

宅地地盤の地震時盛土スベリのメカニズムと対策方法

Mechanism and mitigation method of embankment slip of the residential land triggered by earthquake

太田英将^{*} (有限会社太田ジオリサーチ)

Hidemasa OHTA (Ohta Geo Research Co.,Ltd.)

キーワード：斜面安定，盛土，地すべり，側部摩擦抵抗，対策，地震

Keywords: slope stability, embankment, slip, side friction, mitigation, earthquake

1. はじめに

近年地震に伴って谷を埋め立てた盛土が崩壊する例が増加し、被災者の復興にとっての大きな障害と認識されるようになってきた。宅地盛土の地震地スベリの例としては 1978 年宮城県沖地震，1995 年兵庫県南部地震，そして 2004 年新潟県中越地震において顕著だった。

宅地盛土の被災は，規模が小さくとも個人資産にかかわるものであるため，原則として個人での対応が求められている。しかし，従来の地すべり対策的な工法は詳細な調査と多額の費用を要するため，個人対応が現実的ではない。このため，地震時盛土スベリのメカニズムを理解し，現実的な対策工法を開発する必要性が生じている。

2. 地震時盛土スベリのメカニズム研究例

宅地盛土の地震時スベリの研究は，切盛境における被災率の増加などの観点から行われたが，1995 年兵庫県南部地震における阪神間の被害を詳細に調査した釜井他 (1996)¹⁾により本格的に行われるようになった。釜井他 (2000)²⁾では，地震時盛土スベリが，盛土の横断形状 (幅 / 深さ比) に支配されていることが明らかとなった。通常地すべりの安定を考える際には，滑動方向の断面 (縦断面) で評価するが，この研究成果によりスベリの横断形状がより重要であるという画期的な知見が得られた。さらに釜井他 (2004)³⁾ではニューラルネットワークを用いて危険斜面の予測

精度を高めている。

一方，横断形状が支配的であることを表現する安定解析手法として太田・林 (2001)⁴⁾は，周縁部の摩擦が底部の摩擦に比べて大きいことを考慮した 3 次元安定解析を利用する手法を提案した。

3. 地震時盛土スベリの対策手法研究例

従来の地すべり対策で用いられる抑止杭工やアンカー工法は，斜面末端部に施工されるが，この手法だと盛土土塊の流下は防止できるが土塊の内部変形が防げないため盛土のスベリ対策としては不十分である。地震時の盛土スベリの対策に必要な機能は，盛土土塊内の変形も防止することが必要である。安定解析的に表現すれば，「全体安全率が 1 を超えていることだけでは不十分であり，部分安全率も 1 を切らないようにしなければならない」ということである。

太田 (2001)⁵⁾は，幅 / 深さ比を改善することにより盛土土塊内部および全体の安全率を向上させる手法を提案した。これは土塊内部に擬似的な側壁を設けることにより平均すべり面強度を向上させる手法である (図 1 参照)。ただし，本工法は現時点では実用化されていない。

実用化された手法としては，日本鉄道施設協会 (1972)⁶⁾がある。これは 1968 年十勝沖地震で被災した盛土被害が振動台実験 (最大 400gal) において間隙水圧の上昇で盛土崩壊が発生することを再現し，その条件で各種対策工を比較実験した結

