

## 12.3 荷重

構造設計に当たって考慮すべき荷重は、構造物の重要度、形式、使用材料、設置場所、施工方法、自然状況等に応じて、自重、水圧、浮力又は揚圧力、土圧、風荷重、氷荷重、雪荷重、自動車荷重、衝撃荷重、群集荷重、地震荷重等、必要な荷重を考慮する。

頭首工を構成する各施設の構造設計を行うに当たっては、本技術書によるほか、「日本産業規格 (JIS)」、「コンクリート標準示方書」、「道路橋示方書・同解説」、その他の必要な規定等に従わなければならない。なお、管理橋の荷重等については本項では対象としない。

### 12.3.1 自重

自重の計算に用いる単位体積重量は、調査や試験により、現地で使用する材料実重量から求めるのが理想的であるが、これらの調査や試験には一般に手間がかかる上に、調査結果に基づく適正な設計数値 (単位体積重量) の決定には豊富な技術的経験と判断を必要とするため、通常は、表-12.3-1 に示す一般的な単位体積重量を用いることが多い。

ただし、実験等により実重量が明らかな材料、又は他の基準等により定められている場合は、その値を用いる。

表-12.3-1 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
鋼、鋳鋼	77.0	アスファルトコンクリート舗装	22.5
鋳鉄	71.0	コンクリートブロック練積	22.5
アルミニウム合板	27.5	コンクリートブロック空積	19.5
鉄筋コンクリート	24.5	プレストレストコンクリート	24.5
無筋コンクリート	23.0	花こう岩	27.0
モルタル	21.0	砂岩	26.0
アスファルト(防水用)	11.0	水	9.8

注1) コンクリートの単位体積重量については、現場で使用するコンクリートの実重量が明らかな場合、その実重量値を使用する。

2) 海水の単位体積重量は、水の1.03倍とする。

堰本体の自重  $W_0$  は次のように算出する。

$$W_0 = w \cdot V \text{ (kN)} \dots\dots\dots (12.3-1)$$

ここに、  $w$ : 単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$V$ : 堰の体積 (m<sup>3</sup>)

機械室、ゲート、巻上げ機、管理橋等の自重は、実態に合わせて計算する。

### 12.3.2 固定堰の水圧

#### (1) 固定堰の静水圧

固定堰の静水圧は、越流堰の場合、設計洪水時の堰頂から測った上流水深を  $h_1$  とし、下流水深が堰頂以下の場合はその条件において計算する。

下流水位が堰頂上  $h_2$  だけ上にある場合は、**図-12.3-1** の  $h_2 \leq 2/3 h_1$  の範囲において堰頂上の水流は射流となり、水脈が湾曲するため堰頂上には負圧現象が起こることが考えられるので、上流面、堰頂上及び下流側の静水圧を次のように仮定する。

上流面  $ab$  には、 $b$  において  $\left( h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$ 、 $a$  においては  $\left( h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + D_f \right)$  となる台形荷重、堰頂上  $bc$  には、 $b$  において  $h_1$ 、 $c$  において 0 となる三角形荷重、下流面  $cd$  には、 $c$  において 0、 $d$  において  $(h_2 + D_f)$  となる静水圧を受けるものと仮定する。ただし、堰頂上の静水圧は不安定なものであるから  $bc$  の幅が小で、 $h_1$  に応じた越流型としたものでは、これを省略した方が安全側になる。

次に、 $h_2 > \frac{2}{3} \left( h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$  となって潜り堰の状態をとるときは、まず、 $h_2 = \frac{2}{3} \left( h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$  となる状態

を最も危険な場合として考え、前記の静水圧状態において安定条件を満足させるように断面を定め、次に念のため最大の水位となった時に、 $bc$  及び  $cd$  におおのこの水深に相当する静水圧を受けるものとして安定を検討する。**図-12.3-2** に潜り堰の場合における静水圧を示す。

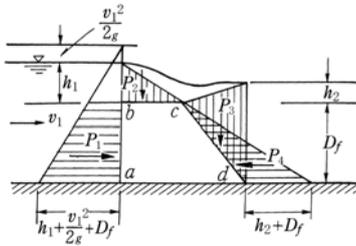


図-12.3-1 完全越流の静水圧

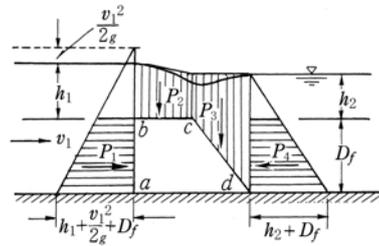


図-12.3-2 潜り堰の静水圧

(2) 固定堰の動水圧

固定堰においては、地震時の動水圧は特に考える必要はない。流速が大きいときは垂直面に  $\frac{V^2}{2g}$  の 2 倍に相当する静水圧が作用するはずであるが、堆積土砂の土圧を同時に考えるときはその必要はない。

12.3.3 可動堰の水圧

可動堰においては、ゲート及び堰柱の各々に静水圧及び動水圧が作用する。可動堰のゲート及び堰柱が受ける水圧の模式図を**図-12.3-3** に示す。

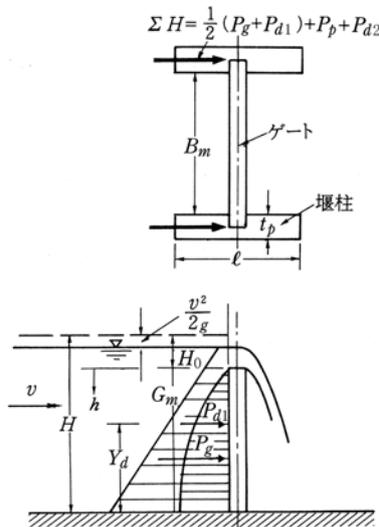


図-12.3-3 可動堰が受ける水圧

- (1) 可動堰のゲートが受ける静水圧 (
- $P_g$
- )

可動堰のゲートが受ける静水圧  $P_g$  は、次のように算出する。

$$P_g = \frac{1}{2} \cdot w_0 (H^2 - H_0^2) B_m \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-2)$$

ここに、 $w_0$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$H$  : ゲート敷上の水深 (m) (図-12.3-3 参照)

$H_0$  : ゲート天端から全水頭面までの距離 (m)

$B_m$  : 純径間長 (m) (図-12.3-3 参照)

- (2) 可動堰の堰柱が受ける静水圧 (
- $P_p$
- )

可動堰の堰柱が受ける静水圧  $P_p$  は、次のように算出する。

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot w_0 \cdot H^2 \cdot t_p \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-3)$$

ここに、 $t_p$  : 堰柱の厚さ (m)

- (3) 可動堰のゲートが受ける動水圧 (
- $P_{d1}$
- )

可動堰のゲートが受ける動水圧  $P_{d1}$  は、次のように算出する。

$$P_{d1} = P_d \cdot B_m \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-4)$$

ここに、 $B_m$  : 純径間長 (m) (図-12.3-3 参照)

