

第2部 擁壁設計における土圧計算方法・ 地下水・上載荷重の作用についての解説

- 土圧計算方法 (1)(2)
- 土圧作用面
- クーロン土圧 (1)(2)
- クーロン土圧 (適用上の制限)
- クーロン土圧 計算例 (1)(2)
- 試行くさび法 (1)(2)(3)(4)(5)
- 試行くさび法 (利点・欠点)
- 試行くさび法 計算例 (1)(2)
- 土の分類と諸定数 (1)(2)
- 粘着力 c の扱い
- 仮想背面傾斜角 β'
- 壁面摩擦角 δ (1)(2)
- 上載荷重とは
- 上載荷重の作用 (1)(2)
- 上載荷重の分類
- 換算上載荷重 (1)(2)
- かさ上げ盛土高比
- 地下水の作用
- 水圧 (1)(2)
- 浮力 (1)(2)
- 揚圧力 (1)(2)

土圧の計算方法 (1)

実際の現象

- すべり面は非線形で円弧に近い形状をなす
- 背面土は土質の異なる地層が形成

→線形的でない複雑な土圧が生じている

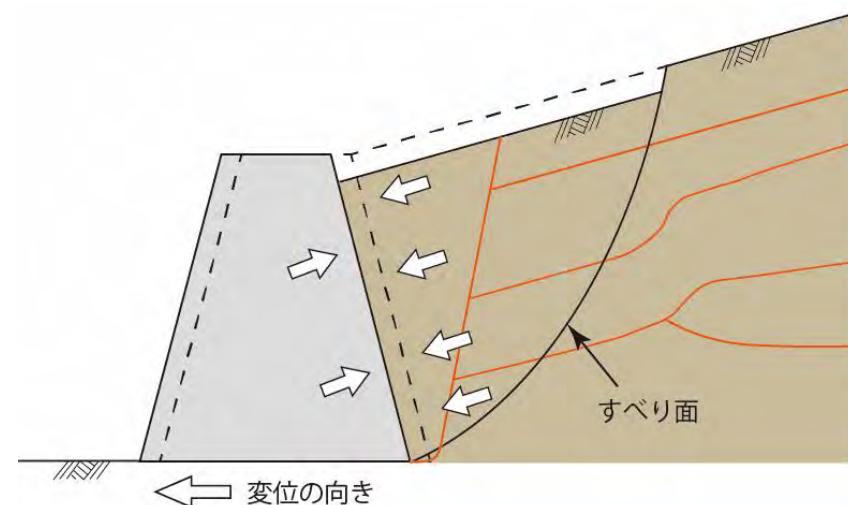


多くの研究や経験則より、
力学的理論に基づく計算の単純化が可能となる

一般的な土圧計算方法

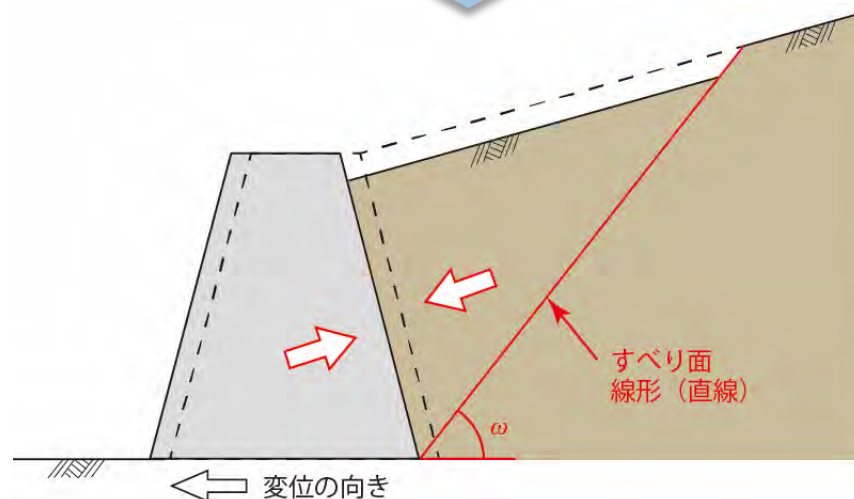
- すべり面を**線形(直線)**とみなす
- 背面土は**一様な土質**とみなす

→**簡便な計算**で土圧を予測できる



背面土は
土質の異なる
地層が形成

実際の現象



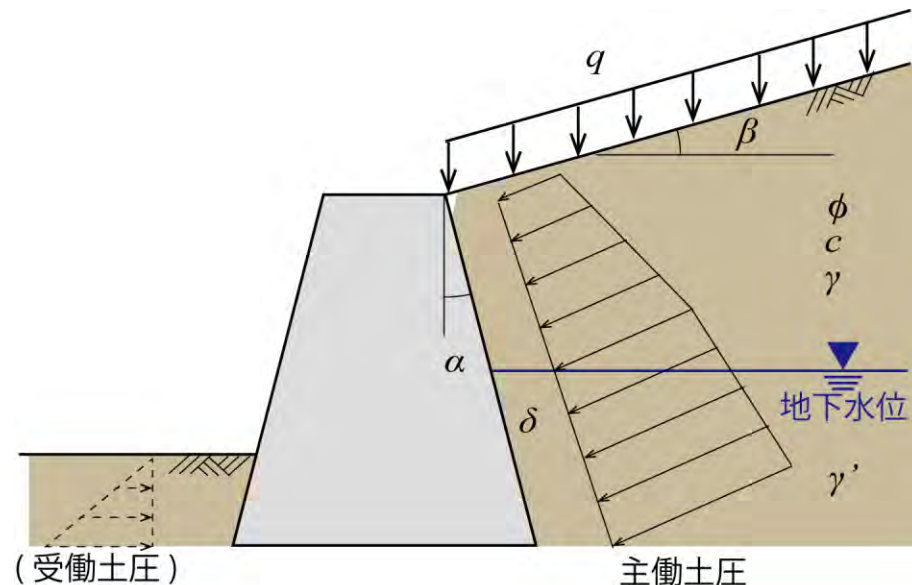
背面土は
一様な土質と
みなす
(盛土部擁壁)

簡便化した
計算モデル

土圧の計算方法 (2)

土圧の大きさや向きを決める設計条件

- 背面土の諸定数
 - ・ 土の湿潤単位体積重量 γ (kN/m³)
 - ・ 土の水中単位体積重量 γ' (kN/m³)
 - ・ せん断抵抗角(内部摩擦角) ϕ (度)
 - ・ 粘着力 c (kN/m²)
- 壁面摩擦角 δ (度)
- 壁と鉛直面のなす角 α (度)
- 上載荷重 q (kN/m²)
- 背面傾斜角 β (度)



一般的(簡易的)な土圧計算方法

クーロン土圧

ランキン土圧

試行くさび法

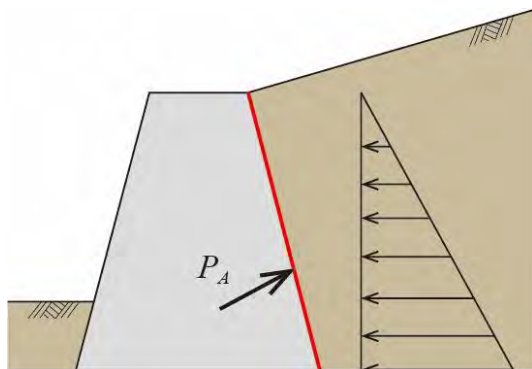
改良試行くさび法

など

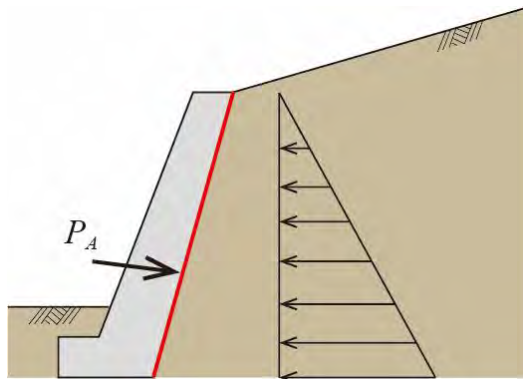
擁壁設計に常用

擁壁設計に常用

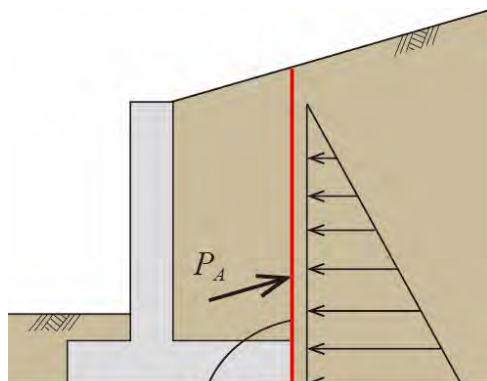
安定計算



重力式擁壁

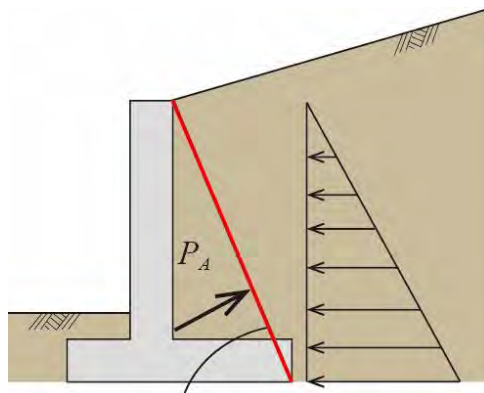


もたれ式擁壁



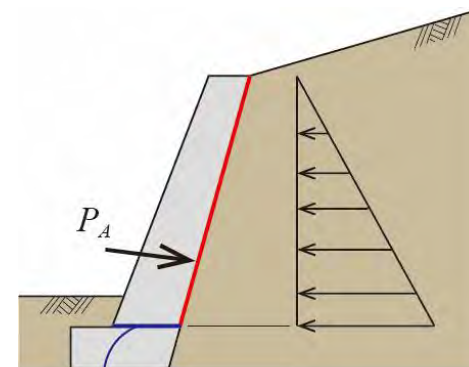
仮想背面

片持ちばり式擁壁（仮想背面が土圧作用面）



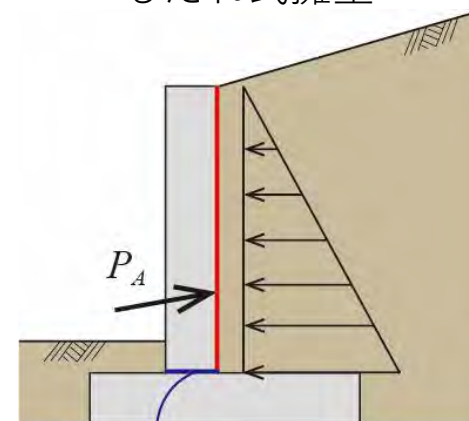
仮想背面

部材計算



計算位置

もたれ式擁壁



計算位置

片持ちばり式擁壁

クーロン土圧 (1)

砂質土を対象とし、擁壁背後の土に線形(直線)のすべり面が生じ、くさび状の土塊がすべり面に沿って動くという考えで導かれた計算方法

常時 主動土圧

● 土圧強度 p_a (kN/m²)

①

②

③

● 土圧 P_A (kN)

土圧強度 p_a
= 上載荷重による土圧項
+ 湿潤土の土圧項
+ 水中土の土圧項

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

H : 土圧作用高 (m)

h_w : 底面から地下水位までの高さ (m)

h : $H - h_w$ (m)

q : 上載荷重 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)