果開発されたものである。具体的にはストレーナー加工した鋼管を盛土内に挿入することによって、地震時の過剰間隙水圧を消散させる機能を利用した工法である（図2参照）。

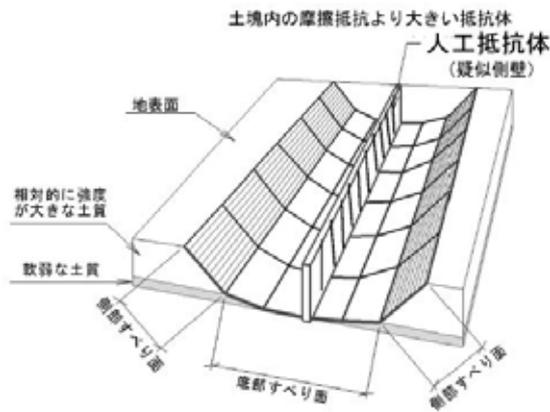


図1.疑似側壁を地すべり土塊中に形成し、幅/深さ比を小さくして「平均すべり面強度」を向上させる工法概念図



図2.ストレーナー加工した鋼管を打込み、間隙水圧の消散を図る工法に用いる鋼管

4. 地震時に盛土内に発生する現象

これまでの研究成果などから地震時に盛土内に発生する現象は以下のようにまとめられる。

- (1)飽和地下水が存在する場合、底面付近で液状化が発生する(間隙水圧/垂直荷重が1となる)⁷⁾。
- (2)不飽和状態にある側面は、動的摩擦による強度増加と繰り返し振動による強度低下の両者の現象が発生するものと考えられる。また盛土形状によって圧縮部にも伸張部にもなることから土質工学的な強度設定が現時点では困難である。
- (3)釜井他(2000)によれば、盛土の変動はすべり面(盛土底面)勾配や土質強度には依存せず、幅/深さ比が10を超えると発生する。ただし、その検討に用いられた底面傾斜角は $10 \sim 20^\circ$

が約7割を占めており⁸⁾、変動が起きているのは震度6弱(520~830gal)以上の場所である。

5. 地震時盛土の簡易安定計算手法

前述したような対策工が盛土の地震時対策として定性的に有効であると考えられるが、地盤条件によってある程度定量的に設計できるようにする必要がある。

しかし一方では、盛土対策は個人対応となることを考慮すると、複雑な調査や解析は不向きであり、できるだけ簡易な安定解析手法を構築する必要がある。

前述の現象を再現できる単純化安定計算モデルを図3に示す。

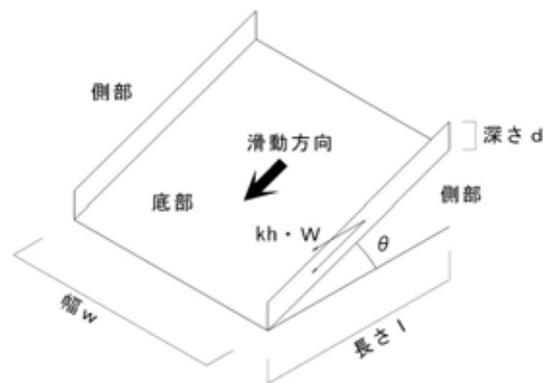


図3.地震時盛土スベリの単純化3次元安定解析モデル

底部が地下水で飽和している場合、強震動により過剰間隙水圧 u が発生する。有効土被り圧 σ との比、 $u / \sigma = 1$ となる震度を液状化震度と仮定すると、この震度で底面の摩擦抵抗は消失する。被災例の多くは震度6弱程度以上の揺れで発生していると思われるため、 $u / \sigma = 1$ となる震度を520galと仮定することができる(表1参照)。

0galと520galの間は u / σ が一次関数的に増加すると仮定する。日本鉄道施設協会(1972)によれば、1968年十勝沖地震の際に東北本線向山~三沢間663k150m地点の間隙水圧計は、震度5で $u / \sigma = 0.2$ を記録している。加速度110gal(震度

5の最小値)とすると、 $u / \sigma = 0.21$ となるため、前述の仮定は妥当性を持つものと考えられる。

表 1.震度階級と加速度の対応

震度階級	最大加速度(gal)
震度 4	40 ~ 110 程度
震度 5 弱	110 ~ 240 程度
震度 5 強	240 ~ 520 程度
震度 6 弱	520 ~ 830 程度
震度 6 強	830 ~ 1,500 程度
震度 7	1,500 程度 ~

一方側部の摩擦抵抗がどのような性質の力と考えるかは困難な問題として残っている。現時点では上載荷重によらないせん断抵抗力と考えて取り扱うことが多いが、計測自体が困難であるため未知数として取り扱う手法が考えられている(中川他(2005)⁹⁾)。側部は不飽和状態で、地震時に過剰間隙水圧を発生させないものとする。

6. 安定解析結果

阪神地区の研究例では、盛土底面の傾斜角は 15° 前後のものがもっとも多いので、 $10 \cdot 15 \cdot 20 \cdot 25^\circ$ の4ケースについて計算を行った。

