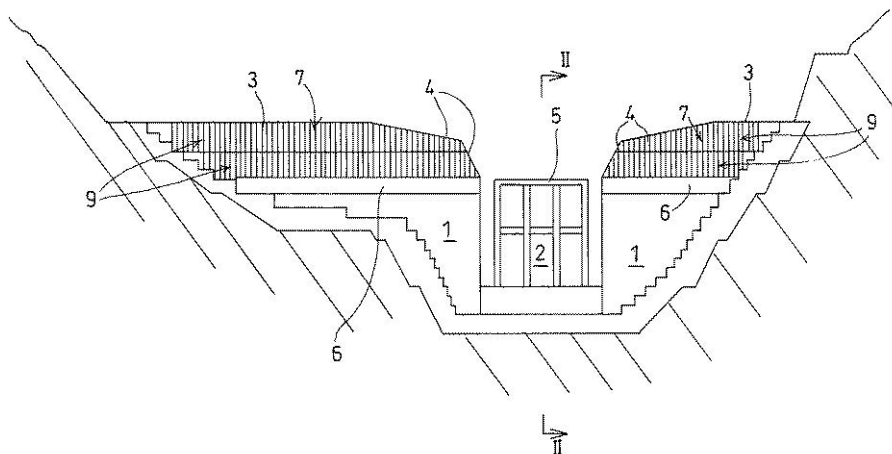


山地防災学 治山ダム構造設計演習



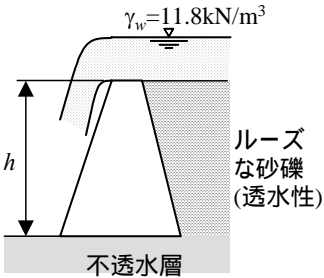
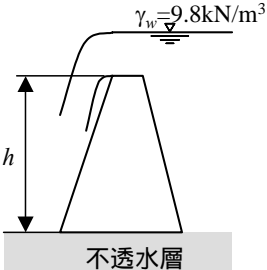
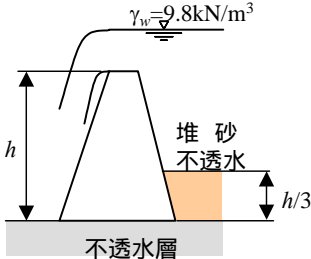
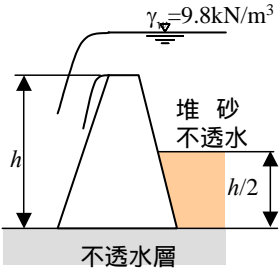
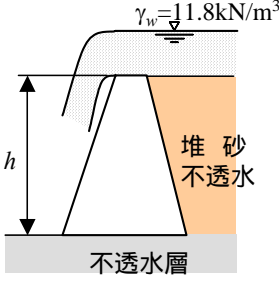
岐阜県立
森林文化アカデミー

1. 治山ダムの設計

1.1 治山ダムのタイプ

治山ダムは、堤体背後の堆砂と湛水の状態によって表 1 に示す 5 つのタイプに分類されています。

表1 治山ダムのタイプ

分類	外力	想定される状態
1 型		砂礫などがルーズな状態で短期に堆積し、水圧と水中土圧とが作用すると予想される場合。
2 型		ダムの完成までにほとんど堆砂せず、水圧が作用すると予想される場合。
3 型		ダムの規模、床堀の状態、土砂の流出状況などから、ダム完成までに堤高の 1/3 程度まで水締めされた状態で堆砂し、この部分の土圧とその上部の水圧とが作用すると予想される場合。
4 型		ダムの規模、床堀の状態、土砂の流出状況などから、ダム完成までに堤高の 1/2 程度まで水締めされた状態で堆砂し、この部分の土圧とその上部の水圧とが作用すると予想される場合。
5 型		床堀の状態、土砂の流出状況などから、ダム完成までに天端まで水締めされた状態で堆砂し、土圧が作用すると予想される場合。

【質問 1】 4 型と 5 型の安定計算例を見ると、堆砂部には土圧のみで間隙水圧が掛けられていません。砂防堰堤では水圧と土圧を作用させていますが、治山ではなぜ水圧を考えないのでしょうか。この土圧は間隙水圧をも含んだ全応力に基づいた土圧ということでしょうか。また、揚圧力を考えていないのは理由があるのでしょうか。