δ : 壁面摩擦角(度)

α : 擁壁背面と鉛直面のなす角(度)

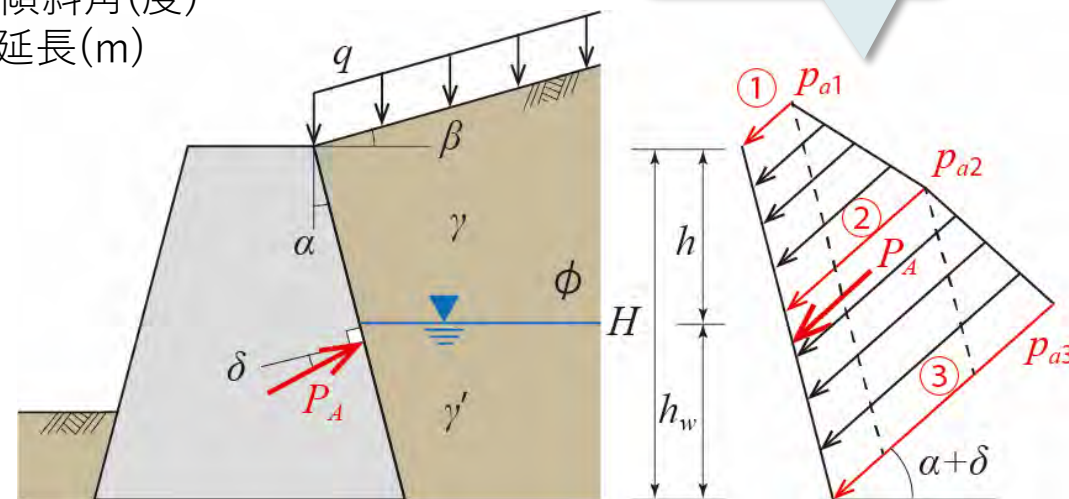
β : 背面傾斜角(度)

L : 擁壁延長 (m)

土圧は角度
をもって作用
(α, δ を考慮)

● 土圧の鉛直成分 P_{AH} (kN)

● 土圧の水平成分 P_{AV} (kN)



● 常時 主働土圧係数 K_A

● 常時 受動土圧係数 K_P

● 地震時 主働土圧係数 K_{EA} (物部・岡部式)

ϕ : せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)

δ : (常時)壁面摩擦角(度)

δ_E : (地震時)壁面摩擦角(度)

α : 擁壁背面と鉛直面のなす角(度)

β : 背面傾斜角(度)

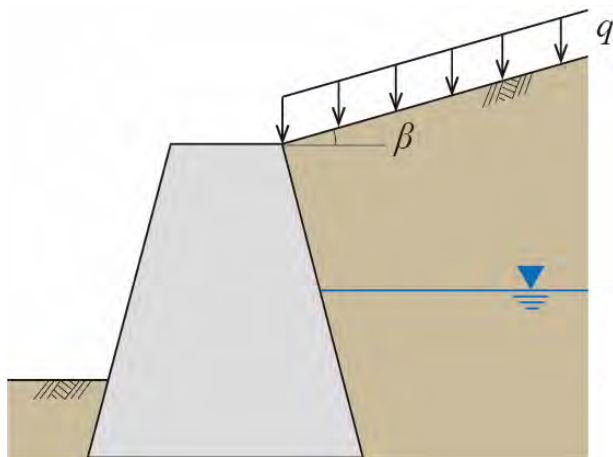
θ : 地震時合成角(度)

$$\theta = \tan^{-1} k_h$$

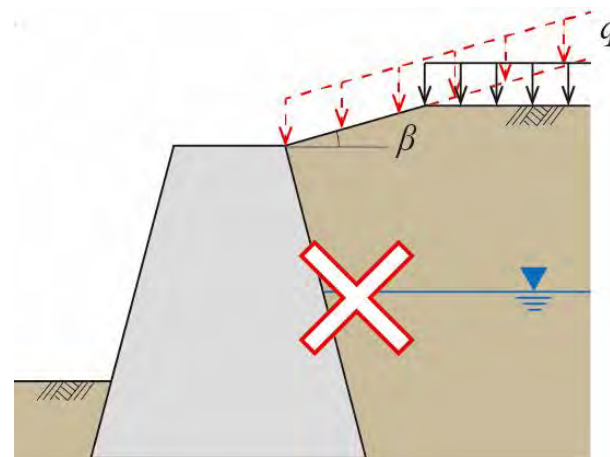
k_h : 設計水平震度

クーロン土圧の適用上の制限

- **切土部擁壁**には適用できない
- 土のせん断抵抗角(内部摩擦角) $\phi <$ 背面のなす角 β となる場合は適用できない
- **粘着力c**を考慮することができない (**砂質土**のみ適用できる)
- 背面が**水平**または**一様傾斜地**以外の台形盛土のような形状での使用は望ましくない
- 上載荷重 q の**部分載荷**には適用できない



適用可能なモデル



適用が望ましくないモデル

クーロン土圧 計算例 (1)

クーロン主働土圧の式を用いて、土圧（合力） P_a を求める。

1. 先に α と δ を求めておく

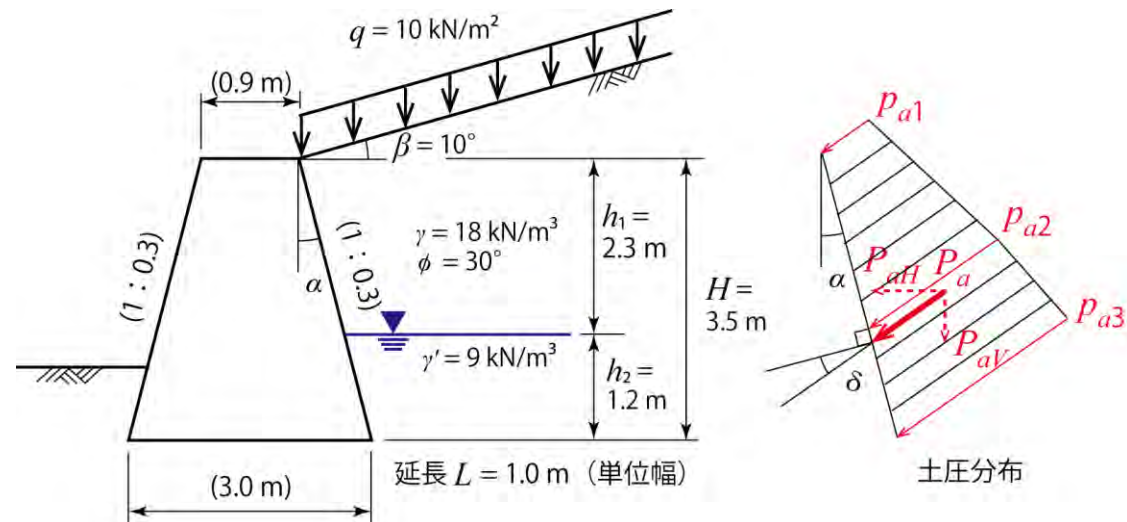
$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{0.3}{1.0} \right) = 16.699^\circ \quad \delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} \times 30^\circ = 20^\circ$$

2. クーロン主働土圧係数 K_A を求める

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ - 16.699^\circ)}{\cos^2 16.699^\circ \times \cos(16.699^\circ + 20^\circ) \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 20^\circ) \times \sin(30^\circ - 10^\circ)}{\cos(16.699^\circ + 20^\circ) \times \cos(16.699^\circ - 10^\circ)}} \right\}^2}$$

$$= 0.520$$



(前頁からの続き)

3.土圧変化点ごとの土圧強度 p_a を求める

$$p_{a1} = K_A q = 0.520 \times 10.0 = 5.200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{a2} = p_{a1} + K_A \gamma h_1 = 5.20 + 0.520 \times 18.0 \times 2.3 = 26.728 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{a3} = p_{a2} + K_A \gamma' h_2 = 26.728 + 0.520 \times 9.0 \times 1.2 = 32.344 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

各計算位置で算出した土圧強度 p_a (kN/m²)
土圧合力 P_a (kN)と**混同しないこと**

4.土圧 (合力) P_a を求める

$$\begin{aligned} P_A &= \frac{1}{2}(p_{a1} + p_{a2})h_1L + \frac{1}{2}(p_{a2} + p_{a3})h_2L \\ &= \frac{1}{2} \times (5.200 + 26.728) \times 2.3 \times 1.0 + \frac{1}{2} \times (26.728 + 32.344) \times 1.2 \times 1.0 \\ &= 72.160 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

土圧合力 P_a (kN)は、土圧分布形の面積合計×
延長の算出値であるため、**一般の土圧公式で
求めなくとも算出ができる**

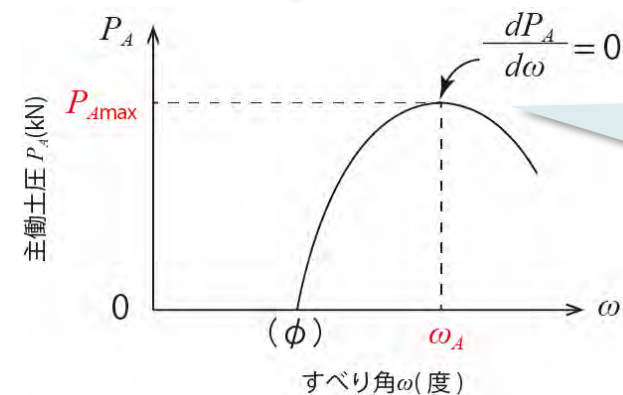
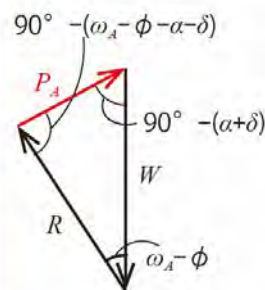
5 .土圧の水平成分 P_{aH} と鉛直成分 P_{aV} を求める。

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 72.160 \times \cos(16.699^\circ + 20^\circ) = 57.857 \text{ (kN)}$$

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = 72.160 \times \sin(16.699^\circ + 20^\circ) = 43.124 \text{ (kN)}$$

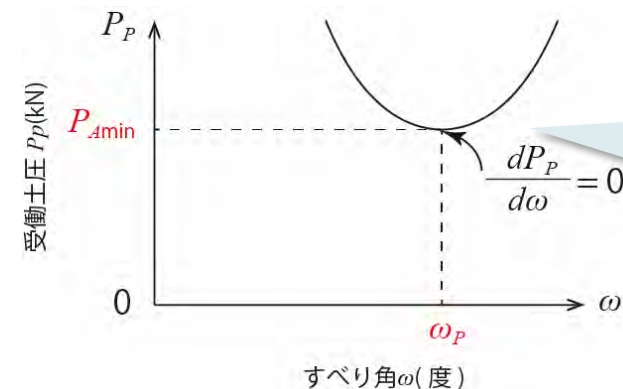
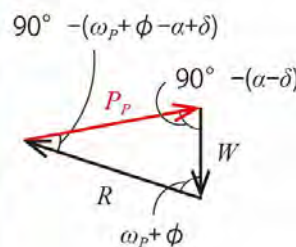
土圧の水平成分と鉛直成分の計算すると、
2つの成分値に大きな差がないが、これ
は**土圧が大きく斜め向きに作用している**
ことを示している

● **主働土圧** : すべり角 ω_A を変化させて、 P_A の **最大値** を求める ➡ 主働土圧 : P_A (kN)