滑動力 T ・抵抗力 R は次式で示される。

$$T = W \times (\sin \theta + kh / \cos \theta) \quad \dots (1)$$

$$R = 2 \cdot c_{side} \cdot d \cdot l + (1 - u / \sigma) \cdot W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \quad \dots (2)$$

$$Fs = R / T \quad \dots (3)$$

ここで、 W :土塊重量、 θ :盛土底部の傾斜角、 c_{side} :側部のせん断抵抗力、 d :盛土深さ、 l :盛土長さ、 u :間隙水圧、 σ :有効土被り圧($u / \sigma = 1$)、 Fs :安全率、である。

兵庫県南部地震等の解析から得られた結果²⁾は、震度 6 弱程度の地震動で盛土の滑動が発生していると考えられ、また盛土底面傾斜の最頻値が 15° であることから、地震加速度 520gal(震度 6 弱)、 $\theta = 15^\circ$ の条件で幅/深さ比 = 10 となるところで Fs が 1 を下回るように逆解析を行った。

その結果、側部摩擦抵抗 $c_{side} = 220 \text{ kN/m}^2$ が得ら

れた。これは N 値 15 程度の硬質粘土の一軸圧縮強度に相当する。他の条件の計算においても、側部強度は一定として試算した。

計算結果を表 2 に示す。間隙水圧消散工法を併用した場合には過剰間隙水圧が発生しないと考え、底面摩擦抵抗の低減を行っていない。1995 年兵庫県南部地震や 2004 年新潟県中越地震では丘陵地にある傾斜地盛土は震度 6 弱程度の強震動を受けている。

釜井他(2000)では、盛土底面傾斜角によらず、幅/深さ比が 10 を超えると被災率が急増するという結果となっていたが、520gal で試算した結果を見ると、 $\theta = 10 \sim 25^\circ$ の間では幅/深さ比が 11 ~ 8 と大差がないことがわかる(図 4 も参照)。しかし、震度階級が低くなると盛土底面傾斜角の影響を比較的強く受けることがわかる(震度 5 弱の例を参照)。

表2. $Fs = 1$ となる幅/深さ比

震度階級	5 弱	6 弱 1	6 強	7
加速度 (gal)	380	520	1000	1500
$\theta = 10$	17	11	7	5
	(>22)	(>22)	(11)	(6)
$\theta = 15$	14	10 2	6	5
	(>22)	(22)	(9)	(6)
$\theta = 20$	12	9	6	4
	(>22)	(17)	(8)	(5)
$\theta = 25$	11	8	5	4
	(18)	(13)	(7)	(5)

上段:間隙水圧を消散しない場合
(下段):間隙水圧を消散する場合
1:地震により発生した盛土スベリの解析事例は震度6弱の箇所が多い
2:520gal、 $\theta = 15^\circ$ で幅深さ比10のとき安全率が1を下回るように逆算

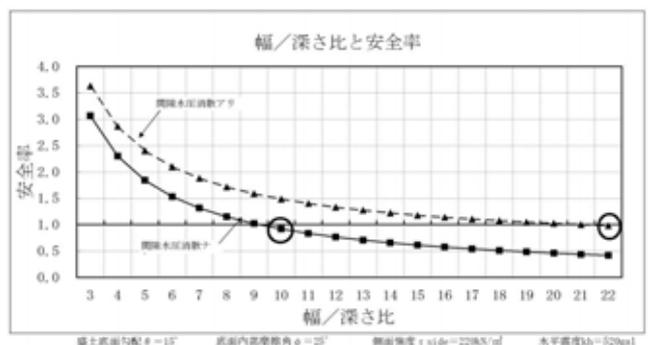


図 4. 水平加速度 520gal、盛土底面勾配 15° の条件で、幅/深さ比による安全率の変化

振動と底面傾斜角を変化させた場合を図 5 および 6 に示す。いずれの場合も幅 / 深さ比 7 程度まで急激に安全率を低下させる傾向が認められる。振動が小さく底面傾斜角が緩い場合には、安全率の低下率が減少するため、安全率が 1 をなかなか下回らない。また、過剰間隙水圧を消散させる対策を施せば、安全性が大きく向上することがわかる。