回答

4 型、5 型では水圧を考えていません。4 型と 5 型は普段は水がない小型ダムであるので、堆砂部は土圧のみとし、水圧まで考慮する必要はないと考えています。揚圧力についても考える必要はないことにしています。大規模なダムについては、水圧や揚圧力を考慮した 1 型、あるいは 2 型で設計するように指導しています。

【質問 2】 越流水の単位重量を 4 型では 11.8kN/m^3 、5 型では 9.8kN/m^3 としておられますが、単位体積重量を変えている理由を教えてください。堆砂が満杯となることを想定して 5 型で設計したダムが会計検査で堆砂が満杯になっていないことを指摘され、4 型で照査したところ不安定になったという話があります。これに対するコメントを下さい。

回答

4 型は堆砂がダム高の 1/2 までであるので、清水が越流することを想定しています。5 型は濁流が越流することを想定し、越流水の単位重量を 11.8kN/m^3 と大きくしています。

設計では 4 型と 5 型の両方で照査するように指導しています。どちらで照査すると危険になるのかは、ダムののり勾配によって変わるので一概にはいえません。

1.2 治山ダムに作用する荷重

(1) 設計で考慮する荷重

治山ダムの設計において考慮する荷重は、ダムの自重と静水圧と主働土圧の 3 つです。これらの荷重は図1(A)のように作用します。しかしながら治山ダムや砂防ダムの設計では、計算をできるだけ簡単にするため、図1(B)のようにダムの後端に鉛直の仮想背面を考え、仮想背面より前方は水も土砂もダム的一部分であると見なし、自重として扱います。静水圧や主働土圧は仮想背面に作用するものとして計算します。

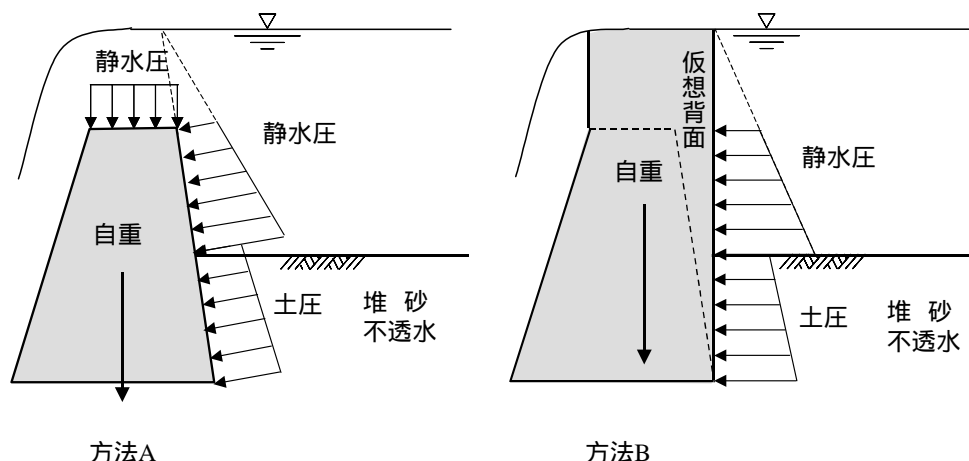


図 1 治山ダムに作用する荷重

(2) 自重と重心位置

仮想背面より前方の水や土砂を含めた自重は、図 26 に示すように三角形と長方形に分割し、それぞれの面積 A_i と図心の座標 x_i を求め、次式で全体の重量 W と重心位置 x を求めます。

$$W_{ci} = \gamma_c \cdot A_{ci}, W_{wi} = \gamma_w \cdot A_{wi}, W_{si} = \gamma_s \cdot A_{si} \dots\dots\dots (44)$$

$$W = \Sigma W_{ci} + \Sigma W_{wi} + \Sigma W_{si} \dots\dots\dots (45)$$

$$x = \frac{\Sigma(W_{ci} \cdot x_{ci}) + \Sigma(W_{wi} \cdot x_{wi}) + \Sigma(W_{si} \cdot x_{si})}{W} \dots\dots\dots (46)$$