土圧が**最大値**を得
るときの**すべり角**
 ω_A を見つける

● **受動土圧** : すべり角 ω_P を変化させて、 P_P の **最小値** を求める  受動土圧 : P_P (kN)



土圧が**最小値**を得
るときの**すべり角**
 ω_p を見つける

試行くさび法 (2)

盛土部擁壁

常時 砂質土(粘着力 $c = 0$) 主働土圧

● 土圧 $P_A(\text{kN})$

● 土圧の鉛直成分 $P_{AH}(\text{kN})$

● 土圧の水平成分 $P_{AV}(\text{kN})$

W : 土くさびの重量(kN)

ω : すべり角(度)

ϕ : せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)

δ : 壁面摩擦角(度)

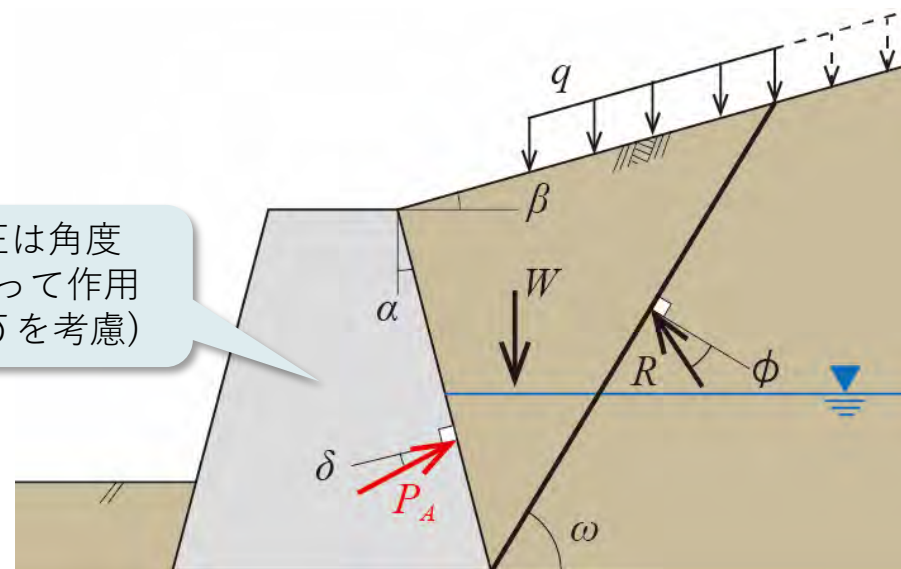
α : 擁壁背面と鉛直面のなす角(度)

R : すべり面からの反力(kN)

q : 上載荷重(kN/m^2)

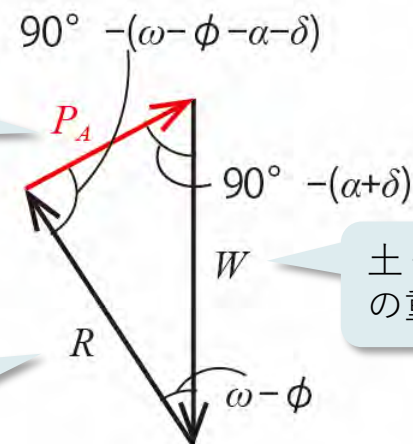
β : 背面傾斜角(度)

土圧は角度をもって作用(α, δ を考慮)



土圧(擁壁に働く反力として扱うため逆向き) $P_A(\text{kN})$

すべり面に作用する反力 $R(\text{kN})$ は、つり合い式の展開で消除されるが、実際にはこの力も働いている



土くさび(+上載荷重)の重量 $W(\text{kN})$

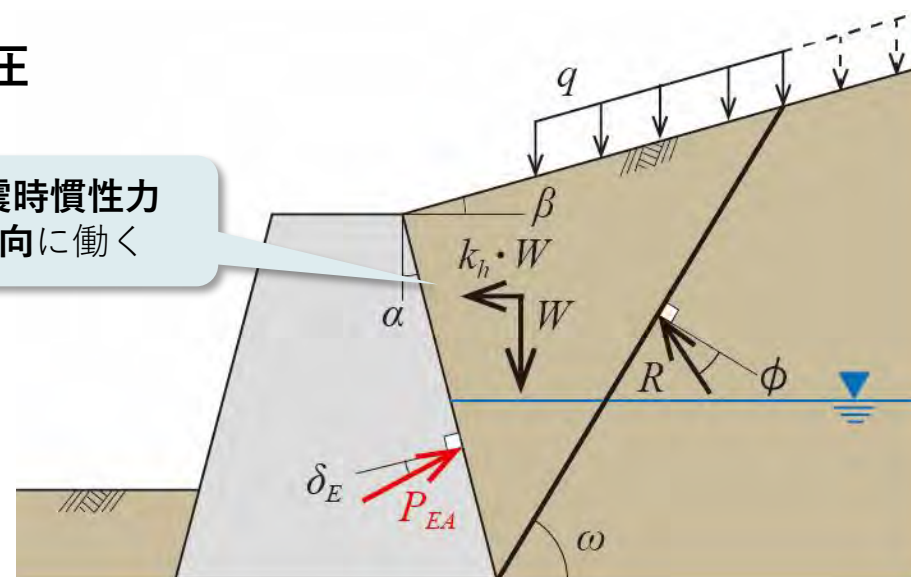
盛土部擁壁

地震時 砂質土(粘着力 $c = 0$) 主働土圧

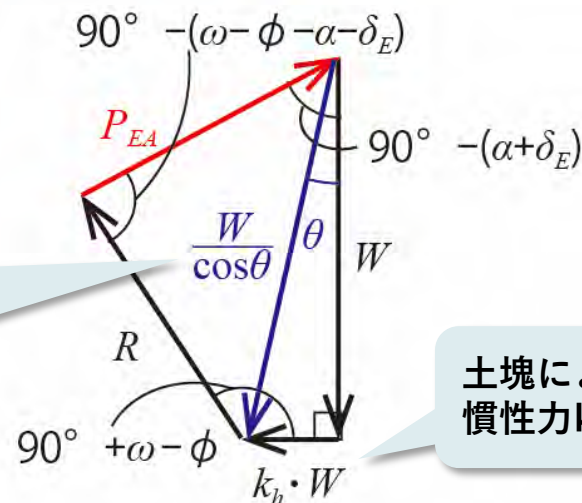
- (地震時)土圧 P_{EA} (kN)

W : 土くさびの重量(kN)
 ω : すべり角(度)
 ϕ : せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)
 δ_E : (地震時)壁面摩擦角(度)
 α : 擁壁背面と鉛直面のなす角(度)
 R : すべり面からの反力(kN)
 q : 上載荷重(kN/m²)
 β : 背面傾斜角(度)
 θ : 地震時合成角(度) $\theta = \tan^{-1}k_h$
 k_h : 設計水平震度

土塊による地震時慣性力 $k_h \cdot W$ が水平方向に働く



地震時慣性力による水平力と土塊重量の鉛直力との合成した力で現すと $W/\cos\theta$ となり、その偏角を地震時合成角 θ として現す



土塊による地震時慣性力 $k_h \cdot W$ が追加

試行くさび法 (4)

盛土部擁壁

常時 粘着力 c を考慮 主働土圧

● 土圧 P_A (kN)

● 粘着高 z (m)

W : 土くさびの重量 (kN)

ω : すべり角 (度)

ϕ : せん断抵抗角 (内部摩擦角) (度)

δ : 壁面摩擦角 (度)

α : 擁壁背面と鉛直面のなす角 (度)

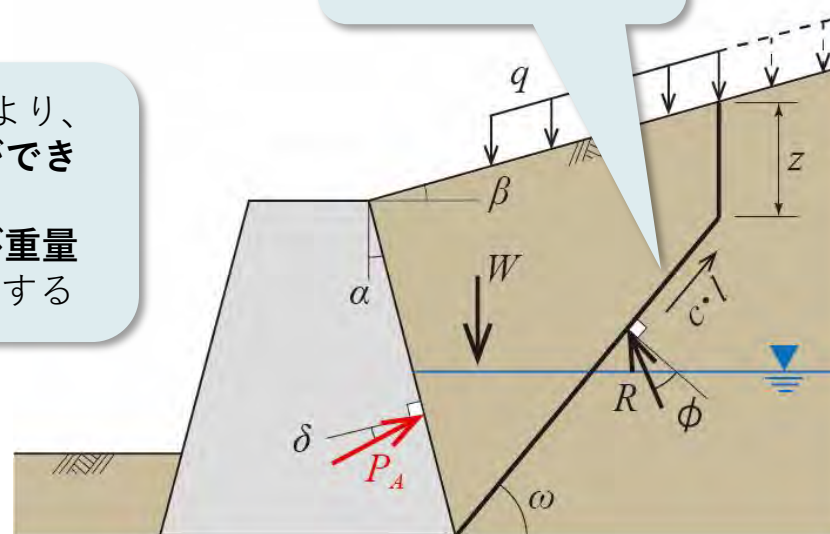
R : すべり面からの反力 (kN)

q : 上載荷重 (kN/m²)

β : 背面傾斜角 (度)

土の粘着力 c により、
土のみで自立ができる高さ
これは土くさび重量 W の低減に効果する

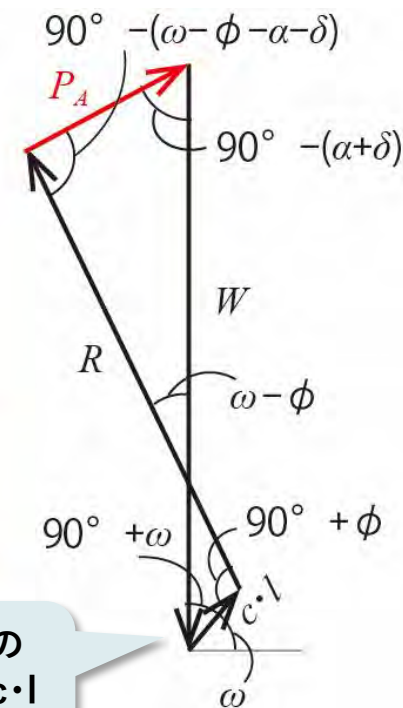
土の粘着力による
抵抗力 $c \cdot l$ が抵抗力
として作用する



c : 粘着力又は付着力 (kN/m²)
 l : すべり面の延長 (m)

すべり面の方向に土の
粘着力による抵抗力 $c \cdot l$
が追加

土の粘着力 c を過大に期待した設計は、**土圧の計算値を小さくしてしまう**ため、**危険側の設計**になることを認識すること



試行くさび法 (5)