$P_d$  : 動水圧強度

ゲート頂上から可動部敷までの任意の点の動水圧強度  $P_d$  は、ウェスタガード (Westergaard) 法により以下に算出する。

$$P_d = \frac{7}{8} \cdot w_0 \cdot k_h \sqrt{H \cdot h} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots\dots\dots (12.3-5)$$

ここに、 $w_0$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$k_h$  : 設計水平震度

$H$  : 全水頭で、この場合はゲートの全高 (m)

$h$  : ゲート頂上から可動部敷までの任意の水深 (m)

式 (12.3-4)、式 (12.3-5) から動水圧の圧力の合計は

$$P_{d1} = \frac{7}{12} \cdot w_0 \cdot k_h \cdot B_m \cdot H^2 \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots (12.3-6)$$

動水圧の合力の作用点  $Y_d$  は、 $Y_d = (2/5) \cdot H$  の点である。

- (4) 可動堰の堰柱が受ける動水圧 (
- $P_{d2}$
- )

可動堰の堰柱が受ける動水圧  $P_{d2}$  は、水位、堰柱の形状・寸法を考慮し、堰柱の状態により次のように算出する。

表-12.3-2 構造物形状別動水圧算定式の適用区分<sup>1)</sup>

堰柱の状態	算定式
片面にのみ水が存在する堰柱 (端部堰柱等の壁状構造物)	式 (12.3-7) による。(ウェスタガード法)
周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱 (中央堰柱等の柱状構造物)	式 (12.3-8) による。(後藤・土岐モデル)

ア 片面にのみ水が存在する堰柱

(7) ウェスタガード法

$$\left. \begin{aligned} P_{d2} &= \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot w_0 \cdot b \cdot H^2 \\ H_{ew} &= \frac{2}{5} \cdot H \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-7)$$

ここで、 $P_{d2}$  : 構造物に作用する全地震時動水圧 (kN)

$K_h$  : 設計水平震度

$w_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 水深 (m)

$H_{ew}$  : 水路底面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)

$b$  : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)

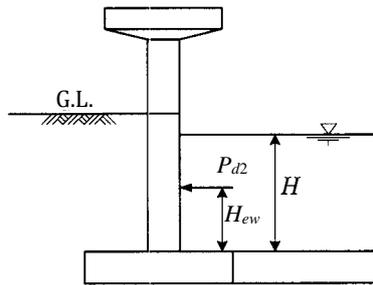


図-12.3-4 壁状構造物に作用する動水圧 (ウェスタガード法)

イ 周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱

周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式 (12.3-8)、式 (12.3-9) により算出するものとする。

$$\left. \begin{aligned} &\frac{b}{H} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ &P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left[ 1 - \frac{b}{4H} \right] \\ &2.0 < \frac{b}{H} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ &P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left[ 0.7 - \frac{b}{10H} \right] \\ &4.0 < \frac{b}{H} \text{ の場合} \\ &P_{d2} = \frac{9}{40} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-8)$$

$$H_g = \frac{3}{7}H \dots\dots\dots (12.3-9)$$

ここで、 $p_{d2}$  : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)

$k_h$  : 設計水平震度

$w_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 水深 (m)

$H_g$  : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)

$b$  : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)

$a$  : 地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)

$A_0$  : 構造物の断面積 (m<sup>2</sup>)

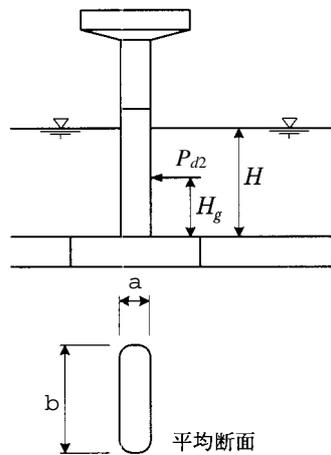


図-12.3-5 柱状構造物に作用する地震時動水圧

12.3.4 浮力又は揚圧力

構造物の安定計算や構造計算において浮力又は揚圧力を考慮する必要がある場合、これらの荷重は鉛直上方向に作用させる。

浮力又は揚圧力は、間隙水や水位の変動を考慮して適切に設定するものとする。一般に構造物の前後に水位差が生じる場合には揚圧力を考えた方が合理的である。

揚圧力を考慮する場合、底面に対し上流端及び下流端においてその水深に揚圧力係数を乗じたものが作用するものとした台形荷重を考える。揚圧力係数は岩着又は不透水層まで達する矢板で囲まれている場合は、 $\mu = 0.4$ 、それ以外の場合は  $\mu = 1.0$  とする。

なお、計算に際しては台形を二つに分ける方が便利である。上流側における揚圧力を  $U_1$ 、下流側における揚圧力を  $U_2$  とすると、

$$\left. \begin{aligned} U_1 &= \frac{1}{2} \cdot w_0 \mu B_2 h_1 \\ U_2 &= \frac{1}{2} \cdot w_0 \mu B_2 h_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-10)$$

全揚圧力  $U$  は、

$$U = U_1 + U_2 = \frac{1}{2} \cdot w_0 B_2 \mu (h_1 + h_2) \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots (12.3-11)$$

ここに、  $w_0$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $B_2$  : 堰体底幅 (m)  
 $h_1, h_2$  : 上流及び下流の水深 (m)  
 $\mu$  : 揚圧力係数

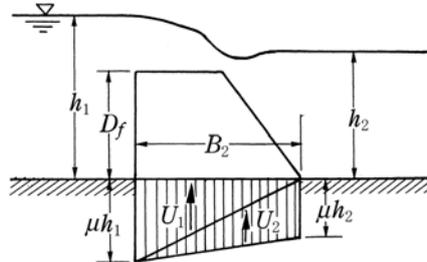


図-12.3-6 揚圧力

### 12.3.5 土圧

土圧は一般的に鉛直土圧と水平土圧に大別される。端部堰柱、護岸工等に作用する水平土圧はランキン、クーロン土圧公式又は、試行くさび法によるものとする。埋設構造物に作用する鉛直土圧は鉛直土圧公式又は、マーストン公式によるものとし、水平土圧は静止土圧公式、ランキン土圧公式、クーロン土圧公式及びスパングレー公式等によるものとする。

#### (1) 土圧区分

土圧は壁の変位の状況と土圧の作用方向によって、主働土圧、受働土圧、静止土圧に区分する。また、常時と地震時に区分する。

- ア 主働土圧：壁の変位の方向と同じ方向に作用する土圧
- イ 受働土圧：壁の変位の方向と逆方向に作用する土圧
- ウ 静止土圧：壁が変位を伴わない場合の土圧

主働土圧、受働土圧及び静止土圧の概念図を、図-12.3-7 に示す。なお、下図は土圧の概念を示すモデルであることから、一般的な土留め壁を一例として示すものである。