ここに、 γ_c はコンクリートの単位体積重量、 γ_w は水の単位体積重量、 γ_s は堆積土砂の単位体積重量です。

コンクリートの単位体積重量 γ_c としては、治山技術基準解説では $22.1\text{kN/m}^3 (=2.25 \times 9.81)$ が用いられ、「治山ダム・土留工断面表」では 22.1kN/m^3 と 23kN/m^3 の 2 種類が用いられています。

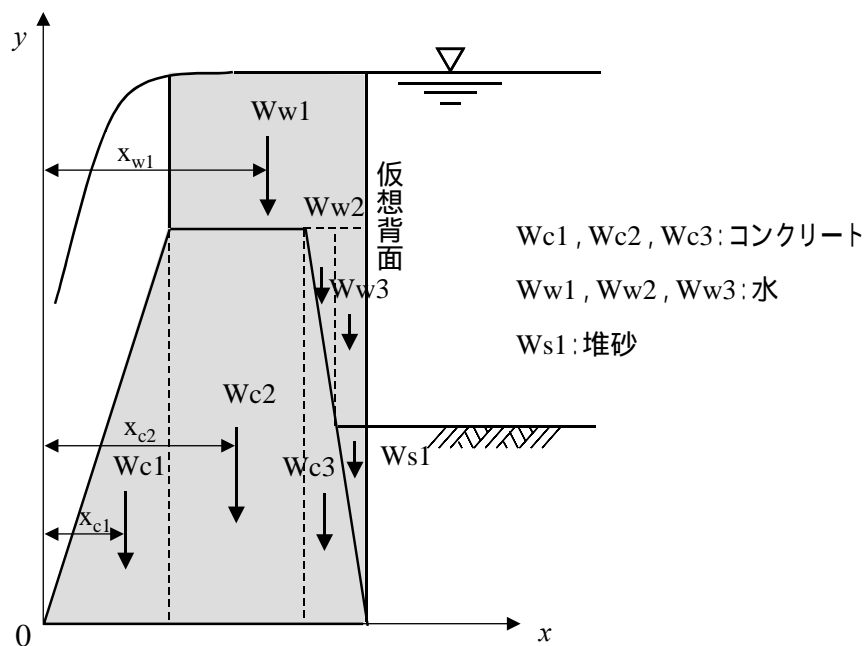


図 2 堤体の重心

水の単位体積重量 γ_w には、清水の場合 $9.8\text{kN/m}^3 (=1 \times 9.81)$ 、濁水は $11.8\text{kN/m}^3 (=1.2 \times 9.81)$ が用いられています。清水を用いるのは 2 型、3 型、4 型、濁水を用いるのは 1 型と 5 型です。

堆砂単位体積重量 γ_s には $17.7\text{kN/m}^3 (=1.8 \times 9.81)$ が用いられています。

(3) 静水圧

仮想背面に作用する全静水圧 P_W は次式で求められます。式の記号は図 27 を参照してください。

$$P_W = \frac{1}{2} H_2 \gamma_w (2h + H_2) \dots\dots\dots (47)$$

静水圧の作用高 y_W は次式で求められます。

$$y_W = H_1 + \frac{H_2}{3} \cdot \frac{3h + H_2}{2h + H_2} \dots\dots\dots (48)$$