すべり面と切土面の関係によって
ケースは様々

切土部擁壁

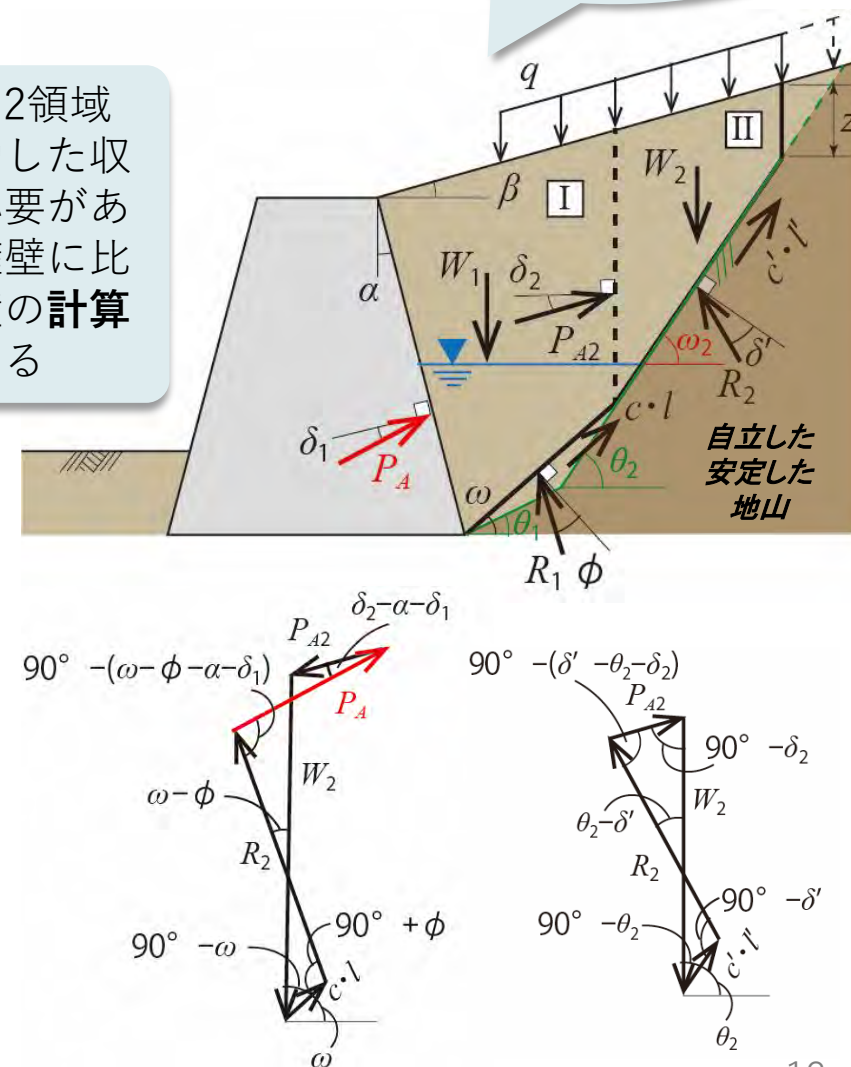
常時 粘着力 c を考慮 主働土圧

- 土圧 P_A (kN)
- II 域からの土圧 P_{A2} (kN)
- 粘着高 z (m)

W_1 : I 域の土くさび重量 (kN)
 W_2 : II 域の土くさび重量 (kN)
 ω_1, ω_2 : すべり角 (度)

θ_1, θ_2 : 切土面の角度 (度)
 ϕ : セン断抵抗角 (内部摩擦角) (度)
 δ : 壁面摩擦角 (度)
 δ' : 切土面における壁面摩擦角 (度)
 α : 擁壁背面と鉛直面のなす角 (度)
 c, c' : 粘着力又は付着力 (kN/m²)
 l, l' : すべり面の延長 (m)
 R_1, R_2 : すべり面からの反力 (kN)
 q : 上載荷重 (kN/m²)
 β : 背面傾斜角 (度)

I 領域と II 領域の2領域
と領域間での連動した収束計算を行なう必要があるため、盛土部擁壁に比べると切土部擁壁の計算はかなり複雑となる

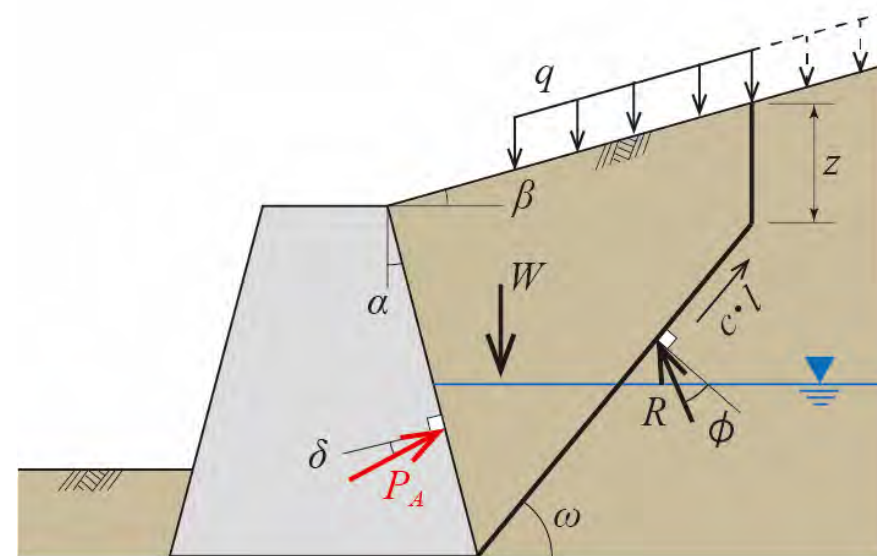


試行くさび法の利点

- 盛土部擁壁、**切土部擁壁**に適用できる
- **土のせん断抵抗角(内部摩擦角) ϕ** と**粘着力 c** が考慮できる
- 背面が多段盛土のような**複雑な傾斜形状**にも適用ができる

試行くさび法の欠点

- **収束計算**であるため、計算チェックが行いにくい
- 土くさびを一つの土塊として上載荷重や湿潤土と水中土の総和重量 ΣW で扱うため、**土圧の作用位置**をクーロン土圧のように加重平均による**重心位置で求められない**
→ 「通常、土圧作用面 H の $1/3$ としてよい」とされている。
- **$\phi < \beta$ となる場合は適用できない**
ここで、 ϕ : 土のせん断抵抗角(内部摩擦角)、 β : 背面傾斜角



試行くさび法 計算例 (1)

試行くさび法を用いて、土圧（合力） P_a を求める。

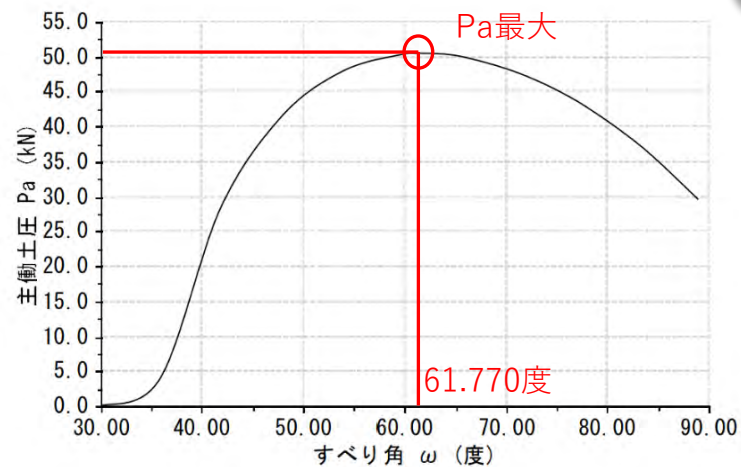
すべり角 ω を変化させて主働土圧 P_a が最大値を得るときの ω を見つける

$$P_a = \frac{W \sin(\omega + \phi) - c l \cos \phi}{\cos(\omega + \phi - \alpha - \delta)} \cdot L$$

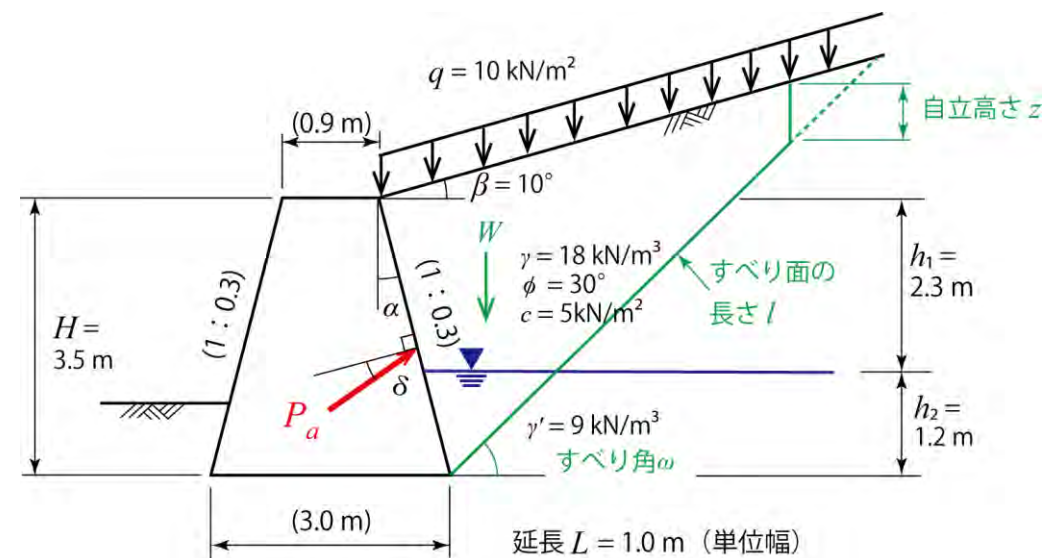
トライアル計算より

$$\omega = 61.770^\circ$$

が得られた



すべり角 ω を変化させながら、主働土圧 P_a が最大値となるときのすべり角 ω を見つけ出す



$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{0.3}{1.0} \right) = 16.699^\circ \quad \delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} \times 30^\circ = 20^\circ$$

$$z = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{2 \times 5.0}{18} \times \tan \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.962 \text{ (m)}$$

試行くさび法 計算例 (2)

$\omega = 61.770^\circ$ のとき

土くさび重量（上載荷重も含む） $W = 123.587$ (kN)
すべり面の長さ $l = 3.414$ (m)

すべり角 ω の値によって、
土くさび重量 W (上載荷重 q の作用範囲も含む)
すべり面の長さ l
も共に値が変化する

これより、土圧 P_a （最大値）は次の値を得る

$$P_a = \frac{W \sin(\omega - \phi) - c l \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \cdot L = \frac{123.587 \times \sin(61.770^\circ - 30^\circ) - 5.0 \times 3.414 \times \cos 30^\circ}{\cos(61.770^\circ - 30^\circ - 16.699^\circ - 20^\circ)} \times 1.0$$

$$= 50.474 \text{ (kN)}$$

また、土圧の水平成分 P_{aH} と鉛直成分 P_{aV} を求めると次の値となる

$$P_{aH} = P_a \cos(\alpha + \delta) = 50.474 \times \cos(16.699^\circ + 20^\circ) = 40.469 \text{ (kN)}$$

$$P_{aV} = P_a \sin(\alpha + \delta) = 50.474 \times \sin(16.699^\circ + 20^\circ) = 30.164 \text{ (kN)}$$

クーロン土圧のような
土圧強度 p_a (kN/m²) の
算出過程は必要ない

土の分類と諸定数 (1)

背面土の分類	諸定数	適用できる土圧計算方法
砂質土	せん断抵抗角（内部摩擦力） ϕ （度）	クーロン土圧
		ランキン土圧 (※1) ランキンレザール土圧 (※1)
		試行くさび法
		改良試行くさび法 (※2)
粘性土	粘着力 c (kN/m ²) せん断抵抗角（内部摩擦力） ϕ （度）	試行くさび法
		ランキンレザール土圧 (※1)

(※1) 擁壁設計ではほとんど用いられていない

(※2) かかと版のある片持ちばり式擁壁が対象

擁壁の設計計算に適用される土圧計算
→通常、**砂質土**として計算する場合が多い

土の単位体積重量

砂質土	地下水位以上	土の湿潤単位体積重量 $\gamma = 18 \sim 20 (\text{kN/m}^3)$ 程度
	地下水位以下	土の水中単位体積重量 $\gamma' = 9 \sim 12 (\text{kN/m}^3)$ 程度
粘性土	地下水位以上	土の湿潤単位体積重量 $\gamma = 14 \sim 18 (\text{kN/m}^3)$ 程度
	地下水位以下	土の水中単位体積重量 $\gamma' = 5 \sim 9 (\text{kN/m}^3)$ 程度