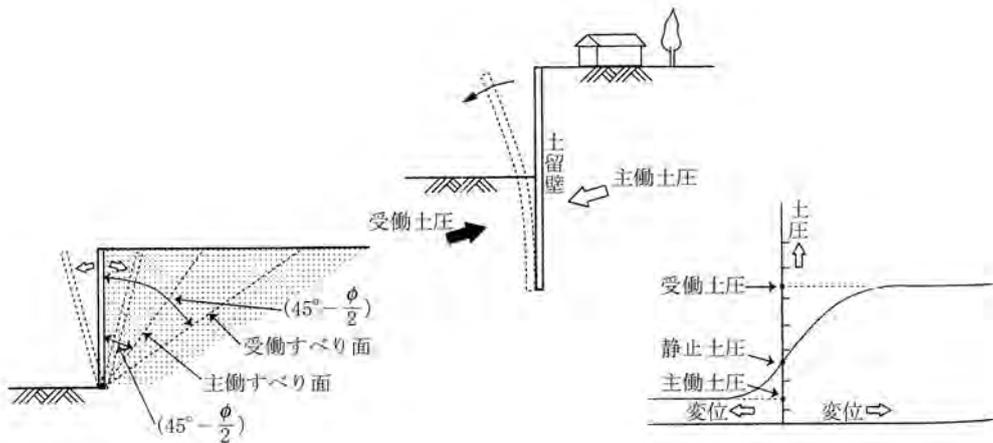


図-12.3-7 土圧区分概念図

(2) 土圧公式の分類と適用

構造物に作用する土圧は、構造物が土圧により変形・移動を伴うかどうかで変化するため、構造物の条件にあった土圧公式を適用することが必要である。構造物のタイプを、下記のア～ウに分類し、これに適用する土圧公式及びその適用条件を表-12.3-3に示す。

適用土圧公式（基本式）

ア ボックスカルバート等移動変形の少ない構造物：静止土圧公式

イ 変形のみを考慮する構造物：ランキン土圧公式又は、  
クーロン土圧公式

ウ 安定計算を伴う構造物：クーロン系試行くさび法  
(堰柱・擁壁等)：クーロン土圧公式

ただし、堰柱の地震時土圧は、12.3.13 地震時土圧に示す手法で算出する。

表-12.3-3 構造条件と適用土圧公式

構造分類	水平土圧			その他荷重		備考
	常時	地震時	壁面摩擦角	輪荷重	水圧区分	
① 移動変形を伴わない (暗きよ等)	静止土圧公式	無視	無視	等分布荷重換算 (平面一方向)	有	
② 変形有、移動無 (沈砂池フルーム水路等)	ランキン土圧公式 クーロン土圧公式	クーロン地震 時土圧公式	考慮	フリューリッヒ公式	有	
③ 移動変形を伴う (堰柱・擁壁等)	クーロン系試行く さび法	試行くさび重 量の慣性力	考慮	等分布荷重換算	有	

※壁面摩擦角については、表-12.3-8を参照

土圧の計算方法については、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考として算出すること。

12.3.6 堆砂による土圧 ( $P_e$ )

堆砂による土圧は静水圧に更に土圧が加わるものとする。堆砂の深さは堰体の状態により適宜定める。土圧  $P_e$  は次のように算出する。

$$P_e = \frac{1}{2}(w_1 - w_0)C_0 H_e^2 \dots\dots\dots (12.3-12)$$

ここに、 $P_e$  : 単位長さ当たりの堆砂による土圧 (kN/m)

$w_1$  : 堆砂の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$w_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$C_0$  : 土圧係数 (0.4~0.5)

$H_e$  : 堆砂の高さ (m)

12.3.7 風荷重 ( $P_w$ )

風荷重は、鉛直投影面積に作用するものとして、 $P = 3 \text{ kN/m}^2$  に形状係数を乗じた値とし、次のように算出する。

$$P_w = P \cdot C \cdot A \dots\dots\dots (12.3-13)$$

ここに、 $P_w$  : 風荷重 (kN)

$P$  : 荷重強度 (3 kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 鉛直投影面積 (m<sup>2</sup>)

$C$  : 形状係数

形状係数は、平面形状に対して 1.2

トラス形状・風上側に対して 1.6

トラス形状・風下側に対して 1.2

円筒形状 (1 本もの) に対して 0.7

とする。

### 12.3.8 氷荷重 ( $P_i$ )

一般には考慮する必要はないが、寒冷地において結氷厚が 10cm 以上となる場合には、冬期水位を対象として次のように考慮する。

$$P_i = p_i \cdot A_i \text{ (kN)} \dots\dots\dots (12.3-14)$$

ここに、 $p_i$  : 氷圧 (196 kN/m<sup>2</sup> とする)

$A_i$  : 結氷と接するゲートあるいは堰柱の面積 (m<sup>2</sup>)

### 12.3.9 雪荷重

雪荷重を考慮する必要のある地方においては、その地方の実状に応じて適切な値を定めるものとする。積雪の単位容積重量は、一般的には 3.5 kN/m<sup>3</sup> に積雪深を乗じて求める採用例が多い。ただし、群集荷重と比較して大きいほうを採用する。また、路面において自動車荷重と組み合わせる場合は 1.0 kN/m<sup>2</sup> を見込む。

### 12.3.10 自動車荷重及び衝撃荷重

自動車荷重を考慮する場合、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考とし、安全な設計となるよう適切な荷重を見込むこととする。

### 12.3.11 群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、鉛直荷重の大きさは次による。

大型自動車の入らない耕作道等については、3 kN/m<sup>2</sup>、公道の歩道 (路面等で大型自動車が入る場合を含む) は、5 kN/m<sup>2</sup> を標準とする。ただし、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

### 12.3.12 慣性力

地震の影響は、12.6.2 地盤種別により設計水平震度を算定し、震度法により慣性力  $F$  を求める。

また、構造物躯体に作用する慣性力は、耐震設計法の種類にかかわらず考慮しなければならない。

表-12.3-4 慣性力の算定

耐震設計方法	地震動	固有周期の算定	慣性力に用いる震度	慣性力
震度法	レベル1地震動	必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期を考慮しない設計水平震度 $k_{hg}$ 固有周期を考慮する設計水平震度 $k_h$	$F = W \cdot k_{hg}$ $F = W \cdot k_h$ $W$ : 躯体自重 (以下、同じ)
地震時保有水平耐力法	レベル2地震動	降伏剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期 $T$ 、低減係数より算定した設計水平震度 $k_{hc} = C_z \cdot C_s \cdot k_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$ $C_z$ : 地域別補正係数 $C_s$ : 構造物特性補正係数 $k_{hc0}$ : 設計水平震度の標準値	$F = W \cdot k_{hc}$

注)  $\mu_a$  は完全弾性型の復元力特性を有する構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリートの場合には次式により算出する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y}$$

ここに、 $\delta_u$ : 終局変位  
 $\delta_y$ : 降伏変位  
 $\alpha$ : 安全係数

### 12.3.13 地震時土圧

地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。

(1) 堰柱において、背面土が良質な材料で密に締固められた条件であり、構造物の壁面が鉛直かつ埋戻し・盛土面が水平の場合は、レベル1地震動、並びにレベル2地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法を原則として用いるものとする。

ア 修正物部・岡部法を以下に示す。

堰柱において地震時土圧を算定する場合は、原則としてレベル1地震動及びレベル2地震動のいずれにも適用できる式(12.3-15)を用いるものとする。すなわち、地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度を算出するものとする。

$$P_{ea} = \gamma_t h K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-15)$$

