被害を再現するには、本手法がより有効であると考えられる。

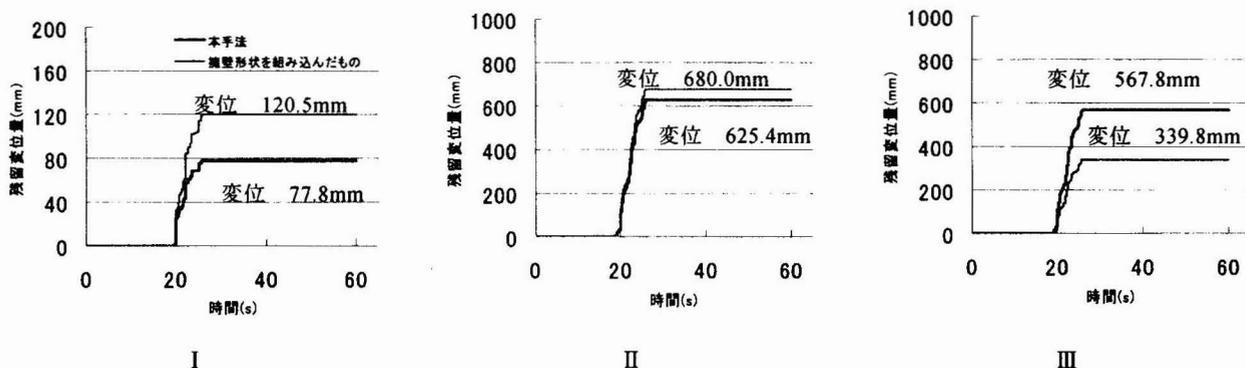


図-5.7 I～III地区の残留変位量

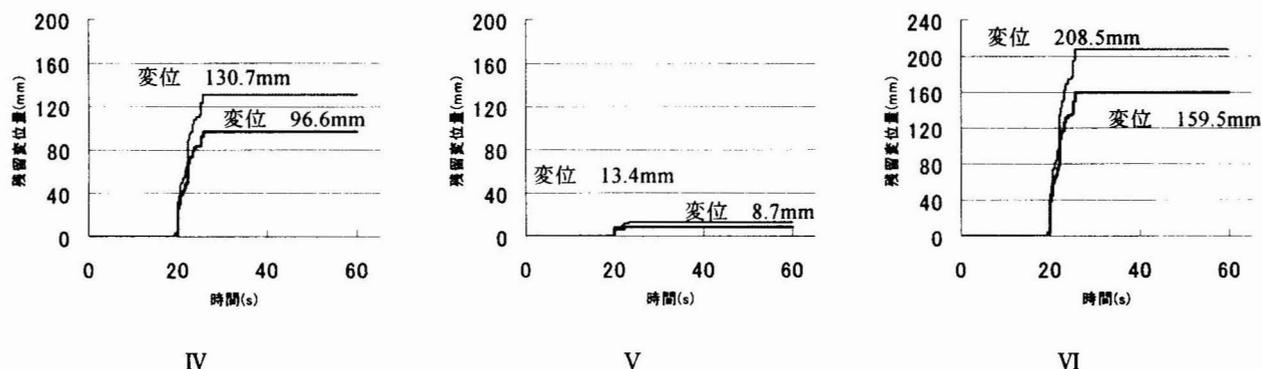


図-5.8 IV～VI地区の残留変位量

## 6. 結論

本研究では、擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力を考慮した上で、残留変位量簡易算定手法であるニューマーク法を用いて、盛土の地震時残留変位量算定を目的とした。擁壁の転倒・滑動に対する抵抗力を求め、その抵抗力をモーメントとして、変位量算定過程に組み込むという手法で変位量を算定した。この手法を用いて、新潟県長岡市に位置する高町団地の崩壊地・非崩壊地の計6箇所において変位量を算定し、有効性の検証を行った。検証結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 解析結果である各地区の残留変位量は、崩壊地と非崩壊地を比べると400～500mmの差が見られ、変位量からも崩壊・非崩壊を判別できる。高町団地の実被害において500mm以上の変位を伴う被害が発生した上で、非崩壊地である擁壁がほぼ見られないことから、II、III地区では実被害を再現させる結果となった。
- (2) 非崩壊地においては、V地区で算定結果が8.7mmと実被害の変位量200mmと異なる結果となったが、他の2地区では実被害とほぼ同じかあるいは下回る結果となり、オーダー的には同じ結果であった。
- (3) 本手法における変位量算定結果と、通常のニューマーク法を用いて算定した結果を比べると、III地区を除いて、後者の方の変位が大きくなるという結果となった。このことから、擁壁の抵抗力を本手法のほうがよりよく反映しているといえる。また、崩壊地において、通常のニューマーク法の算定方法では、崩壊とみなせない結果が得られたことから、高町団地の被害を再現するには、本手法がより有効であると考えられる。