逆に振動が大きく傾斜が急な場合には、急激に安全率が低下する間に $F_s < 1$ となってしまうため、過剰間隙水圧消散工法の効果が、幅 / 深さ比で 2 ~ 4 程度と相対的に小さくなる。この場合には、過剰間隙水圧消散工法のみならず、幅 / 深さ比を改善する工法も必要となろう。

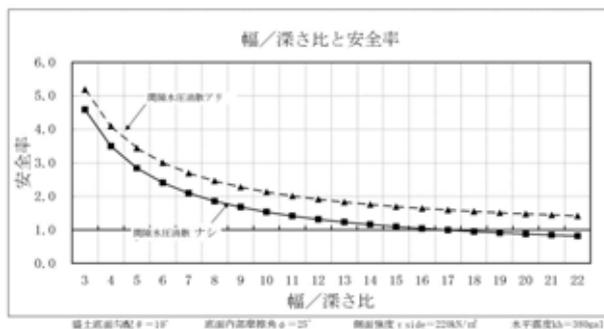


図 5.振動が小さく、傾斜が緩い場合
水平加速度 380gal, 底面傾斜角 = 10°

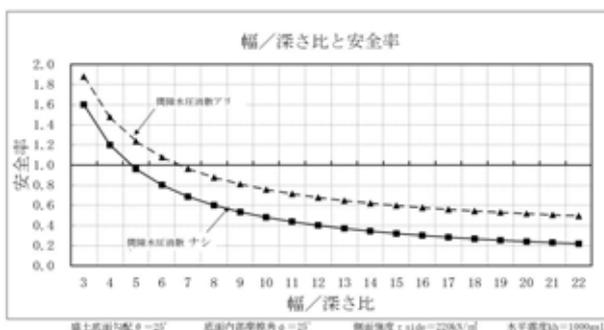


図 6.振動が大きく、傾斜が急な場合
水平加速度 1G, 底面傾斜角 = 25°

7. まとめ

谷埋め盛土が地震時に滑動する原因は、底部の過剰間隙水圧が上昇し抵抗力を失い、側部摩擦が滑動に対する抵抗力となることによる。この仕組

みを簡単なモデルを用いた無限長斜面の 3 次元安定解析で試算した。兵庫県南部地震時の被災例を逆解析し再現したところ、側部摩擦抵抗は 220kN/m²と見積もることができた。

対策工としては、過剰間隙水圧が発生しないようにストレーナー付きのパイプを挿入するなどして過剰間隙水圧を消散する方法と、幅 / 深さ比を改善して擬似側部抵抗力を発揮させる方法がある。