ここに、 $P_{ea}$ : 深さ  $h$  (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{EA}$ : 地震時主働土圧係数で、式(12.3-16)により算出してよい。

(ア) 背面が土とコンクリートの場合	}	..... (12.3-16)
砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h$ 砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h$		
(イ) 背面が土と土の場合	}	
砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h$ 砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h$		

$k_h$ : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

$\gamma_t$ : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$q'$ : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

また、 $q'$  は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まないものとする。

なお、背面土が良質な材料で密に締固められた条件以外の場合、下記(2)の物部・岡部法を適用する。

[参 考] 地震時主働土圧について

「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」(日本道路協会)では、レベル2地震動において従来使用してきた物部・岡部の方法を適用すると、想定されるすべり土塊領域が非常に大きくなり、実際の現象と異なるといった問題点が生ずることから、以下の条件により修正物部・岡部法に基づいて算出される地震時土圧係数を簡易な式(12.3-16)により与えている。

背面土は良質な材料で密に締固めるため、地盤のせん断抵抗は、ピーク強度を発現した後、残留強度へと低下する。したがって、ここでは橋台の背面土は、表-12.3-5に示す程度の単位重量が確保できる砂、砂礫、砂質土で入念に施工されることを前提に、土質に応じた背面土のせん断抵抗角のピーク角度  $\phi_{peak}$  と残留強度  $\phi_{res}$  を表-12.3-6のように仮定した。表-12.3-6に示すせん断抵抗角の値は、密な砂質材料に対して、すべり破壊が生じる際の状態に近いと考えられる平面ひずみ状態でのせん断抵抗角に粘着力の影響も反映させて想定したものである。

表-12.3-5 土の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然 地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘 性 土	18	

- 注1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。
- 2) 碎石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
- 3) 砂利混じり砂質土、あるいは砂利混じり粘性土にあつては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
- 4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

表-12.3-6 地震時土圧算定のための土質定数

	$\phi_{peak}$	$\phi_{res}$
砂及び砂礫	50°	35°
砂 質 土	45°	30°

(2) (1)以外の条件の場合、堰柱におけるレベル1地震動に対しては物部・岡部法を適用してもよい。

ア レベル1地震動の場合、地震水平土圧は物部・岡部法を適用するとともに、埋戻し土の粘着力の有無に応じて以下の算式により求める。

(7) 地震時主働土圧

a 粘着力を無視する場合

(a) 非飽和土の場合

$$P_{ea} = (1 - k_v) \left\{ \gamma_t h K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-17)$$

$$P_{EA} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-18)$$

ここに、 $P_{ea}$  : 地震時主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>) $P_{EA}$  : 地震時主働土圧 (kN/m) $K_{EA}$  : 地震時主働土圧係数 $\gamma_t$  : 土(背面土)の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) $h$  : 地表面から土圧強度(又は土圧)を求めようとする位置までの深さ (m) $q$  : 単位斜面面積当たりの等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>) $\alpha$  : 構造物背面又は仮想背面が鉛直面となす角 (°) (反時計回りを正とする) $\beta$  : 構造物背面の地表面が水平面となす角 (°) (反時計回りを正とする)

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-19)$$

ここに、 $\phi$  : 背面土の内部摩擦角 (°) $\delta$  : 構造物背面と土との摩擦角又は仮想背面における摩擦角 (°)

(反時計回りを正とする)

ただし、 $90^\circ \leq \alpha + \delta + \theta$  となる場合には適用できない。また、 $\phi - \beta - \theta < 0$  となる場合には、 $\phi - \beta - \theta = 0$  として計算する。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \dots\dots\dots (12.3-20)$$

ここに、 $k_h$  : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度 $k_v$  : 地震時土圧の算出に用いる設計鉛直震度(鉛直方向を考慮しない場合、 $k_v = 0$ ) $k_h$ 、 $k_v$  の変化による  $\theta$  の値を、表-12.3-7 に示す。表-12.3-7  $k_h$ 、 $k_v$  をパラメータとした  $\theta$  の値

$k_h \backslash k_v$	0	0.05	0.10	0.15	0.20
0.1	5° 40'	6° 20'	6° 40'	6° 50'	7° 10'
0.2	11° 20'	11° 50'	12° 30'	13° 20'	14° 00'
0.3	16° 40'	17° 30'	18° 30'	19° 30'	20° 30'
0.4	21° 50'	22° 50'	24° 00'	25° 10'	26° 30'

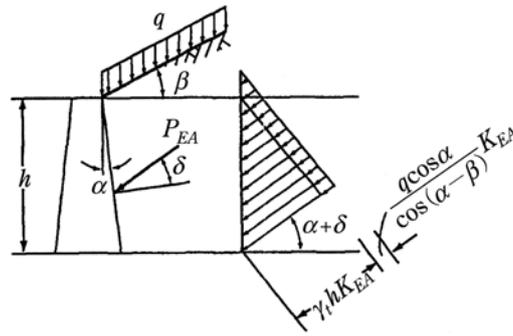


図-12.3-8 地震時主働土圧

(b) 飽和土の場合

この場合には、次式により得られる土圧強度及び土圧のほか、水圧を考慮する。

$$P'_{ea} = (1 - k_v) \left\{ \gamma' h K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-21)$$

$$P'_{EA} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma' h^2 K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (12.3-22)$$

ここに、 $P'_{ea}$  : 地震時主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P'_{EA}$  : 地震時主働土圧 (kN/m)

$K'_{EA}$  : 地震時主働土圧係数

$$K'_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta')}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta') \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \delta + \theta') \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots (12.3-23)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \frac{k_h \cdot \gamma_t}{1 - k_v \cdot \gamma'} \dots\dots\dots (12.3-24)$$

ここに、 $\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

その他の記号は式 (12.3-17) に同じ。

b 粘着力を考慮する場合

粘着力を考慮する場合には、粘性土の自立高さを考慮して土圧強度を式 (12.3-25)、土圧を式(12.3-26)により算定する。

$$P_{ea} = \gamma_t (h - z_0) K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-25)$$

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \gamma_t (h - z_0)^2 K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-26)$$

ここに、 $z_0$  : 粘性土の自立高さ (m)

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan \left[ 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \dots\dots\dots (12.3-27)$$

ここに、 $c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

その他の記号は式 (12.3-17) に同じ。

なお、式 (12.3-25)、式 (12.3-26) によることが適当でない場合には、原則としてクーロン、物部理論に基づいて算定するものとする。

(i) 地震時受働土圧

a 粘着力を無視する場合

(a) 非飽和土の場合

$$P_{ep} = (1 - k_v) \left\{ \gamma_t h K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-28)$$

$$P_{EP} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-29)$$

ここに、 $P_{ep}$  : 地震時受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{EP}$  : 地震時受働土圧 (kN/m)

$K_{EP}$  : 地震時受働土圧係数

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta') \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \delta - \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-30)$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta < 0$  となる場合には適用できない。

その他の記号は式 (12.3-17) に同じ。

(b) 飽和土の場合

$$P'_{ep} = (1 - k_v) \left\{ \gamma' h K'_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K'_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-31)$$

$$P'_{EP} = (1 - k_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma' h^2 K'_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K'_{EP} \right\} \dots\dots\dots (12.3-32)$$