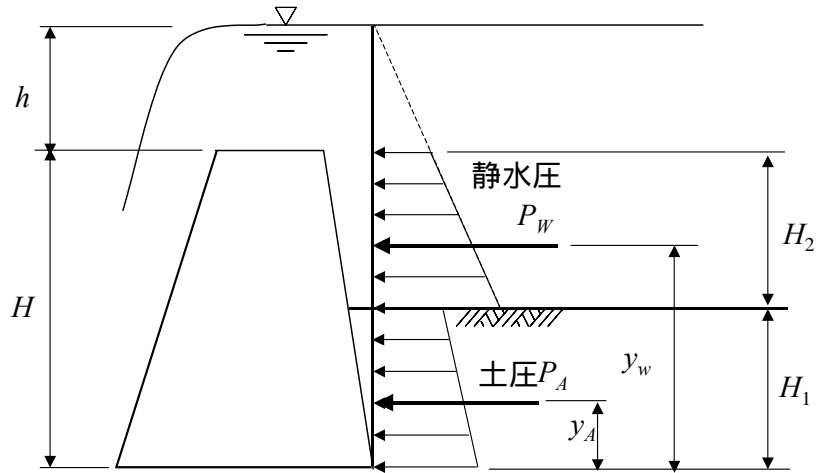


図 3 静水圧と主働土圧

(4) 主働土圧

土留工や擁壁の設計にはクーロンの土圧理論が使われていますが、治山ダム の設計においては慣例的にランキン式が使われています。

堆砂の内部摩擦角を ϕ とすると、ランキンの主働土圧係数 K_A は式(49)あるいは式(50)で表すことができます。どちらも同じですが、治山ダム・土留工断面表には式(50)が示されています。

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (49)$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots\dots\dots (50)$$

堆砂の内部摩擦角は一般に $\phi = 30^\circ$ が用いられています。 $\phi = 30^\circ$ なら主働土圧係数は $K_A = 0.333$ となります。

仮想背面に作用する土圧合力 P_A は次式で求められます。式の記号は図 27 を参照して下さい。

$$P_A = \frac{1}{2} \{ 2\gamma_w (h + H_2) + \gamma_s H_1 \} H_1 K_A \dots\dots\dots (51)$$

土圧合力の作用高 y_A は次式で求められます。

$$y_A = \frac{H_1}{3} \cdot \frac{3\gamma_w (h + H_2) + \gamma_s H_1}{2\gamma_w (h + H_2) + \gamma_s H_1} \dots\dots\dots (52)$$

(5) 1型治山ダムの静水圧と主働土圧

1型の治山ダムだけは、堆積土砂が砂礫などルーズなことを想定しているので、堆砂内に水が浸透するものとして静水圧と主働土圧を同時に作用させます。

仮想背面に作用する静水圧の合水圧と作用高は次式で求められます。

$$P_W = \frac{1}{2} H \gamma_w (2h + H) \dots\dots\dots (53)$$

$$y_W = \frac{H}{3} \cdot \frac{3h + H}{2h + H} \dots\dots\dots (54)$$

仮想背面に作用する水中土圧合力と作用高は次式で計算できます。主働土圧係数は式(49)または式(50)で求めます。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma'_s H^2 K_A \dots\dots\dots (55)$$