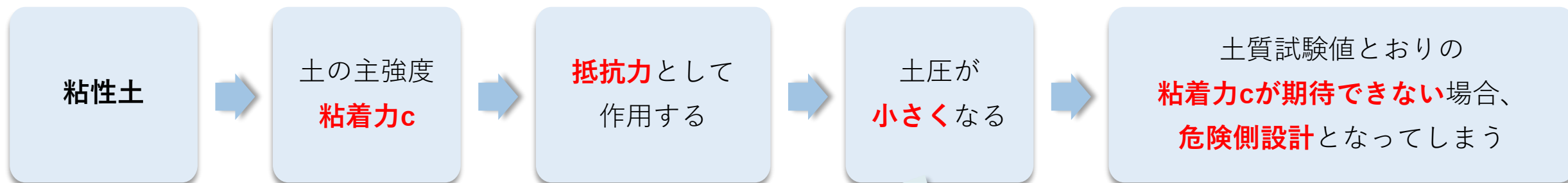
一般的には、

土の水中単位体積重量 $\gamma' = \text{土の湿潤単位体積重量 } \gamma - 9.0 (\text{kN/m}^3)$

として設定されることが多い。

これは土の飽和状態と湿潤状態の単位体積重量の差を $1.0 (\text{kN/m}^3)$ 程度と想定していることによる。

粘着力cの扱い

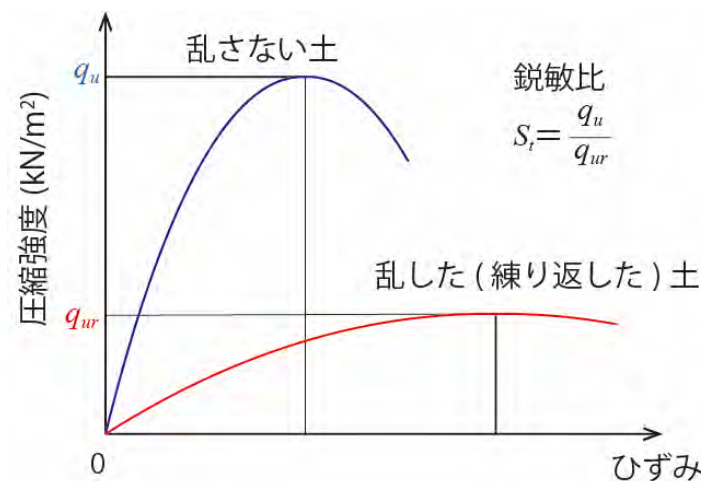


大きな粘着力cを設定すると
土圧=0となる場合もある

粘着力の算出方法

一軸圧縮試験等 → 圧縮強さ q_u (kN/m²) → 粘着力 c (kN/m²) = $q_u / 2$

粘性土は、乱した（練り返した）土になると、乱さない土（現地盤の状態）では有していた粘着力が、著しく低下してしまう場合がある
→ 鋭敏比 S_t が大きい値の土はその傾向が大きい



粘着力 c は、土質性状を十分把握したうえで設定することが重要となる

粘着力 $c=0$ (kN/m²) として与えるのが、最も安全側設計とも言える。

仮想背面傾斜角 β'

- ・片持ちばり式擁壁（**仮想背面あり**）
- ・背面が**盛土形状**
- ・土圧計算方法：**試行くさび法**



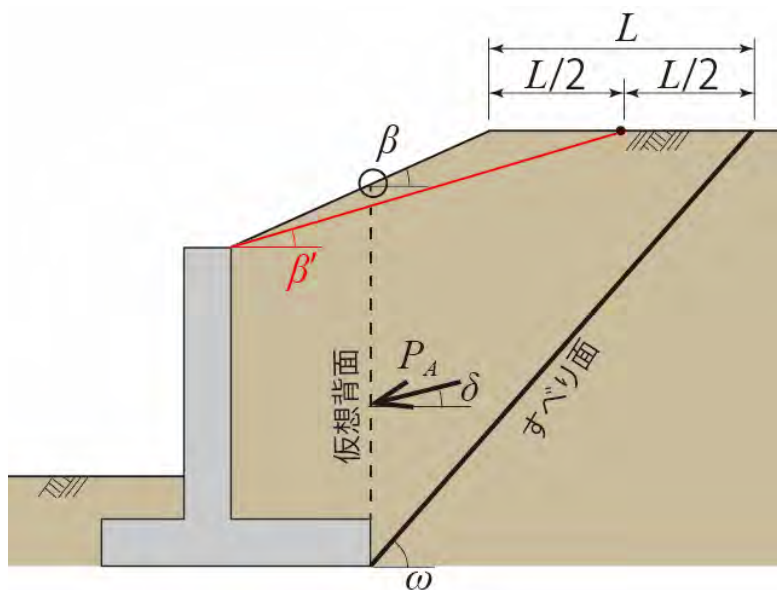
背面傾斜角 β



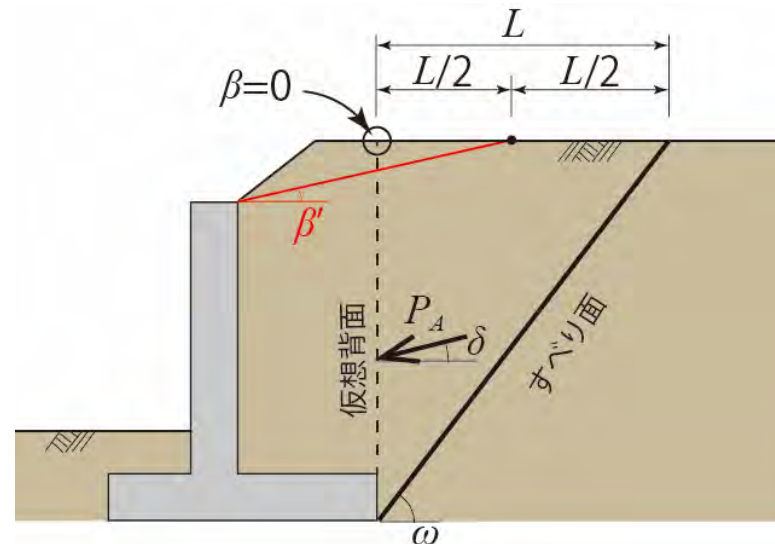
仮想背面傾斜角 β'



仮想背面(土と土)の
壁面摩擦角 δ に影響



仮想背面が盛土法面と交差する場合



仮想背面が盛土平坦面と交差する場合

壁面摩擦角 δ (1)

擁壁壁面と土粒子間に生じる摩擦の程度を表す

→ 壁面が**コンクリート**の場合と**土**(**仮想背面**を指す)の場合
で設定方法が大きく異なる

β' が使用されるのは

- ・片持ち擁壁（仮想背面）
- ・背面が盛土形状
- ・土圧計算「試行くさび法」

土圧作用面の状態	常時	地震時
土とコンクリート	$2/3 \cdot \phi$	$1/2 \cdot \phi$
土と土	β'	

ただし、 $\beta' > \phi$ のときは $\delta = \phi$

クーロン土圧の場合
仮想傾斜角 β' は存在しない
→ 背面傾斜角 β で設定

δ 、 δ_E は
 ϕ を超えない

試行くさび法に組み入
れた複雑な収束計算が
必要となる

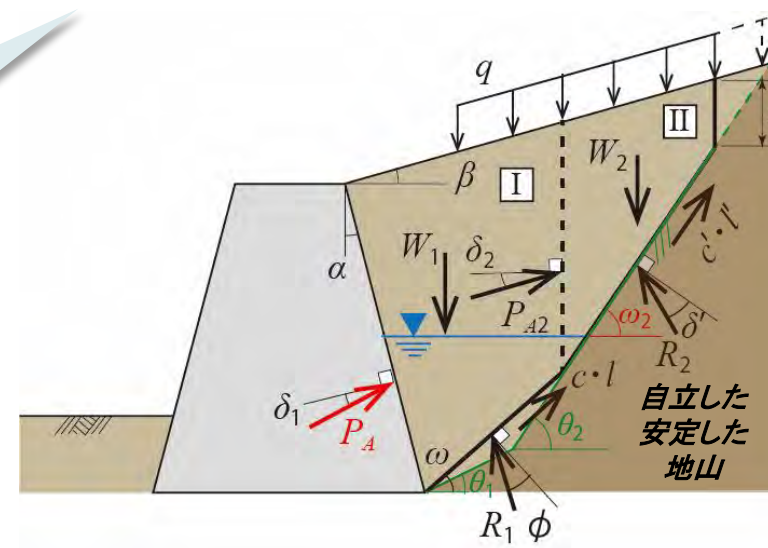
壁面摩擦角 δ (2)

※切土部擁壁

切土面における壁面摩擦力 δ'

地山や地質の表面状態	δ'
軟岩以上で比較的均一な平面をなしている場合	$2/3 \cdot \phi$
粗面であるか、段切り等の処理がされ粗面とみなしうる場合	ϕ

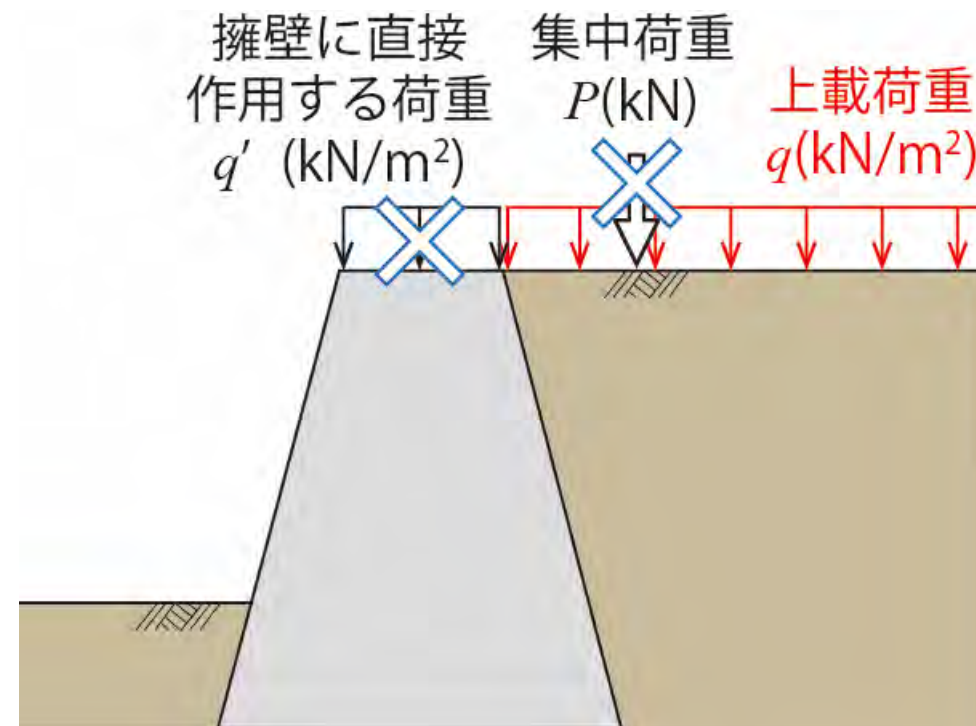
切土面は**固い地山**との接面であるため「**土とコンクリート**」と類似した算出となる