ここに、 $P'_{ep}$  : 地震時受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P'_{EP}$  : 地震時受働土圧 (kN/m)

$K'_{EP}$  : 地震時受働土圧係数

$$K'_{EP} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta')}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta - \theta') \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta')}{\cos(\alpha - \delta - \theta') \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-33)$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta' < 0$  となる場合には適用できない。

その他の記号は式 (12.3-17)、式 (12.3-21) に同じ。

b 粘着力を考慮する場合

$$P_{ep} = \gamma_t (h + z'_0) K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EP} \dots\dots\dots (12.3-34)$$

$$P_{EP} = \frac{1}{2} \gamma_t (h + 2z'_0) h K_{EP} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EP} \dots\dots\dots (12.3-35)$$

ここに、 $z'_0$  : 地震時受働土圧における粘性土の自立高さ (m)

$$z'_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (12.3-36)$$

その他の記号は式(12.3-17)に同じ。

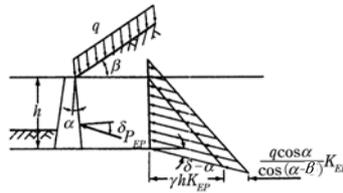


図-12.3-9 地震時受働土圧

(3) 擁壁及びフルーム水路の地震時土圧の算定

擁壁については試行くさび法を用いるものとし、土地改良事業計画設計基準・設計「農道」に準じ、フルーム水路は土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準じて、地震時土圧を算定する。

ア 適用土圧公式

コンクリート擁壁の設計に用いる土圧は、壁背面の傾斜や土との壁面摩擦にも対応できるクーロン系の土圧公式を適用し、擁壁背面の複雑な断面形状に対して的確に対応できる「試行くさび法」により算定することを原則とする。

ただし、フルーム水路及びブロック積擁壁(水路)の土圧算定については、式(12.3-37)に示すクーロン公式を用いるものとする。

$$P_{ea} = (1 - k_v) \left\{ \gamma_t \cdot h + q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + \beta)} \right\} K_{EA} \dots\dots\dots (12.3-37)$$

ここに、 $P_{ea}$  : 地震時主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_v$  : 設計鉛直震度

$\gamma_t$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 背面地表面からの深さ (m)

$q$  : 載荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 壁背面の傾斜角 (°)

$\beta$  : 壁背面土の傾斜角 (°)

$K_{EA}$  : 地震時主働土圧係数

イ 壁面摩擦角

壁面摩擦角 $\delta$ の値は、過去の実験結果を参考にすると、擁壁の場合常時において、 $\phi/2 \leq \delta \leq 2/3 \phi$ 、また地震時において、 $0 \leq \delta \leq 1/2 \phi$  といわれているが、一般の設計の際には表-12.3-8の値を用いるものとする。ただし、擁壁背面の排水が十分でないと考えられる場合は、安全性を考えて $\delta = 0$ とする。

表-12.3-8 壁面摩擦角 $\delta$ の値

擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁	逆T型擁壁 L型擁壁	
計算の種類		安定計算	安定計算	部材計算
摩擦角の種類		土とコンクリート	土と土	土とコンクリート
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	※1 $\beta$ (図-12.3-10)	$\frac{2}{3}\phi$
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	※2 $\tan\delta = \frac{\sin\phi\sin(\theta+\Delta-\beta)}{1-\sin\phi\cos(\theta+\Delta-\beta)}$ ただし、 $\sin\Delta = \frac{\sin(\beta+\theta)}{\sin\phi}$	$\frac{1}{2}\phi$

※1  $\beta \geq \phi$  のときは、 $\delta = \phi$  とする。  
 ※2  $\beta + \theta \geq \phi$  のときは、 $\delta = \phi$  とする。  
 $\theta$ : 地震合成角 ( $= \tan^{-1} K_{hg}$ )

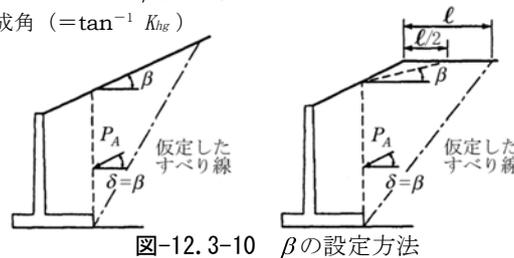


図-12.3-10  $\beta$  の設定方法

ウ 土の粘着力

土の粘着力は締固めの度合い、含水状態、経時変化などの影響により、その評価が難しいこと、また、こね返しの影響で粘着力が減少することから、一般的な設計においては粘着力  $c = 0$  とする。

エ 地震時の土圧

地震時土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いる。

オ 土圧の作用面及び作用位置

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁についてはコンクリート背面とし、逆T型擁壁及びL型擁壁の部材計算においてはコンクリート背面、安定計算においてはかかと版を通る鉛直な仮想背面とする。

また、土圧の作用位置は、試行くさび法の場合は土圧が三角形分布になるものと仮定し、壁高  $H$  の  $1/3$  点と考える。

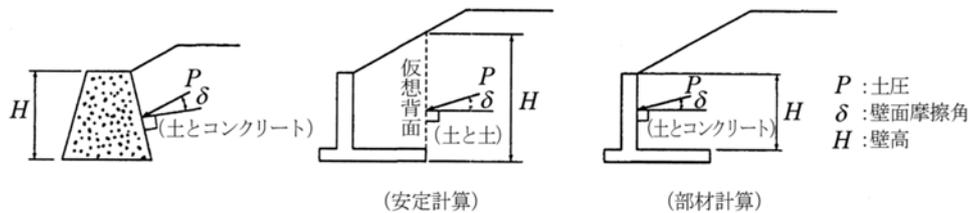


図-12.3-11 土圧の作用面及び作用位置

カ 試行くさび法による土圧の算定

試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算などによって図-12.3-12 に示すよう

に、壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主働土圧とする方法である。

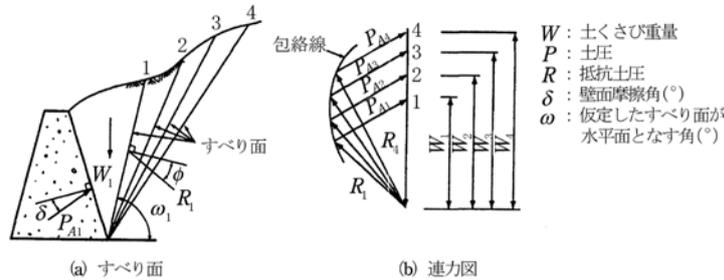


図-12.3-12 主働すべり面、主働土圧の決定法

土圧を図解によって求める方法としては、クーロン系の土圧論に基づくクルマン (Cul-mann) の図式解法が一般的である。クルマンの図式解法を示せば、以下のとおりである。(図-12.3-13 参照)

