

土検棒が、某自治体の急傾斜地崩壊防止事業の特記仕様書に組み込まれた記念

OHTA-GEO

## 急傾斜地崩壊防止 地すべり防止対策研修 (急傾斜地編)

太田ジオリサーチ  
ohta@ohta-geo.co.jp

<http://www.ohta-geo.co.jp>

OHTA-GEO

### 安全率Fs = 抵抗力R ÷ 滑動力T (Safety Factor) (地下水有り)

形状条件

- $\theta = 30^\circ$
- $z = 2.0\text{m}$
- $z_w = 1.0\text{m}$
- $b = 10\text{m}$

土質定数

- $c = 5\text{ kN/m}^2$
- $\phi = 30^\circ$
- $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10\text{ kN/m}^3$

$W = b \times z \times \gamma = 10 \times 2 \times 20 = 400\text{ kN/m}$

$T = W \times \sin\theta = 400 \times \sin 30^\circ = 200\text{ kN/m}$

$N = W \times \cos\theta = 400 \times \cos 30^\circ = 346\text{ kN/m}$

$u = 1 \times 10 \times 10 / \cos 30^\circ = 115\text{ kN/m}$

$l = b / \cos\theta = 10 / \cos 30^\circ = 11.5\text{ m}$

安全率  $F_s = \frac{(N-u) \tan\phi + c \cdot l}{T} = \frac{(346-115) \times \tan 30^\circ + 5 \times 11.5}{200} = 0.95$

地下水なければ  $F_s = \frac{(N \cdot \tan\phi + c \cdot l)}{T} = \frac{(346 \times \tan 30^\circ + 5 \times 11.5)}{200} = 1.29$

<http://www.ohta-geo.co.jp>

こういう斜面に関する土質力学を、標準的な急傾斜地崩壊防止事業では使わなくてもできる

OHTA-GEO

## 工法選定の基本

- 検討項目
  - 安全性、耐久性、施工性、経済性、周囲の環境との調和

① 斜面の上部に保全対象がある場合  
原因地对策、抑止工が基本

② 斜面の下部にのみ保全対象がある場合  
待受対策 (または原因地对策)

<http://www.ohta-geo.co.jp>

OHTA-GEO

## ボーリング調査

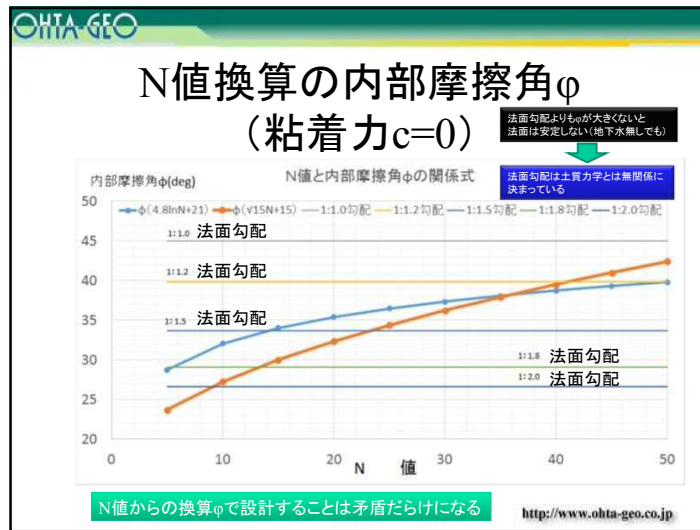
- オールコアボーリング (標準貫入試験併用)  
コア観察、自然水位、湧水、漏水
- 標準貫入試験 (N値)  
試料観察、締りの程度、不連続に硬くなる境界部  
<せん断強度>  
粘性土  $c = 6N \sim 10N\text{ (kN/m}^2)$  ただし  $\phi = 0$   
砂質土  $\phi = 4.8 \ln N + 21\text{ (}^\circ)$ ;  $N > 5$  ただし  $c = 0$

N値換算から斜面安定度評価に用いる強度は得られない

<http://www.ohta-geo.co.jp>

N値から換算できるのは、内部摩擦角のみ (c=0、その逆もある)

N値換算のφではほとんどの法面は崩れているはず！・・・んなあほな！



### 簡易サウンディング

- 簡易貫入試験(N値換算)、スウェーデン式サウンディング(N値換算)、コーンペネトrometer(粘着力)等
- 土層強度検査棒(c・φ同時計測)