上載荷重

指針・基準により
「載荷重」「表面載荷重」「積載荷重」の記載あり

- 擁壁の**背後地盤上に載荷する荷重**を指す
擁壁躯体に直接作用する荷重は含まれない
- **等分布荷重(kN/m²)**
集中荷重(kN)としては考えない

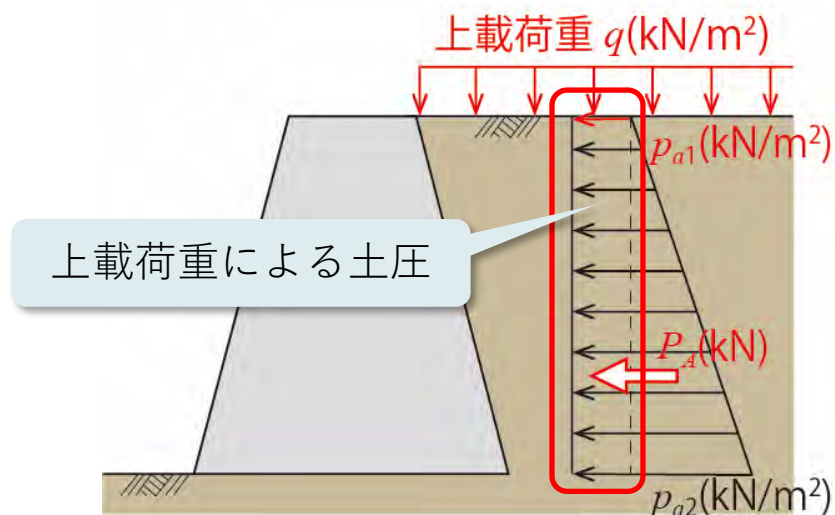


上載荷重の作用 (1)

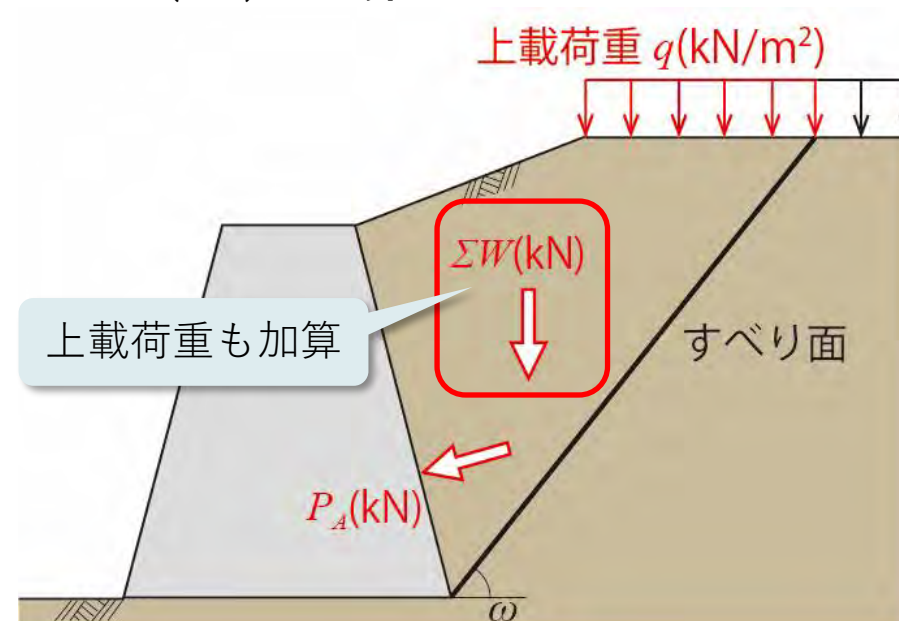
重力式擁壁

上載荷重による土圧としての作用

- クーロン土圧：
地表面位置での土圧強度 P_{a1} (kN/m^2)として計算



- 試行くさび法：
すべり面までの範囲の上載荷重が土塊重量 ΣW (kN)に加算



上載荷重の作用 (2)

片持ちばり式擁壁

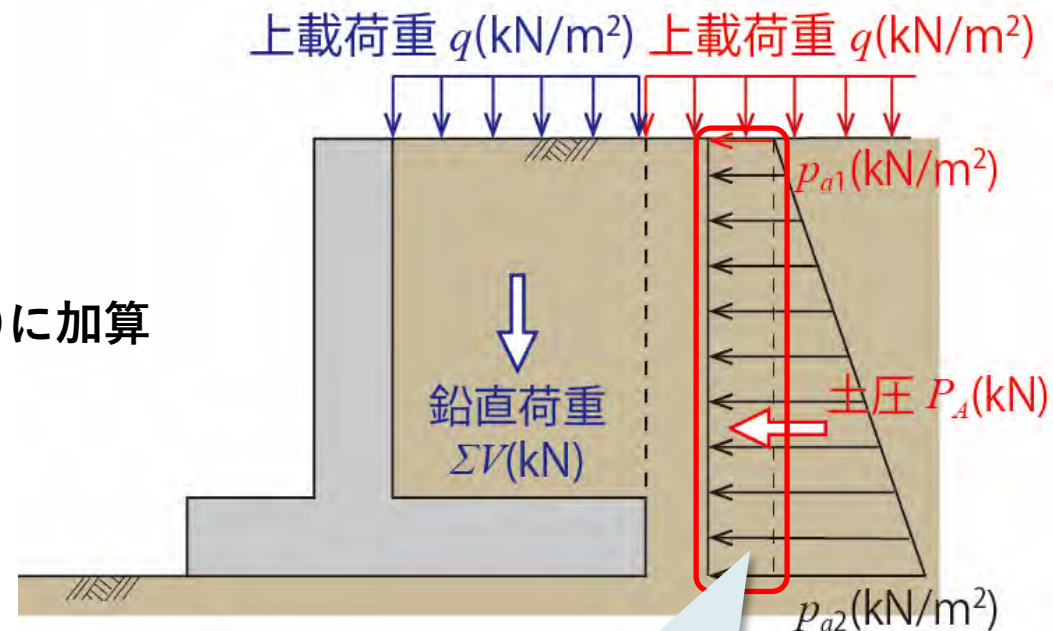
① 上載荷重による土圧としての作用

- クーロン土圧：
地表面位置での土圧強度 $P_{a1}(\text{kN/m}^2)$ として計算
- 試行くさび法：
すべり面までの範囲の上載荷重が土塊重量 $\Sigma W(\text{kN})$ に加算

② 鉛直荷重としての作用

片持ちばり式擁壁のかかと版上の上載荷重が、
擁壁に作用する鉛直荷重 $\Sigma V(\text{kN})$ に加算
(全面載荷の場合)

かかと版のある
片持ちばり式擁壁のみ



上載荷重による土圧

上載荷重の分類

指針・基準	記載名称	設計での適用例
道路土工	載荷重（自動車荷重等）	活荷重（自動車荷重、群集荷重等） 死荷重（建築物、工作物等）
	雪荷重	雪荷重（雪荷重、圧雪された雪荷重）
盛土等防災	積載荷重 （建築物、工作物、積雪等）	活荷重（自動車荷重、群集荷重等） 死荷重（建築物、工作物等） 雪荷重（雪荷重、圧雪された雪荷重）
土地改良	活荷重：自動車荷重	そのまま適用
	活荷重：群集荷重	そのまま適用
	死荷重：宅地荷重	そのまま適用
	死荷重：雪荷重	そのまま適用

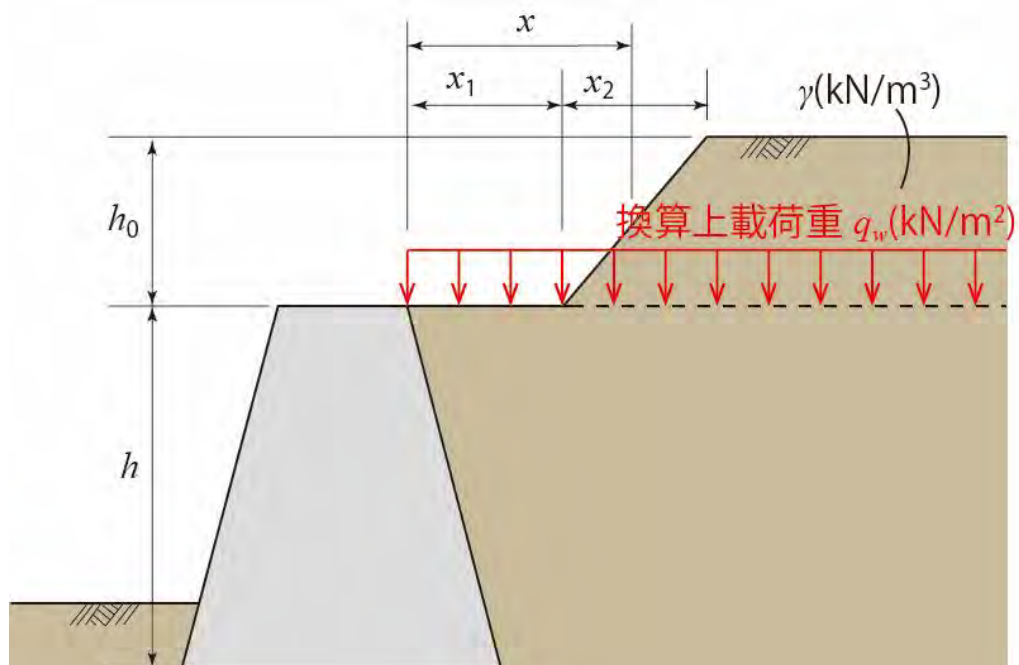
同時に作用させない

雪荷重 $q_s = \gamma_s \cdot Z_s$ (kN/m²)
 γ_s : 雪の単位堆積重量 (kN/m³)
 一般的に3.5 (kN/m³)
 Z_s : 設計積雪深 (m)

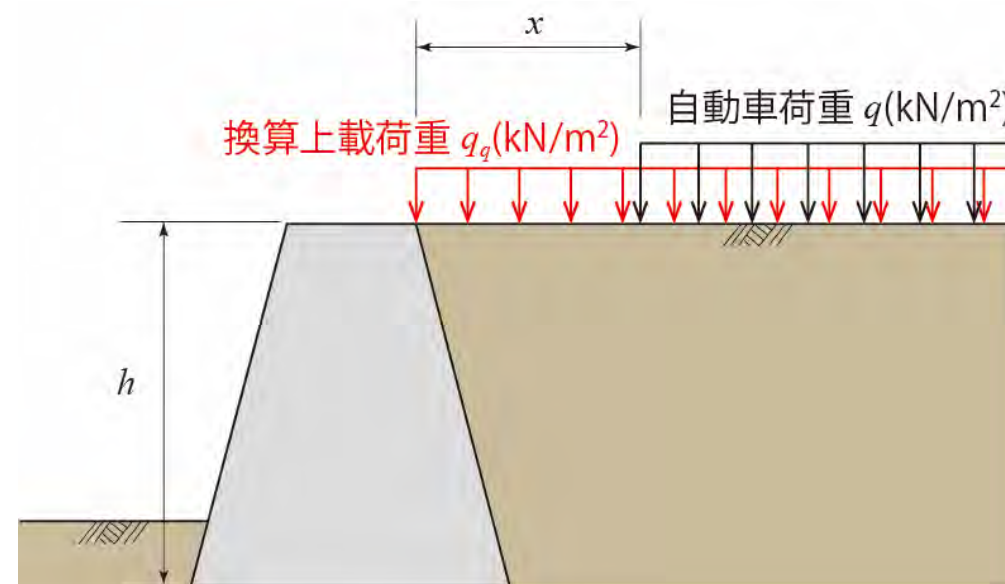
圧接された雪荷重 $q_s = 1.0$ (kN/m²)
 * 「圧接された雪荷重」 + 「活荷重(自動車荷重)」
 として用いる