- A 点より水平面に対し  $\phi$  の角度をもった直線 A-G を引く。
- 任意に仮定したすべり面 A-1、A-2、……につき ABCD1、ABCD2、……の重量  $W_1$ 、 $W_2$ 、……を計算し、適当なスケールで A-G 上にプロットする。
- $W_1$ 、 $W_2$ 、……から A-G に対し  $\varepsilon$  の角度をもった直線を引き、これとすべり面 A-1、A-2、……の交点を H、J、……とし、これらを曲線で結ぶ。
- 最後に上記の手順で得られた曲線 A、H、J、……上に A-G と平行な接線を引き、接点を T とすれば、主働土圧合力の大きさが T-W に、またすべり面が直線 A-T に求まる。

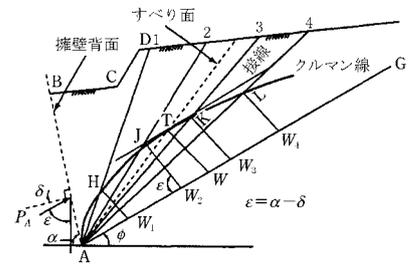


図-12.3-13 クルマンの図解法

(7) 地震時の土圧

地震時においては、図-12.3-15(a)に示すように、土くさびの重心に、慣性力 (=  $K_{hg} \cdot W$ ) が作用するものと考え、連力図は図-12.3-15(b)のように描くことができる。

a 地震時の主働土圧

$$P_{EA} = \frac{\sin(\omega_{EA} - \phi + \theta)}{\cos(\omega_{EA} - \phi - \delta - \alpha) \cos \theta} W \dots\dots\dots (12.3-38)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{EAH} &= P_{EA} \cos(\delta + \alpha) \\ P_{EAV} &= P_{EA} \sin(\delta + \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.3-39)$$

$$h_p = \frac{1}{3} H \dots\dots\dots (12.3-40)$$

- ここに、 $P_{EA}$  : 地震時の主働土圧 (kN/m)
- $P_{EAH}$  : 地震時の主働土圧の水平成分 (kN/m)
- $P_{EAV}$  : 地震時の主働土圧鉛直成分 (kN/m)
- $\omega_{EA}$  : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)
- $\theta$  : 地震合成角 (=  $\tan^{-1} k_{hg}$ ) (°)
- $k_{hg}$  : 設計水平震度
- $\delta$  : 地震時の壁面摩擦角 (表-12.3-6 参照) (°)

- $\phi$  : 背面土の内部摩擦角 (°)
- $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- $h_p$  : 土圧の作用点までの鉛直距離
- $H$  : 壁高 (m)
- $w$  : 土くさび重量 (kN)

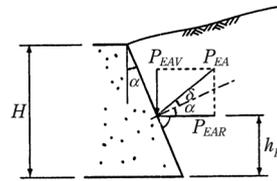


図-12.3-14 地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分

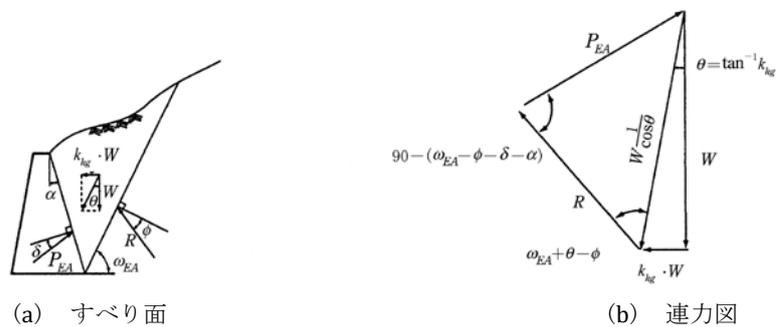


図-12.3-15 地震時主働土圧の考え方

b 地震時の受働土圧

$$P_{EP} = \frac{\sin(\omega_{EP} + \phi - \theta)}{\cos(\omega_{EP} + \phi + \delta - \alpha) \cos \theta} W \dots\dots\dots (12.3-41)$$

ここに、 $P_{EP}$  : 地震時受働土圧 (kN/m)  
 $\omega_{EP}$  : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)

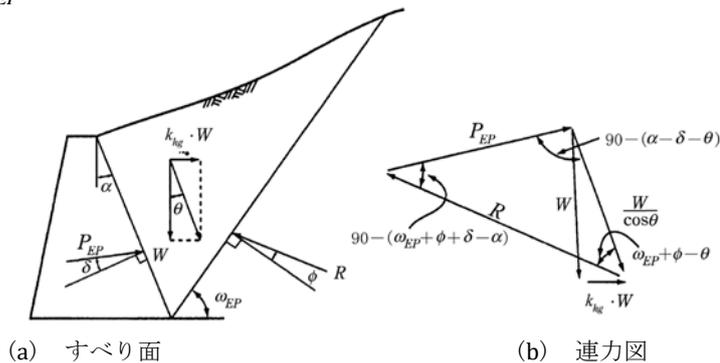


図-12.3-16 地震時受働土圧の考え方

(4) 杭の地震時受働土圧強度の算定

地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向の抵抗特性及びフーチング前面地盤の抵抗特性を算定する場合の地震時の受働土圧強度は、以下により求める。

ア 杭の軸直角方向の抵抗特性

水平方向地盤ばね定数  $k_{HE}$  を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値  $P_{HU}$  を有する弾塑性型モデルとするが、ここで、 $P_{HU} = \eta_p \alpha_p P_u$  で、地震時受働土圧強度  $P_u$  を用いて算定される。

地震時の受働土圧強度はクーロンの土圧係数  $K_{EP}$  を用いて、式 (12.3-42)、式 (12.3-43) により求める。

$$P_u = K_{EP} \sum (\gamma_{ii} \cdot h_i + q') + 2c\sqrt{K_{EP}} \dots\dots\dots (12.3-42)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin \phi}{\cos \delta_E}} \right\}^2} \dots\dots\dots (12.3-43)$$

ここに、 $P_u$  : 地震時の受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_{ii}$  : 地盤  $i$  層の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_i$  : 地盤  $i$  層の層厚 (m)

$q'$  : 地震時の耐震設計上の地盤面での載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)

$\delta_E$  : 地震時の壁面摩擦角 ( $-\phi/6$ ) (°)

イ フーチング前面地盤の水平抵抗特性

フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在するか、あるいは埋戻された地盤が原地盤以上の強度を有する場合で、土質が良質で設計上水平抵抗を期待できる場合は、フーチング前面の水平抵抗を考慮してよい。

フーチング前面地盤の水平抵抗特性は、水平方向地盤ばね定数  $k_{HE}$  を求め、これを初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値  $P_{HU}$  を有する弾塑性型モデルとするが、ここで、 $P_{HU} = \alpha_{pPEP}$  で、深さ  $z$  における地震時の地盤の受働土圧強度  $P_{EP}$  を用いて算定される。

地震時の地盤の受働土圧強度  $P_{EP}$  は、式 (12.3-44) により、 $K_{EP}$  は式 (12.3-43) により求める。

$$P_{EP} = K_{EP} \cdot \sum (\gamma_{ii} \cdot h_i + q') + 2c\sqrt{K_{EP}} \dots\dots\dots (12.3-44)$$