地震動が比較的小さく、盛土底面傾斜角が緩い場合には過剰間隙水圧消散工法が非常に効果的であることが計算からも示された。

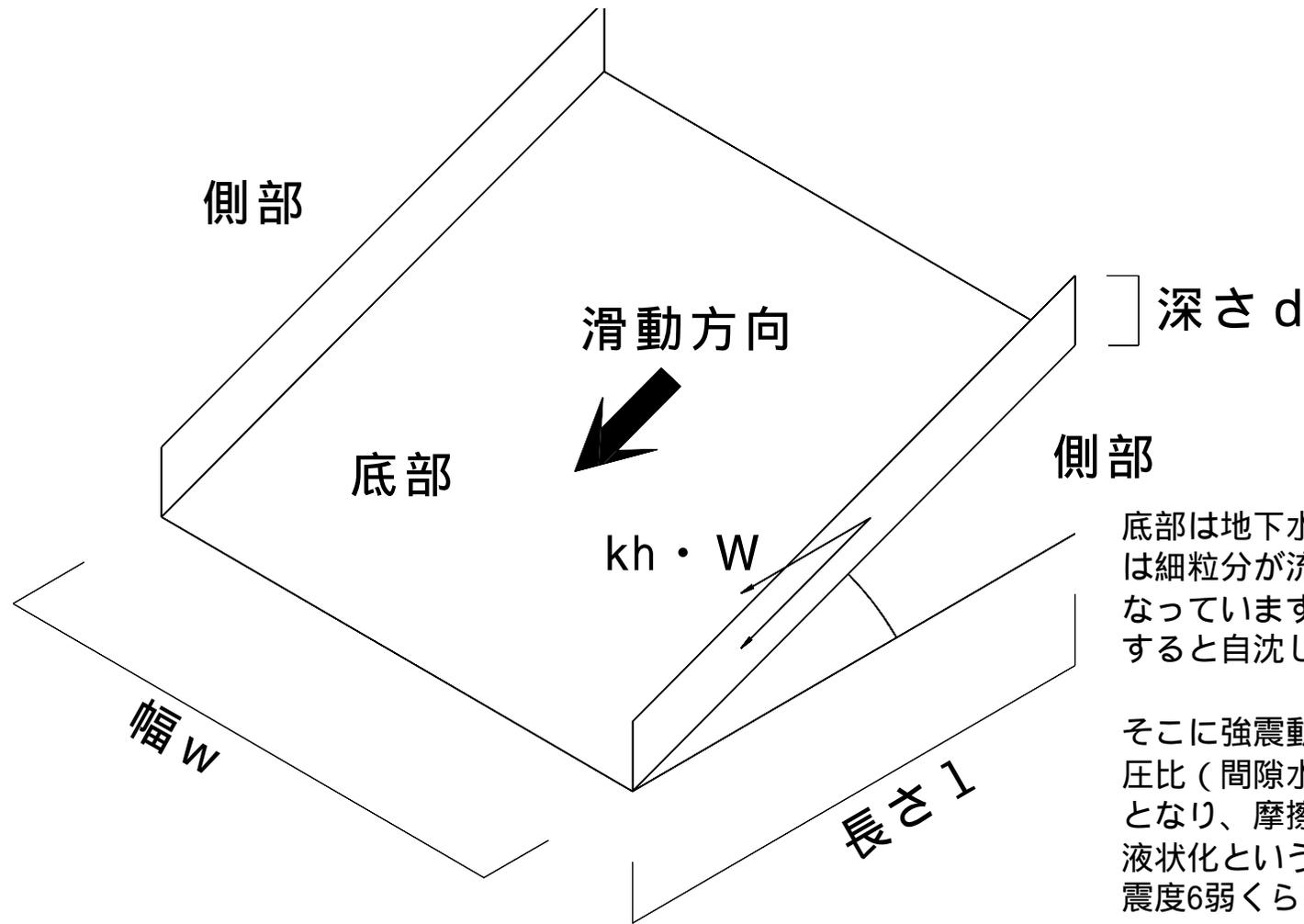
一方、地震動が大きく、傾斜が急な場合には過剰間隙水圧消散のみでは安定性の改善幅が小さくなるため、幅 / 深さ比の改善も行う必要がある。

想定される地震動が大きく、かつ盛土底面傾斜角が急な場合には、過剰間隙水圧消散工法を実施すると同時に、幅 / 深さ比を 3 以下に改善することが望ましい。

参考文献

- 1) 釜井俊孝・鈴木清文・磯部一洋(1996):平成 7 年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動,地質調査所月報
- 2) 釜井俊孝・守随治雄・太田英将・原口強(2000):都市域における地震時斜面災害のハザードマップ - 宅地盛土斜面の変動予測 -, 日本応用地質学会平成 12 年度シンポジウム予稿集
- 3) 釜井俊孝・守随治雄・笠原亮一・小林慶之(2004):地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測,日本地すべり学会誌
- 4) 太田英将・林義隆(2001):周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの 3 次元安定解析,日本地すべり学会誌
- 5) 太田英将(2001):土塊の内部抵抗を利用した新しい地すべり対策工法, 2001 年度土木学会研究発表会
- 6) 日本鉄道施設協会(1972):盛土の耐震設計に関する研究報告書
- 7) 京都大学防災研究所(2004):『地盤防災論 防災学講座 第 3 巻』
- 8) 小林慶之(1999):都市域における宅地盛土斜面における地震災害予測図の作成, 日本大学修士論文
- 9) 中川渉・守随治雄・古木宏和・太田英将・林 義隆(2005):周縁部強度を未知数とした 3 次元安定解析手法の研究, 日本地すべり学会誌

地震時盛土スベリの超単純化 3次元モデル



底部は地下水が流動しており長期的には細粒分が流失してスカスカ状態になっています（簡易貫入試験などをすると自沈したりします）。

そこに強震動が加わると、過剰間隙水圧比（間隙水圧 / 有効土被り圧）が1となり、摩擦が無い状態に陥ります。液状化ということです。実例を見ると震度6弱くらいで被災している例が多いので、520galくらいで摩擦が失われると考えます。