換算上載荷重 (1)

指針・基準	換算上載荷重の対象荷重	換算上載荷重(kN/m ²)
土地改良 (水路工)	盛土荷重	q_w
	自動車荷重	q_q
	群集荷重	



盛土荷重



自動車荷重・群集荷重

換算上載荷重 (2)

フリーリッヒの地盤応力理論を応用した換算式

土地改良基準「水路工」

q_w : 盛土の換算上載荷重(N/m^2)
 q_q : 自動車荷重等の換算上載荷重(N/m^2)
 q : 自動車荷重等の上載荷重(N/m^2)
 l_w : 等分布荷重換算係数
 γ : 盛土の単位体積重量(kN/m^3)
 h : 擁壁高(m)
 h_0 : 盛土高(m)
 x : 擁壁背面からの載荷位置(m)
 (盛土荷重の場合) $x = x_1 + 1/2 \cdot x_2$



クーロン土圧が適用できないモデル

- 部分的範囲のみに自動車荷重、群集荷重が作用する
- 盛土（部分的傾斜であり一様な傾斜地でない）がある



計算適用外である **クーロン土圧** が適用可能となる

本来、**試行くさび法**を適用して計算するモデル

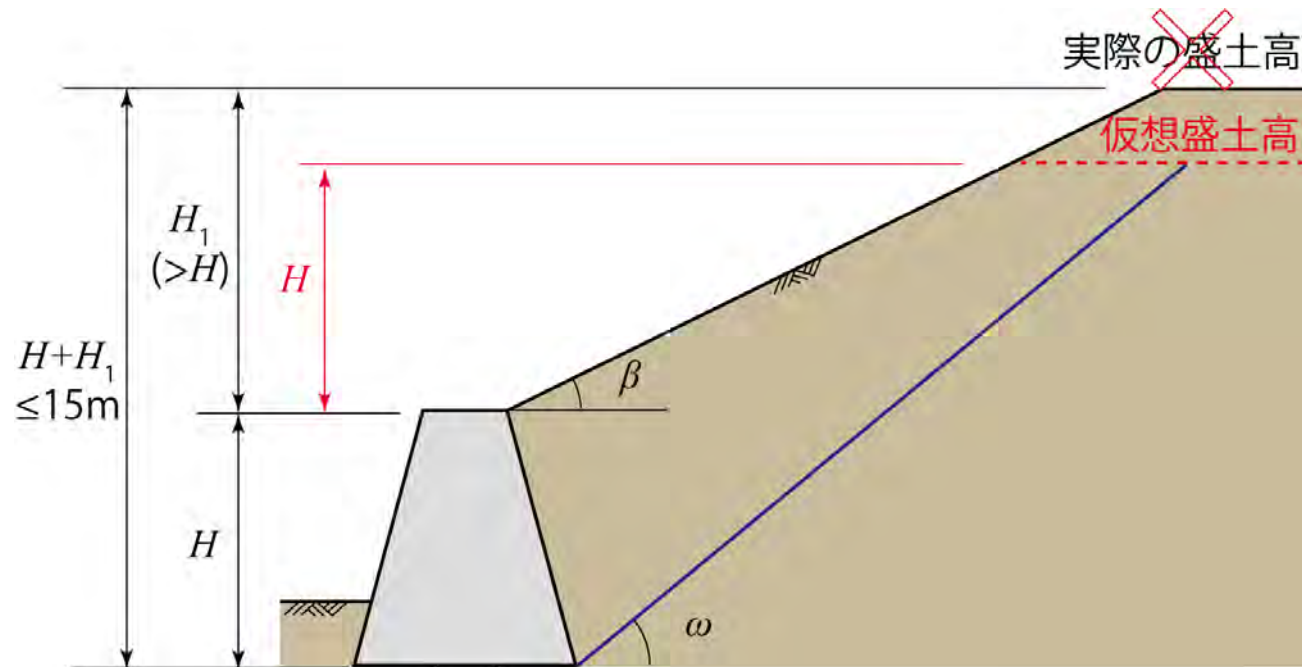
試行くさび法

背面盛土が一定の条件を満足する場合

- ① $H_1 / H > 1$
- ② $H + H_1 \leq 15\text{m}$



実際の盛土高ではなく、
仮想盛土高で土圧計算してよい



実際のすべり面は**円弧に近い形状**となるが、土圧計算では簡便化のため、すべり面を**線形(直線)**とみなすことから、**盛土高が高くなる**と実際のすべり土塊に比べ**土塊重量が過大**に算出されてしまう傾向にある。

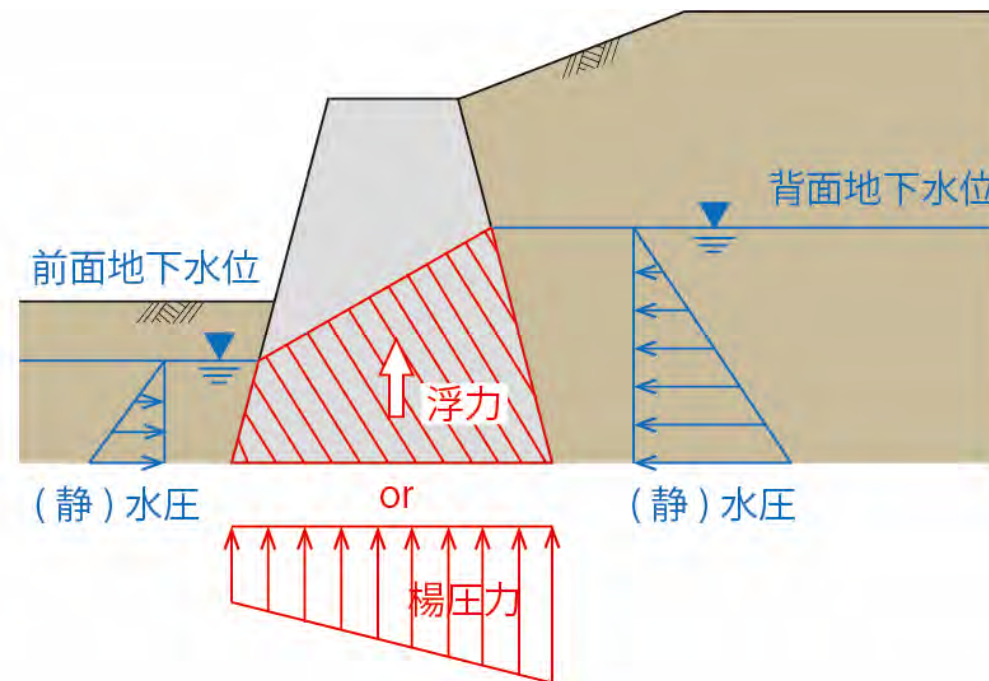
かさ上げ盛土高比は、この**補正手段**と考えてよい。
ただし、経験より**条件①②に該当する場合での適用**となる。

擁壁の背面側や前面側に底面より高い位置に**地下水位がある**場合
背面土や基礎地盤への浸透水として、擁壁に次のような作用をもたらす



- 水平方向の力 : **(静)水圧**
- 鉛直方向の力 : **浮力** or **揚圧力**

擁壁設計では**浮力**を用いることが一般的



水圧（静水圧）の計算式

p_w : 水圧強度(kN/m²)
 P_w : 水圧(kN)
 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
 h : 擁壁底面からの水深(m)
 L : 擁壁延長(m)

水の単位体積重量

$$\gamma_w = \rho_w \cdot g \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

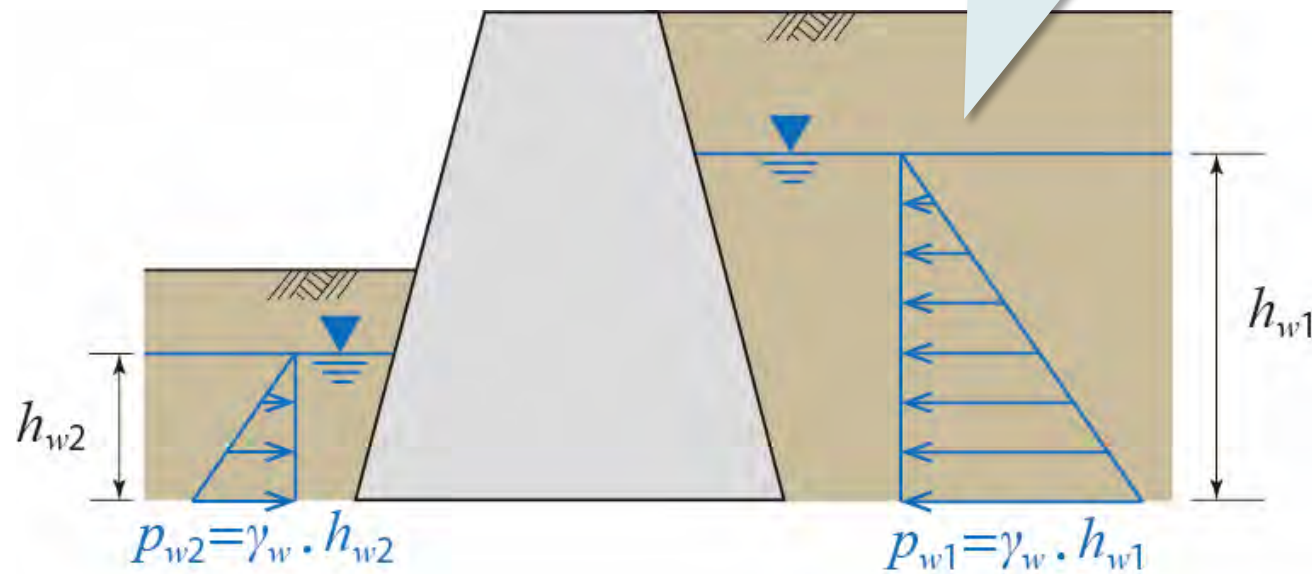
ρ_w : 水の密度(t/m³)

g : 重力加速度(m/s²)