## 12.4 荷重の組合せ

(1) 可動堰の安定計算ケース

可動堰の安定計算では、次のケースにおける安定条件を標準としてそれぞれ照査する。

- ア 洪水時で開扉の場合において、常時の上下流方向の安定 (ケース 1)
- イ 低水時で閉扉の場合において、常時の上下流方向の安定 (ケース 2)
- ウ 低水時で閉扉の場合において、地震時の上下流方向の安定 (ケース 3)
- エ 低水時で閉扉の場合において、地震時の堰軸線方向の安定 (ケース 4)
- オ 空虚時で開扉の場合において、常時の上下流方向の安定 (ケース 5)
- カ 空虚時で開扉の場合において、地震時の上下流方向の安定 (ケース 6)
- キ 空虚時で開扉の場合において、地震時の堰軸線方向の安定 (ケース 7)

各安定ケースにおける荷重の組合せは、表-12.4-1 が一般的である。

可動堰の安定計算は、各堰柱ごとに、当該堰の計画条件及び設計条件から想定される検討ケースを策定し、それぞれのケースに最も不利となるように荷重を組み合わせて検討を行う必要がある。

表-12.4-1 可動堰安定計算における組合せ荷重

荷重項目		計算ケース		1	2	3	4	5	6	7
		1	2	3	4	5	6	7		
条 件	水位状況	洪水時	低水時	低水時	低水時	低水時	空虚時	空虚時	空虚時	空虚時
	扉体開閉	開扉	閉扉	閉扉	閉扉	閉扉	開扉	開扉	開扉	開扉
	常時・地震時	常時	常時	地震時	地震時	常時	地震時	地震時	地震時	地震時
	方向	上下流	上下流	上下流	堰軸	上下流	上下流	堰軸	左右岸	左右岸
鉛 直 荷 重	$W_0$	堰柱自重	○	○	○	○	○	○	○	○
	$W_1$	機械室自重	○	○	○	○	○	○	○	○
	$W_2$	扉体	○	○	○	○	○	○	○	○
	$W_3$	卷上機	○	○	○	○	○	○	○	○
	$W_4$	管理橋	○	○	○	○	○	○	○	○
	$W_5$	雪荷重		○						
	$W_w$	水重	○	○	○	○				
	$U$	揚圧力	○	○	○	○				
	$W_e$	背面土重				○				○
水 平 荷 重	$k_h W_0$	堰柱慣性力			○	○			○	○
	$k_h W_1$	機械室 "			○	○			○	○
	$k_h W_2$	扉体 "			○	○			○	○
	$k_h W_3$	卷上機 "			○	○			○	○
	$k_h W_4$	管理橋 "			○	○			○	○
	$k_h W_5$	積雪 "								
	$P_{w1}$	風荷重(扉体)	○					○		
	$P_{w2}$	風荷重(堰柱)	○	○				○		
	$P_{w3}$	風荷重(機械室)	○	○				○		
	$P_g$	静水压(扉体)		○	○					
荷 重	$P_p$	静水压(堰柱)	○	○	○					
	$P_{d1}$	動水压(扉体)			○					
	$P_{d2}$	動水压(堰柱)			○	○				
	$P_{e1}$	堆砂土圧		○	○					
	$P_i$	氷荷重		○						
	$P_{e2}$	土圧(側面)					○			○
	$k_h W_e$	背面土慣性力					○			○