一方側部は地下水が流れていないので摩擦力が劣化していません。また、一般に不飽和なので液状化は発生しません。

逆解析モデル

1995年兵庫県南部地震での被災は京大防災研の釜井先生の研究で明確にされています。具体的には、最頻盛土底面傾斜角15度で、幅 / 深さ比が10以上となると盛土が滑動しています。その際の震度は6弱 (520 ~ 830gal) 以上と考えられます。

520galで幅・深さ比 10で滑動するモデルを逆解析してみました。
 その際、過剰間隙水圧が発生しなかったと仮定した場合の安全率も計算してみました。

幅 / 深さ比と安全率

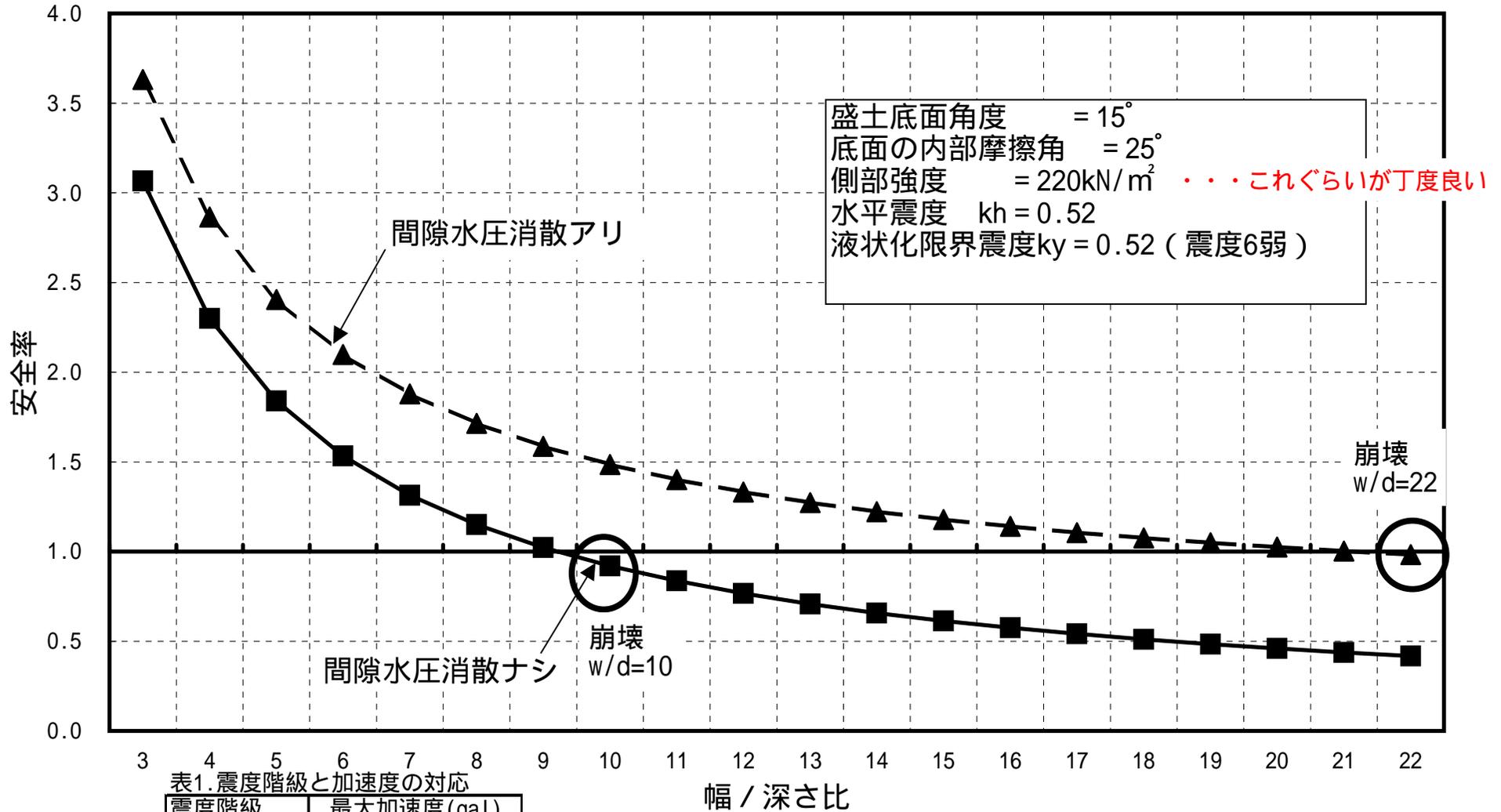


表1. 震度階級と加速度の対応

震度階級	最大加速度(gal)
震度 4	40 ~ 110程度
震度 5 弱	110 ~ 240程度
震度 5 強	240 ~ 520程度
震度 6 弱	520 ~ 830程度
震度 6 強	830 ~ 1,500程度
震度 7	1,500程度 ~

以下のページに、震度や盛土底面傾斜角をかえて、幅 / 深さ比と安全率の関係を計算してみました。

表2.Fs = 1となる幅 / 深さ比

震度階級	5 弱	6 弱 1	6 強	7
加速度(gal)	380	520	1000	1500
=10	17	11	7	5
	(>22)	(>22)	(11)	(6)
=15	14	10 2	6	5
	(>22)	(22)	(9)	(6)
=20	12	9	6	4
	(>22)	(17)	(8)	(5)
=25	11	8	5	4
	(18)	(13)	(7)	(5)
上段：間隙水圧を消散しない場合 (下段)：間隙水圧を消散する場合 1：地震により発生した盛土スベリの解析事例は震度6弱の箇所が多い 2：520gal， =15で幅深さ比10のとき安全率が1を下回るように逆算				

計算式は下記のような簡単なもので、エクセルでできます。

滑動力 T ・ 抵抗力 R は次式で示される。

$$T = W \times (\sin \theta + kh / \cos \theta) \dots (1)$$