* SI単位と工学単位の関係

$$1(\text{N}) = 1(\text{kg} \cdot \text{m/s}^2)$$

水圧は、**水平方向の力のみ**で鉛直方向の力は生じない

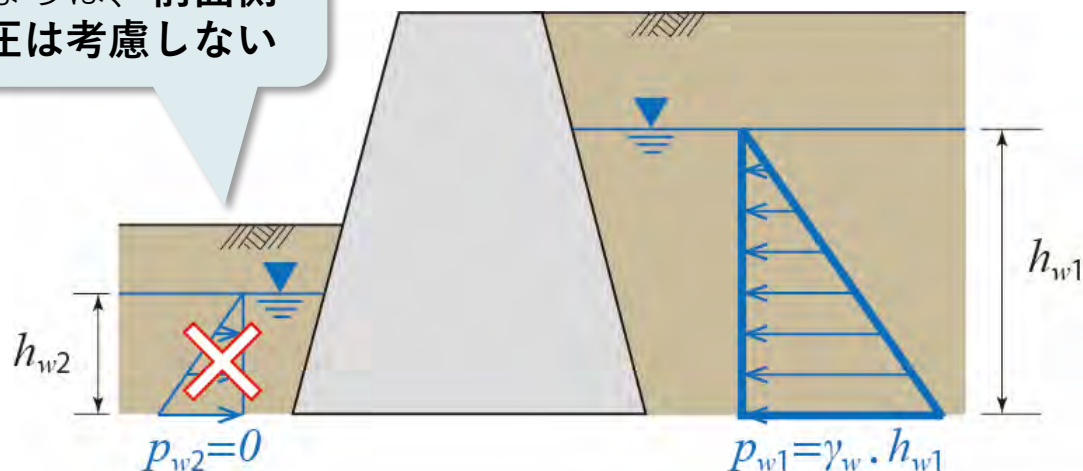


擁壁の前面側と背面側ともに地下水位が在る場合

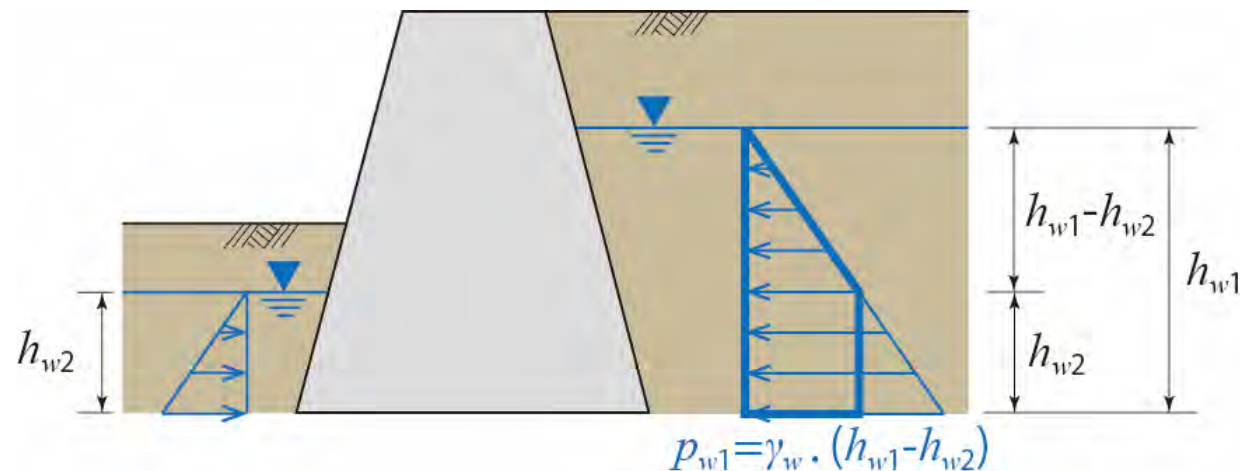
➡ 擁壁の設計目的やその設置する条件に応じて、**水圧の設定条件を考える**

背面側水圧のみを考慮

安全側設計で考えるならば、**前面側水圧は考慮しない**



背面側水圧と前面側水圧を考慮
(共通水位以下は**相殺**される)



アルキメデスの原理：擁壁の地下水位以下にある躯体体積分の水重量に値する力が上向きに働く

浮力の計算式

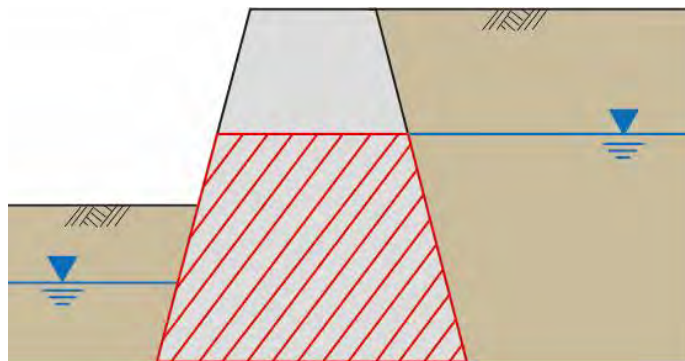
U_p : 浮力(kN)

γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)

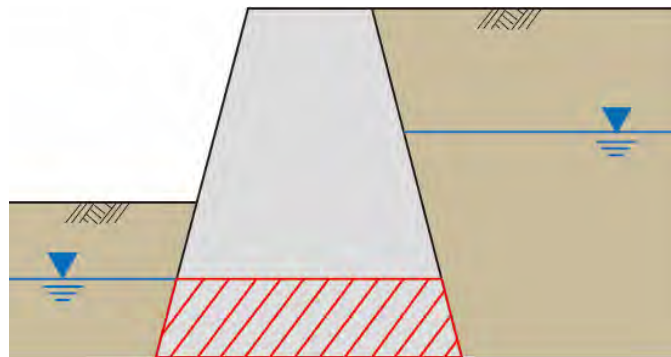
V : 地下水位以下の擁壁体積(m³)

➡ 擁壁の設計目的やその設置する条件に応じて、**浮力の設定条件**を考える

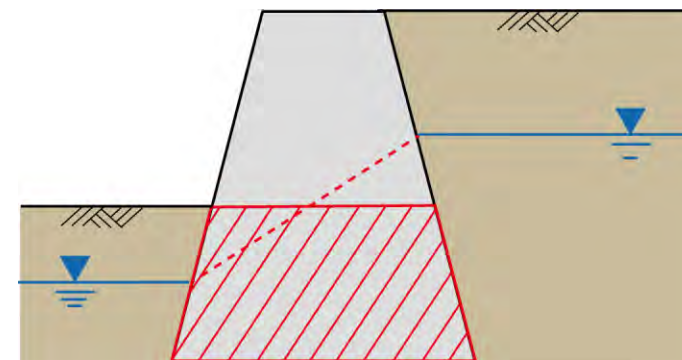
背面側水位で浮力を考慮



前面側水位で浮力を考慮



背面側水位と前面側水位の
平均高さで浮力を考慮



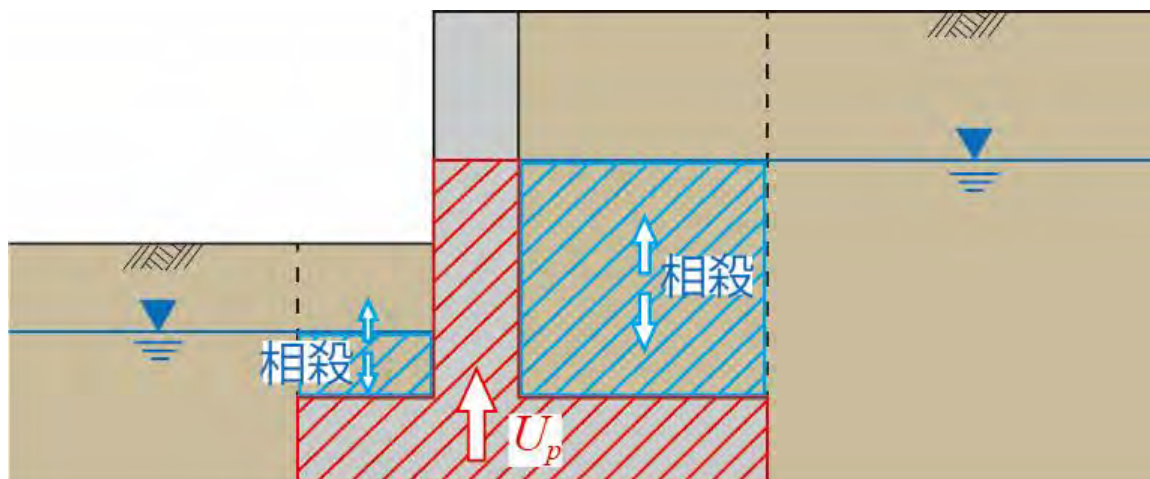
※片持ちばり式擁壁の場合

かかと版やつま先版上の地下水位

擁壁自重とみなす鉛直力 ΣV の水重 V_w 分 = **上向きに作用する浮力 ΣU_p**



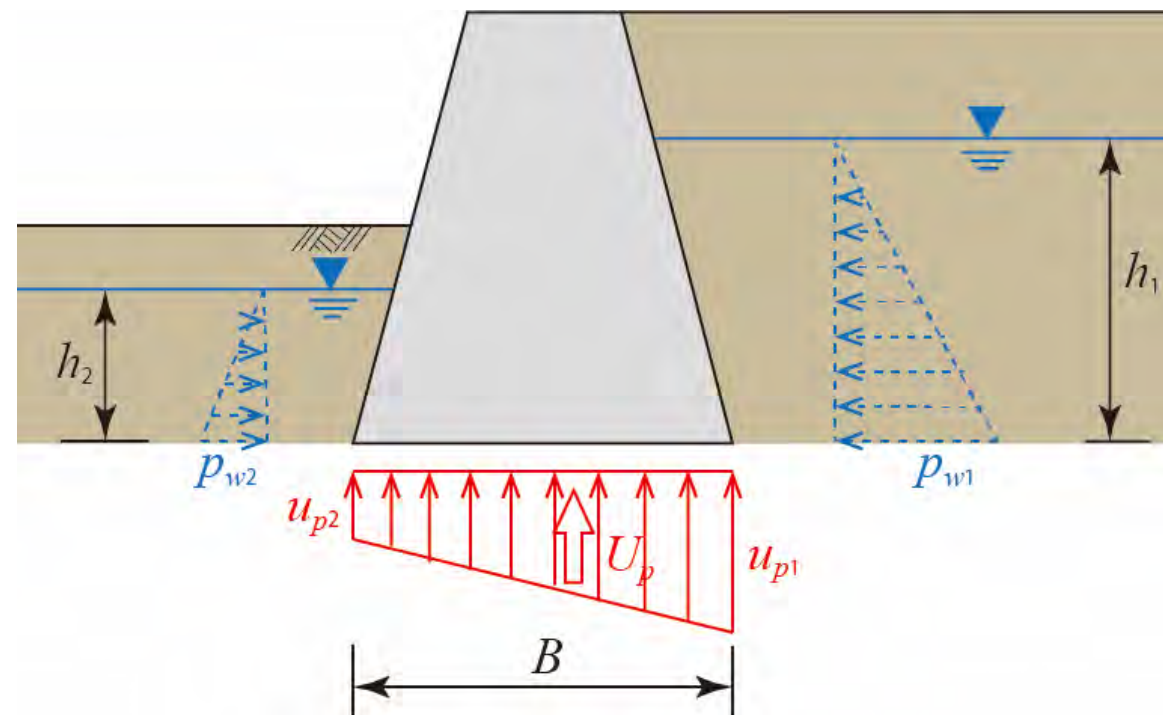
擁壁の実質の**躯体体積分のみ**が水重量に値する力が上向きに働く
(**相殺**により、かかと版やつま先版上の埋戻し範囲の体積は控除できる)



揚圧力 (1)

揚圧力の計算式

-
-
- U_p : 揚圧力(kN)
 u_{p1} : 背面側揚圧力強度(N/m²)
 u_{p2} : 前面側揚圧力強度(N/m²)
 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
 h_1 : 擁壁底面からの背面側水深(m)
 h_2 : 擁壁底面からの前面側水深(m)
 B : 擁壁底版幅(m)
 L : 擁壁延長(m)



基礎地盤の浸透水の作用により
擁壁底版下から**上向き**の力が働く

※片持ちばり式擁壁の場合

かかと版やつま先版上の地下水位

擁壁自重とみなす鉛直力 ΣV の水重 V_w 分 $\neq$ 上向きに作用する揚圧力 ΣU



擁壁のかかと版やつま先版上の水重は、鉛直力 ΣV に**加算**しておく必要がある

浮力のような**相殺の扱い**にはならない