$$y_A = \frac{1}{3} H \dots\dots\dots (56)$$

ここに、 γ'_s は水中単位体積重量で、 $7.9\text{kN/m}^3 (=17.7-9.8)$ を使用します。

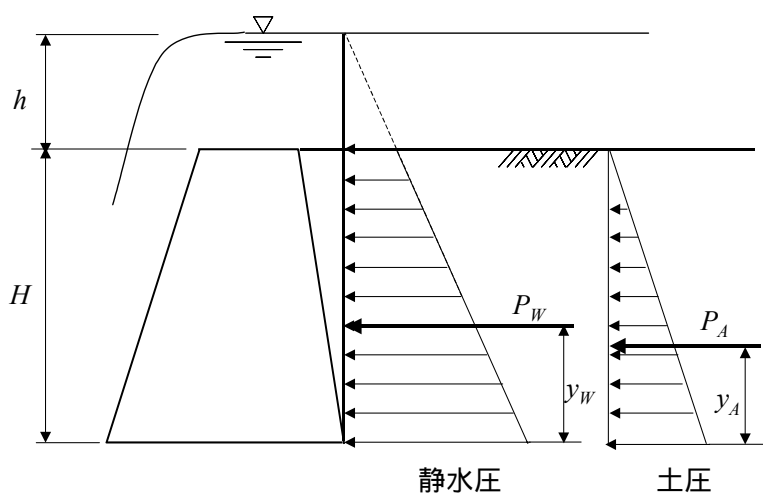


図 4 1型治山ダムの静水圧と主働土圧

(6) 荷重の集計

自重，静水圧，主働土圧が作用すると，ダム底面にはこれらの荷重に釣り合うように図 5 に示すような鉛直反力 R_V と水平反力 R_H が発生します。

鉛直反力 R_V は，鉛直方向の力のつり合い条件から次式のように求められます。

$$R_V = W \quad \dots\dots\dots (57)$$

水平反力 R_H は，水平方向の力のつり合い条件から次式のように求められます。

$$R_H = P_W + P_A \quad \dots\dots\dots (58)$$

鉛直荷重によるつま先回りのモーメントは，次のように表されます。

$$M_V = W \cdot x \quad \dots\dots\dots (59)$$

また，水平荷重によるつま先回りのモーメントは，次のように表されます。

$$M_H = P_W \cdot y_W + P_A \cdot y_A \quad \dots\dots\dots (60)$$

ダム底面における合力の作用位置は，つま先に関するモーメントのつり合い条件式から求めることができ，次式のようになります。

$$d = \frac{M_V - M_H}{R_V} \quad \dots\dots\dots (61)$$

ダム底面中心からの合力の偏心量は，次式で求められます。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \dots\dots\dots (62)$$

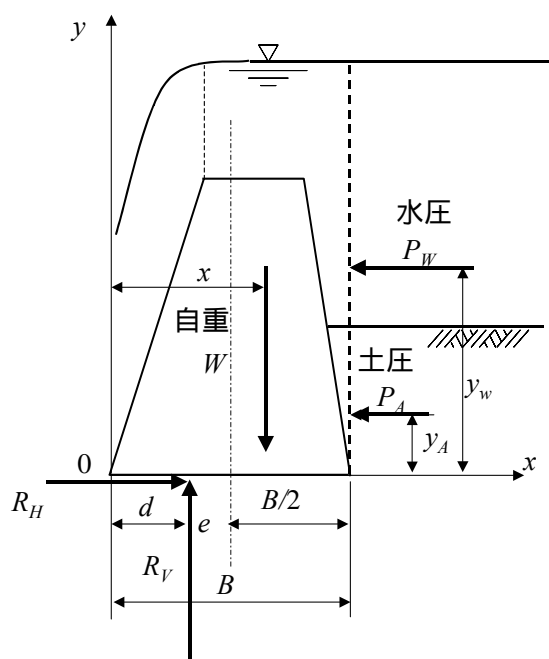


図 5 ダムに作用する荷重

1.3 治山ダムの安定計算

(1) 転倒に対する検討

転倒に対しては、次の条件式を満たしていれば安全と判定します。

$$F_t = \frac{M_V}{M_H} \geq 1.0 \dots\dots\dots (63)$$

ここに、 M_V は鉛直荷重によるつま先回りの抵抗モーメント、 M_H は水平荷重によるつま先回りの転倒モーメントです。

(2) 滑動に対する検討

滑動に対しては、次の条件式を満たしていれば安全と判定します。

$$F_s = \frac{\mu \cdot R_V}{R_H} \geq 1.0 \dots\dots\dots (64)$$

ここに、 R_V はダム底面に作用する鉛直反力、 R_H は水平反力、 μ は基礎地盤の摩擦係数です。摩擦係数は、基礎地盤が締まった砂質土または礫質土が 0.6、固結した砂礫層または岩盤が 0.7 です。

(3) 内部応力及び地盤反力に対する検討

内部応力は次式で算定します。 σ_{ca} はコンクリートの許容圧縮応力です。最大応力度がコンクリートリーの許容圧縮応力度以下で、最小応力が 0 以上(引張応力が発生しない)であれば安全と判定します。

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} \dots\dots\dots (65)$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \geq 0 \dots\dots\dots (66)$$

地盤反力に対しては、式(65)で求められる最大応力 σ_1 が地盤の許容支持力度 q_a 以下であれば安全と判定します。地盤の許容支持力度は、表 2 の値を参考にしてください。

$$q_{\max} = \sigma_1 \leq q_a \dots\dots\dots (67)$$

表 2 許容支持力と摩擦係数

	区 分	許容支持力 (kN/m ²)	摩擦係数	備 考
	岩 盤	700	0.7	
	礫 層	300 ～ 600	0.6～0.7	密でない～ 密なもの
	砂質地盤	200 ～ 300	0.5～0.6	中位なもの～ 密なもの
④	粘性土地盤	100 ～ 200	0.45～0.5	堅いもの～ 非常に堅いもの