$$R = 2 \cdot \text{side} \cdot d \cdot l + (1 - u / \sigma_v) \cdot W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \dots (2)$$

$$F_s = R / T \dots (3)$$

ここで、W：土塊重量， θ ：盛土底部の傾斜角，

side：側部のせん断抵抗力，d：盛土深さ，l：盛土長さ，u：間隙水圧， σ_v ：有効土被り圧 ($u / \sigma_v = 1$)，Fs：安全率，である。

結 論

いわゆる地すべり対策工的手法は、末端部に抑止工を施工することが主体であるが、これでは脆弱な谷埋め盛土は大きく変形してしまうので、全体の滑動が抑えられたとしても家屋は壊れてしまう。それに加えて個人が負担するには高価すぎる。

そこで知恵を絞ると

谷埋め盛土が地震時に滑動する原因は、底部の過剰間隙水圧が上昇し抵抗力を失い、側部摩擦が滑動に対する抵抗力となることによる。この仕組みを簡単なモデルを用いた無限長斜面の3次元安定解析で試算した。兵庫県南部地震時の被災例を逆解析し再現したところ、側部摩擦抵抗は $220\text{kN}/\text{m}^2$ と見積もることができた。

対策工としては、過剰間隙水圧が発生しないようにストレーナー付きのパイプを挿入するなどして過剰間隙水圧を消散する方法と、幅/深さ比を改善して擬似側部抵抗力を発揮させる方法がある。地震動が比較的小さく、盛土底面傾斜角が緩い場合には過剰間隙水圧消散工法が非常に効果的であることが計算からも示された。

一方、地震動が大きく、傾斜が急な場合には過剰間隙水圧消散のみでは安定性の改善幅が小さくなるため、幅/深さ比の改善も行う必要がある。想定される地震動が大きく、かつ盛土底面傾斜角が急な場合には、過剰間隙水圧消散工法を実施すると同時に、幅/深さ比を3以下に改善することが望ましい。

- (1) 盛土底面角度が緩い場合には、間隙水圧消散工法が非常に効果的である。
- (2) 盛土底面傾斜角が急な場合には、間隙水圧消散工法だけでは効果が不十分なので、幅/深さ比改善工法を併用する必要がある。



これで個別の宅地・谷埋め盛土の対策工が「設計」できます！