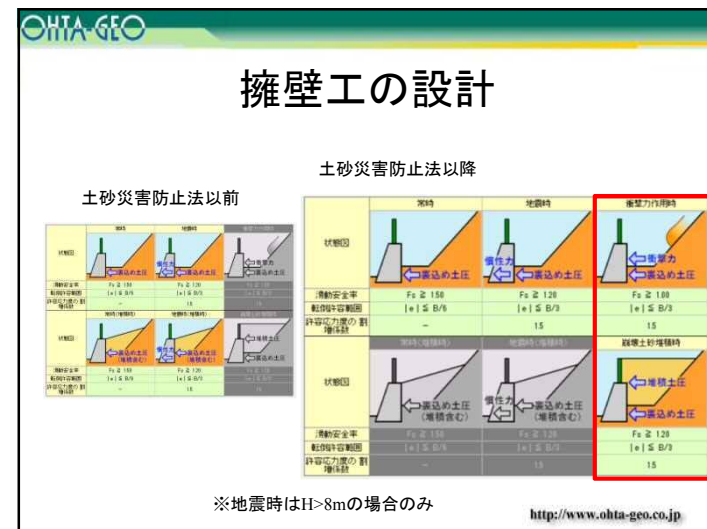
簡易貫入試験は、擁壁部の基礎地盤調査(岩着深度)などに用いられることが多い。

擁壁基礎地盤:  
1. 地山(基岩)を切り込んだ宅地の場合には問題が少ない  
2. 崩積土砂を切り込んだ宅地の場合には、岩盤が遠いことが多い

<http://www.ohita-geo.co.jp>

標準勾配(切土勾配・盛土勾配≠安定勾配)は経験で決まっており、土質力学とは無縁である

- ### その他試験(ほとんど実施されない)
- 物理探査  
弾性波探査、電気探査、地下レーダー探査
  - 水文調査  
地下水追跡調査、地下水検層、間隙水圧測定、流向、流速、流動層の位置、**透水試験**、**ミズミチ探査**
  - 室内試験  
物理試験・力学試験
  - 動態観測  
地盤伸縮計(災害時)等
- <http://www.ohita-geo.co.jp>



ミズミチ探査を行えば、簡易な崩壊予防が可能となる

崩壊時の衝撃力を計算することになって「高度化」したが、崩壊深、土のφ、崩壊土量などを「表から引用する」という大胆な方法が用いられるようになった

# 土検棒を使えば、土層厚がわかるので最大崩壊深を実測で決められる

**衝撃力  $F = \alpha \cdot F_{sm}$**

- F: 擁壁に作用する衝撃力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\alpha$ : 擁壁における衝撃力緩和係数 ( $\alpha=0.5$ )
- $F_{sm}$ : 移動の力 (kN/m<sup>2</sup>)

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 崩壊規模の想定

- 崩壊土砂の移動の高さ(hsm)は近隣の崩壊実績、地質調査などの結果から推定が可能な場合は最大崩壊深Dの1/2とする。それによりがたい場合は、県ごとに決めたルールの想定崩壊深さDを用いる。Dは傾斜度と地質で決まる。

hsm = D / 2      hsm: 土石等の移動高さ(m), D: 想定崩壊深さ(m)

(H県の場合) 地質区分別の想定崩壊深さD

番号	地質区分	傾斜度 (θ, °)			
		30° < θ < 45°	45° < θ < 60°	60° < θ < 75°	75° < θ
1	第三紀新世～第四紀更新世の段丘堆積物および大板層群他	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m
2	第三紀中新世堆積岩 (北垣層群)	1.0m, 0.5m			
3	第三紀中新世堆積岩 (神戸層群) 他	1.5m	1.0m	0.5m	
4	第三紀新世～第四紀火山岩 (鉢伏・神鍋火山岩、照来層群) 他	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m
5	古第三紀～白亜紀酸性火山岩類 (矢田川、生野、相生、有馬層群) 他	0.5m			
6	白亜紀堆積岩 (和泉層群)	1.5m	1.0m	0.5m	
7	中・古生代堆積岩 (丹波帯、超丹波帯) 他	0.5m			
8	中・古生代岩類 (夜久野、舞鶴層) 他	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m
9	花崗岩類	0.5m			

※移動の高さ (h<sub>sm</sub>) の下限は 0.5m とする。

自治体によって異なる

<http://www.ohita-geo.co.jp>

最大崩壊深Dは、「傾斜度と地質」で決まる(・・・んなあほな!)。斜面を流れ落ちるときは1/2Dの高さとなる。

## F<sub>sm</sub> 移動の力

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \frac{b_u}{a} \left( 1 - \exp\left(\frac{-2aH_{s2}}{h_{sm} \sin \theta_{s2}}\right) \right) \cos^2(\theta_{s2} - \theta_{s1}) \exp\left(\frac{-2aW_p}{h_{sm}}\right) + \frac{b_d}{a} \left( 1 - \exp\left(\frac{-2aW_p}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$\rho_m$ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度 (t/m<sup>3</sup>)  
 $g$ : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)  
 $h_{sm}$ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ (m)  
 $b_u$ : 次の式によって計算した係数

$$b_u = \cos^2 \theta_{s2} \left[ \tan \theta_{s2} - \frac{(a-1)c}{(a-1)c+1} \tan \phi \right]$$

$$a = \frac{2}{(a-1)c+1} f_b$$

$$b_d = \cos^2 \theta_{s1} \left[ \tan \theta_{s1} - \frac{(a-1)c}{(a-1)c+1} \tan \phi \right]$$