2. 治山ダム設計演習

下図に示す4型の治山ダムの安定性を照査して下さい。

ただし、堤体コンクリートの単位体積重量は 22.1kN/m^3 ，堆砂の単位体積重量は 17.7kN/m^3 ，堆砂の内部摩擦角は 30° ，基礎地盤の摩擦係数は 0.6 ，許容支持力度は 300kN/m^2 ，コンクリートの設計基準強度は 16N/mm^2 とします。計算の数値は小数第2位までとして下さい。

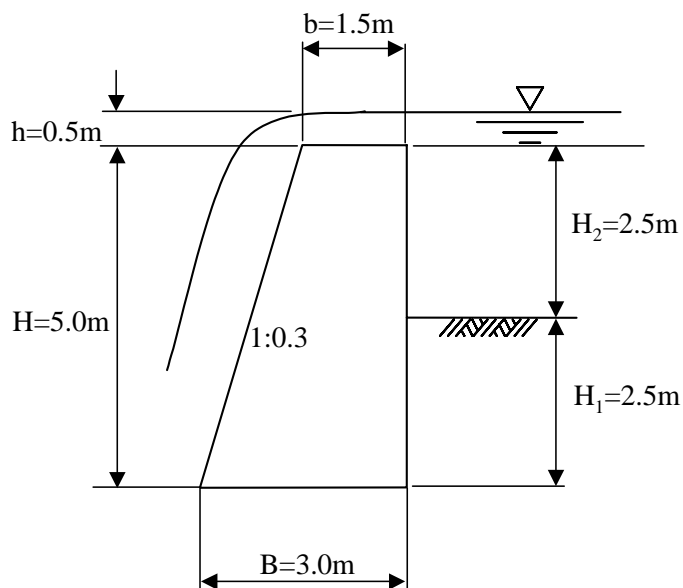


図1 形状寸法

2.1 設計条件

ダム寸法 堤高 $H=$ m
 越流水深 $h=$ m
 背土深 $H_1=$ m
 天端厚 $b=$ m
 下流勾配 $1:n=1:$
 上流勾配 $1:m=1:$

単位重量 堤体 $\gamma_c=$ kN/m^3
 水 $\gamma_w=$ kN/m^3
 堆砂 $\gamma_s=$ kN/m^3

堆砂の内部摩擦角 $\phi=$ $^\circ$

底面の摩擦係数 $\mu=$

許容支持力度 $q_a=$ kN/m^2

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=$ N/mm^2

2.2 荷重の計算

(1) 自重

分割法によって計算する。分割は図2のようにする。

表 1 自重と重心位置の計算

区分	面積の計算式	単位重量 (kN/m ³)	重 量 Wi(kN/m)	アーム長 xi(m)	Wi・xi (kN-m/m)
	-	-		-	

自重 Wi= kN/m

重心位置 $x = \frac{\sum(W_i \cdot x_i)}{\sum W_i} =$ m

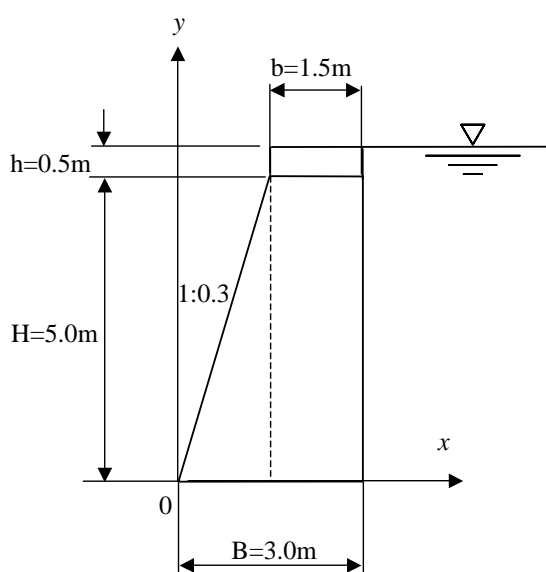


図 2 分割

(2) 静水圧

全水圧

$$P_W = \frac{1}{2} H_2 \gamma_w (2h + H_2) = \frac{1}{2} \times \quad \times \quad \times (2 \times \quad + \quad) = \quad \text{k N/m}$$