付録：

付表—1 I～VI地区の地質構成と土質特性

地区	地質	特徴
I	盛土層(B)	層厚は2～3m程である。土質は、礫混じりの砂が主体となって構成される。崩壊地中段からは、地下水の流動痕跡が観察される。N値は1～4である。
	御山層(O)	層厚は4～6mである。土質は、粘土・砂の互層から構成される。N値は3～17である。
II	盛土層(B)	層厚は2.3～3.7mである。土質は、砂質粘土もしくは、砂混じり粘土から構成される。N値は2～4である。
	崖錐堆積物(dt)	層厚は、2.1～3.0mである。土質は、砂混じり粘土・粘土から構成される。N値は1～13である。
	御山層(O)	層厚は5.2～9.0mである。土質は、粘土質砂・シルト・粘土の互層から構成される。N値は9～23である。
III	盛土層(B)	層厚は1.75～1.90m程である。土質は、岩片混じり粘土から構成される。N値は1である。
	崖錐堆積物(dt)	層厚は、3.15m程である。土質は、岩片混じり粘土・岩片混じり砂質粘土・粘土から構成される。N値は0～6である。
	御山層(O)	層厚は4.25～14.65mである。土質は、粘土・砂の互層から構成されるが、粘土層が優勢である。N値は1～14である。
IV	盛土層(B)	層厚は1.5～6.45mである。土質は、礫混じり粘土・シルト・砂質粘土・粘土から構成される。N値は2～8である。
	崖錐堆積物(dt)	層厚は、1.6～2.6mである。土質は、砂・礫混じり砂・砂礫・礫混じり粘土・腐植土から構成される。N値は2～3、砂礫で34である。
	御山層(O)	層厚は2.75～5.9mである。土質は、シルト・礫混じりシルト粘土・砂質シルト・砂質粘土・凝灰質シルトから構成される。N値は6～36である。
V	盛土層(B)	層厚は1.25m程である。土質は、礫混じり砂質粘土・礫混じり粘土・粘土質シルトから構成される。N値は1～6である。
	崖錐堆積物(dt)	層厚は、0.8m程である。土質は、礫混じり砂質粘土・砂質粘土から構成される。N値は3～7である。
	魚沼層(U)	土質は、砂礫・玉石混じり砂礫に層厚1.4m程の細砂・粘土層を挟んだ構成となっている。N値は3～50以上である。
VI	盛土層(B)	層厚は7.1～7.6m程である。土質は、粘土・砂質シルト・礫混じり砂質シルトから構成される。N値は1～5である。
	崖錐堆積物(dt)	層厚は、1.25m程である。土質は、礫質土から構成される。N値は42である。
	御山層(O)	層厚は13.35～16.65mである。土質は、砂礫を主体とし、残りは砂層から構成される。N値は砂礫で50、砂で4～40である。

参考文献

- 1) 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会：地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会 報告書，地盤工学会，pp.10-64，1999。
- 2) 沖村孝：阪神・淡路大震災の宅地災害の分析，SHIN TOSHI，Vol.60，No.7，2006
- 3) 沖村孝，二木幹夫，岡本敦，南部光広：兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析，土木学会論文集，No.623，pp.259-270，1999。
- 4) 堀井克巳，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回地盤工学会発表会，pp.1895-1896，1997。
- 5) Newmark, N. M. : Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965.
- 6) 鵜飼恵三，井田寿朗，若井明彦：地震時の斜面の安定性に及ぼす3次元効果，土木学会論文集，No.554，pp.119-128，1996。

- 7) 鳥居宣之, 沖村孝, 豊福亮: 地震時の過剰間隙水圧を考慮した盛土斜面の簡易残留変位量算定手法の提案, 第 50 回地盤工学シンポジウム, pp.401-406, 2005.
- 8) 橋本隆雄, 人見孝: 1995 年兵庫県南部地震による宅地擁壁の被害分析とその教訓, 宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.3-10, 2005.
- 9) 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会: 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会 報告書, 地盤工学会, pp.117-144, 1999.
- 10) 釜井俊孝, Trandafir, A. C, 村尾英彦: 2004 年新潟県中越地震による郊外住宅地の斜面被害, 宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.17-24, 2005.
- 11) 橋本隆雄, 宮島昌克, 福田誠: 2004 年新潟県中越地震における年代別地形図を用いた長岡市内の宅地地盤被害分析, 宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.31-38, 2005.
- 12) 沖村孝, 鳥居宣之, 大藪剛士, 田中博文, 中村幸一: 新潟県中越地震による宅地造成地の被害原因に関する考察, 第 40 回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 1071, 2005.
- 13) 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説 [ I ] 改訂版, ぎょうせい, pp.73-89, 1998.

著者: 1) 沖村孝, 都市安全研究センター, 教授, 2) 鳥居宣之, 都市安全研究センター, 助手, 3) 南部光広, 応用地質株式会社 (平成 18 年度前期客員教授), 4) 森加代子, 工学部建設学科, 学生

# Proposal of Newmark's Method Considering the Resistance of Retaining Wall

Takashi Okimura  
Nobuyuki Torii  
Mitsuhiro Nanbu  
Kayoko Mori

## Abstract

Earthquakes caused deformation of housing lots. Because of the deformation, damages at many houses were caused. Therefore, it is necessary to extend seismic countermeasures to embankments of housing lots. Stability evaluation of slope by residual displacements is of great importance to extract embankments that have high potentiality for failures from many embankments. In this study, proposed the Newmark's method considering the overturning and sliding resistance of retaining wall. By using this method, the residual displacements of embankments at Takamachi residential area in Nagaoka city, damages at many embankments were caused by Niigataken-Chuetsu earthquake, were estimated. As a result, the results were almost equal to the actual displacements and this method reflected the resistance of retaining wall more than the usual method did.