崩壊土砂の移動の力の算定に用いる土質定数の一覧\*

項目 (記号)	設定値	単位
移動時の土石等の比重 (σ)	2.6	なし
移動時の土石等の容積濃度 (c)	0.5	なし
移動時の土石等の密度 (ρ)	1.8	t/m <sup>3</sup>
移動時の土石等の流体抵抗係数 (f)	0.025	なし
移動時の土石等の内部摩擦角 (φ)	別表	°

<http://www.ohita-geo.co.jp>

※自治体により異なる

(H県の場合) 地質区分別の内部摩擦角

番号	地質区分	土質区分	地盤時の内部摩擦角 φ <sub>s</sub> (°)	移動時の内部摩擦角 φ <sub>m</sub> (°)
1	第三紀新世～第四紀更新世の段丘堆積物および大板層群他	砂質土	30	25
2	第三紀中新世堆積岩 (北垣層群)	粘性土	25	20
3	第三紀中新世堆積岩 (神戸層群) 他	粘性土	25	20
4	第三紀新世～第四紀火山岩 (鉢伏・神鍋火山岩、照来層群) 他	粘性土	25	20
5	古第三紀～白亜紀酸性火山岩類 (矢田川、生野、相生、有馬層群) 他	礫質土 (砂質土)	35 (30)	29 (25)
6	白亜紀堆積岩 (和泉層群)	砂質土	30	25
7	中・古生代堆積岩 (丹波帯、超丹波帯) 他	砂質土	30	25
8	中・古生代岩類 (夜久野、舞鶴層) 他	礫質土 (砂質土)	35 (30)	29 (25)
9	花崗岩類	砂質土	30	25

<http://www.ohita-geo.co.jp>

内部摩擦角 φ は、「地質の種類」で決まる・・・んなあほな!

土検棒を使えば、内部摩擦角 φ を実測できる。しかも粘着力 c も同時に実測できるので、演繹的な (逆算法でない) 安定計算法が使える → 斜面の危険度評価が可能

### 崩壊土砂堆積土圧

崩壊土砂による土圧は堆積高(hd)が擁壁背面の空き高さ、落石防護柵部に作用するとし、崩壊土砂による裏込め土圧の増分は崩壊土砂の土重を上載荷重に換算し裏込め土の土圧を求める

$q = hd \times \gamma d$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma d$ : 崩壊土砂の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $hd$ : 崩壊土砂の堆積高 (m)

a) 崩壊土砂による土圧      b) 裏込め土の土圧

<http://www.ohta-geo.co.jp>

### 崩壊土砂の捕捉

- 土砂が溢れないだけのポケットを確保する
- 土砂量(断面積) =  $V \div W = Ad$

急傾斜地の高さ・想定崩壊土砂量・想定崩壊幅の関係

急傾斜地の高さ (H:m)	想定崩壊土砂量 (V:m <sup>3</sup> )	想定崩壊幅 (W:m)	単位幅当り想定崩壊土砂量 (Ad:m <sup>2</sup> /m)
5≦H<10	70	15	4.7
10≦H<15	150	20	7.5
15≦H<20	200	25	8.0
20≦H<25			8.8
25≦H<30	240	30	9.6
30≦H<35			12.7
35≦H<40	380	30	12.7
40≦H<45			16.7
45≦H<50	500	30	16.7
50≦H			

- 崩落土砂量は、(残)斜面の高さで決まる

<http://www.ohta-geo.co.jp>

崩落土砂量V(総土砂量・崩壊幅)は「斜面の高さ」で決まる・・・んなあほな！

### 設計例

- 土砂災害防止法前
  - 擁壁は、土圧のみにもてばよい
  - 斜面对策は、できなければできないでよい
- 土砂災害防止法後
  - 擁壁は斜面崩壊した土砂が衝突しても倒れないようにしなければならない
  - 崩壊土砂は溢れて民家側に行かないように

**急傾斜地の崩壊**  
 ※傾斜度が30°以上である土地が崩壊する自然現象

<http://www.ohta-geo.co.jp>

### 対策工法A: アンカー工法(階段状)

- 直壁型受圧壁を用いたアンカー工法
- 危険な裏山を、人が立ち入り可能で、好きな樹木を育てられる空間として整備
- 「グリーンベンチ工法」

<http://www.ohta-geo.co.jp>

技術屋らしい設計をしてみよう