水圧の作用高

$$y_W = H_1 + \frac{H_2}{3} \cdot \frac{3h + H_2}{2h + H_2} = \quad + \frac{\quad}{3} \times \frac{3 \times \quad}{2 \times \quad + \quad} = \quad \text{m}$$

(3) 主働土圧

主働土圧係数

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{\quad}{2} \right) =$$

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \{ 2\gamma_w(h + H_2) + \gamma_s H_1 \} H_1 K_A$$

$$= \frac{1}{2} \times \{ 2 \times \quad \times (\quad + \quad) + \quad \times \quad \} \times \quad \times$$

$$= \quad \text{kN/m}$$

土圧合力の作用高

$$y_A = \frac{H_1}{3} \cdot \frac{3\gamma_w(h + H_2) + \gamma_s H_1}{2\gamma_w(h + H_2) + \gamma_s H_1}$$

$$= \frac{\quad}{3} \times \frac{3 \times \quad \times (\quad + \quad) + \quad \times \quad}{2 \times \quad \times (\quad + \quad) + \quad \times \quad}$$

$$= \quad \text{m}$$

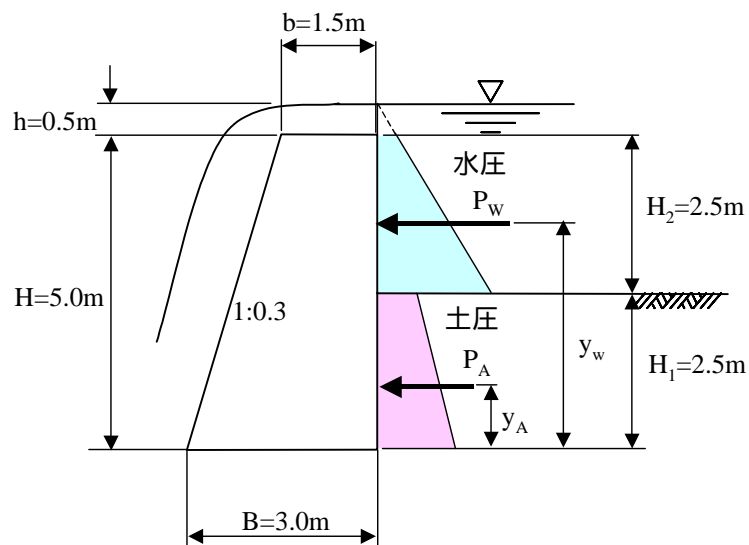


図3 治水ダムに作用する静水圧と主働土圧

(4) 荷重の集計

区分	荷重(kN/m)		アーム長(m)		モーメント(kN-m/m)	
	鉛直力 V	水平力 H	x	y	$M_V = V \cdot x$	$M_H = H \cdot y$
自重						
静水圧						
主働土圧						
			-	-		

鉛直力 $V = \quad \text{kN/m}$

水平力 $H = \quad \text{kN/m}$

荷重の合力の作用位置 $d = \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} = \frac{\quad - \quad}{\quad} = \quad \text{m}$

荷重の偏心率 $e = \frac{B}{2} - d = \frac{\quad}{2} - \quad = \quad \text{m}$

2.3 安定性の検討

(1) 転倒に対する検討

$$F_t = \frac{\Sigma(V \cdot x)}{\Sigma(H \cdot y)} = \frac{\quad}{\quad} = \quad > 1.0 \quad (\text{OK})$$

(2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{\quad \times \quad}{\quad} = \quad > 1.0 \quad (\text{OK})$$

(3) 内部応力及び地盤反力に対する検討

コンクリートの内部応力

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{\quad}{\quad} \times \left(1 + \frac{6 \times \quad}{\quad} \right) \\ &= \quad \text{kN/m}^2 < \sigma_{ca} = \frac{1000\sigma_{ck}}{4} = \frac{1000 \times \quad}{4} = \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{\quad}{\quad} \times \left(1 - \frac{6 \times \quad}{\quad} \right) \\ &= \quad \text{kN/m}^2 > \quad_{ta} = 0 \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

地盤反力度

$$q_{\max} = \quad_1 = \quad \text{kN/m}^2 < q_a = \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{OK})$$