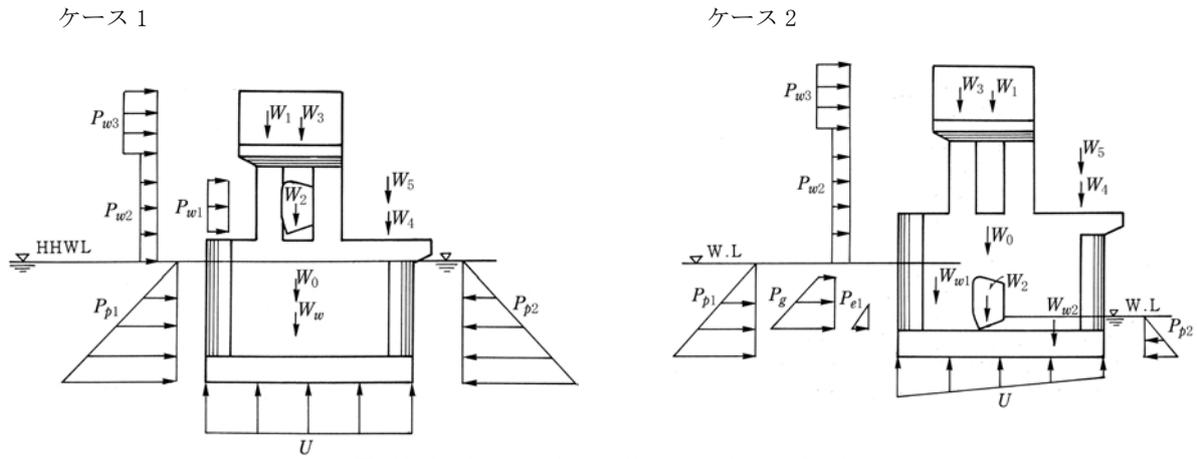


図-12.4-1(a) 堰柱安定計算における荷重条件

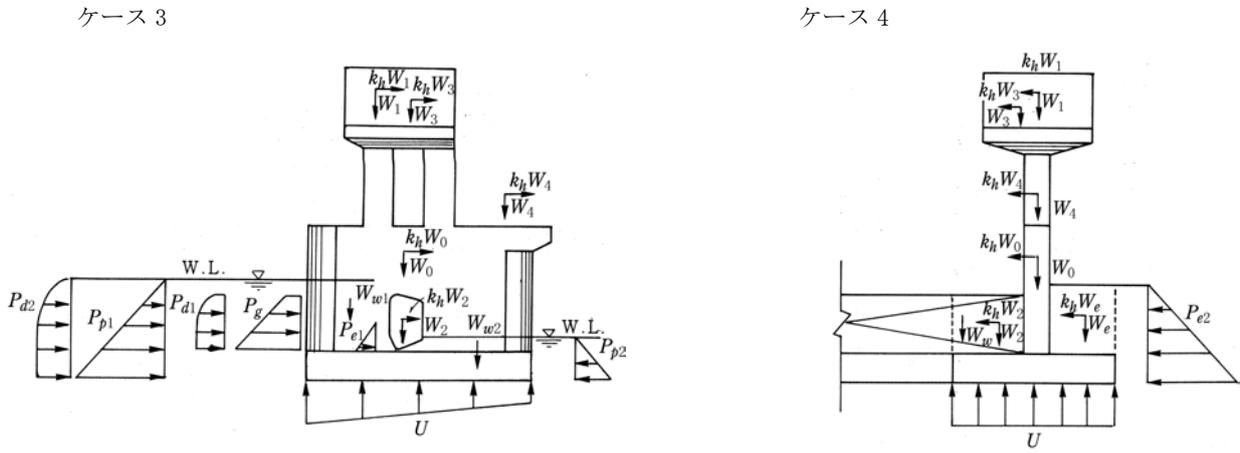


図-12.4-1(b) 堰柱安定計算における荷重条件

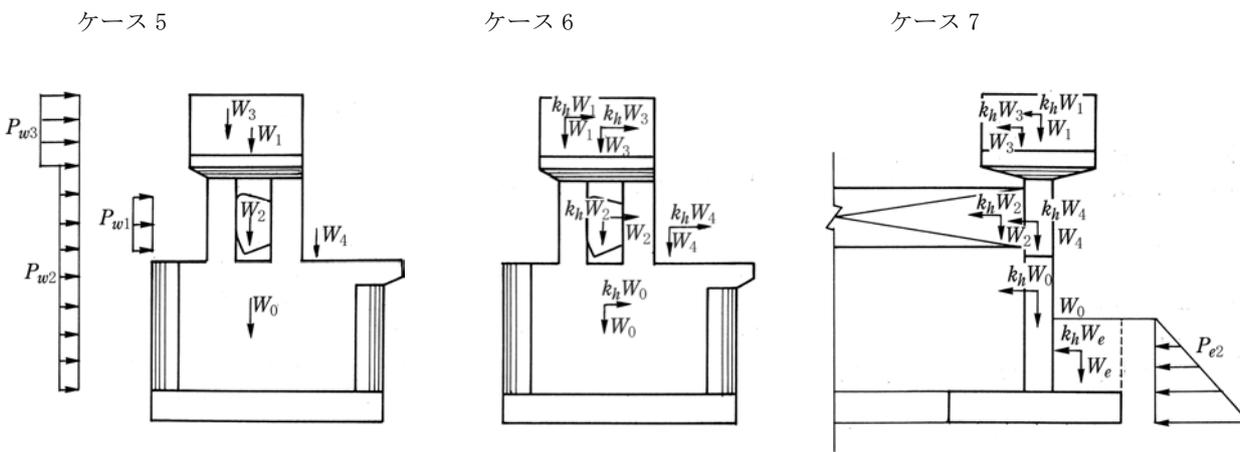


図-12.4-1(c) 堰柱安定計算における荷重条件

(2) 固定堰の安定計算ケース

堰体は、次のケースにおける安定条件を満たさなければならない。

ア 洪水時において、常時上下流方向の安定（ケース 1）

イ 低水時において、地震時上下流方向の安定（ケース 2）

各安定ケースにおける荷重の組合せは表-12.4-2 が一般的である。

表-12.4-2 固定堰安定計算における組合せ荷重

荷重項目		計算ケース	
		1	2
条件	水位状況	洪水時	低水時
	常時・地震時	常時	地震時
	方向	上下流	上下流
鉛直荷重	$W_0$	堰体自重	○
	$P_2$	静水圧(上流)	○
	$P_3$	静水圧(下流)	○
	$U$	揚圧力	○
水平荷重	$k_h W_0$	堰体慣性力	
	$P_1$	静水圧(上流)	○
	$P_4$	静水圧(下流)	○
	$P_e$	堆砂土圧	○

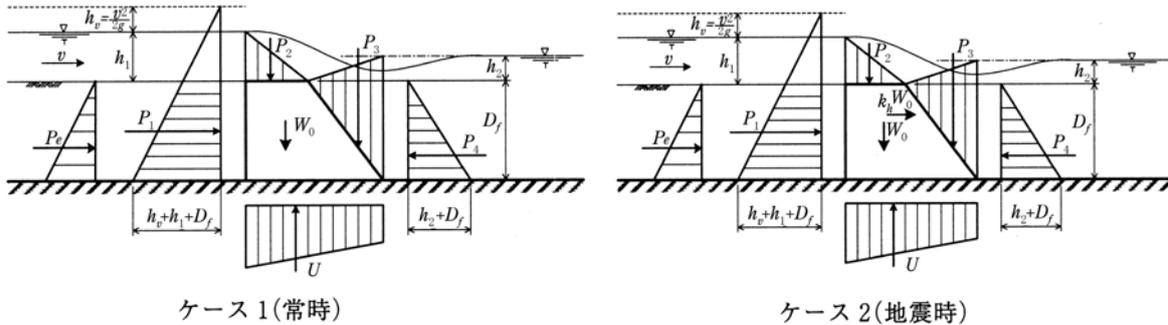


図-12.4-2 固定堰の安定計算における荷重条件

### 12.5 許容応力度

頭首工に用いる材料の許容応力度及び許容応力度の割増し係数は、表-12.5-1～表-12.5-4 の値とする。

表-12.5-1 無筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

許容応力度		設計基準強度 $\sigma_{ck}$			備 考
		18	21	24	
圧 縮 ( $\sigma_{ca}$ )		4.5	5.0	5.4	$\sigma_{ca} \leq \frac{\sigma_{ck}}{4}$
曲げ引張 ( $\sigma_{ta}$ )		0.25	0.29	0.29	$\sigma_{ta} \leq \frac{\sigma_{tk}}{7}$
支 圧 ( $\sigma'_{ca}$ )		5.4	5.9	5.9	$\sigma'_{ca} \leq 0.3\sigma_{ck}$

- 注 1)  $\sigma_{ck}$  は、コンクリートの 28 日設計基準強度 (表-12.5-2 も同様)  
 2)  $\sigma_{tk}$  は、コンクリートの設計基準引張強度 (JIS A 1113 によって定める)

表-12.5-2 鉄筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

許容応力度		設計基準強度 $\sigma_{ck}$					備 考	
		18	21	24	30	40 以上		
曲げ圧縮 ( $\sigma_{ca}$ )		7	8	9	11	14		
せん断	斜め引張鉄筋の計算をしない場合 ( $\tau_{al}$ )	梁 の 場 合	0.4	0.42	0.45	0.5	0.55	
		スラブの場合 <sup>1)</sup>	0.8	0.85	0.9	1.0	1.1	
	斜め引張鉄筋の計算をする場合 ( $\tau_{al}$ )	せん断力のみの場合 <sup>2)</sup>	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	
附着	丸 鋼 ( $\tau_{0a1}$ )		0.7	0.75	0.8	0.9	1.0	
	異形鉄筋 ( $\tau_{0a2}$ )		1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	
支 圧 ( $\sigma'_{ca}$ )		5.4	6.3	7.2	9.0	12.0	$\sigma'_{ca} \leq 0.3\sigma_{ck}$	

- 注 1) 押抜きせん断に対する値である。  
 2) ねじり影響を考慮する場合には、この値を割増することができる。

表-12.5-3 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類		許容引張応力度 ( $\sigma_{sa}$ )				備考
		一般の部材の場合	疲労強度より定める場合	水に接する部材の場合	輪荷重が直接載荷する場合	
SR235	常時	137	137	137	137	
	地震時	205	205	205	205	
SD295A、B	常時	176	157	157	137	
	地震時	264	264	264	264	
SD345	常時	196 <sup>2)</sup>	176	176 <sup>2)</sup>	137	
	地震時	294	294	294	294	

注1)：SD345が適用できる構造物は次のような場合とする。

- ①特に大規模で地震時が支配的となり、経済的で有利な場合
- ②市場性によりSD295A、Bの入手が困難な場合
- ③ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
- ④河川協議（道路協議）等による場合

2)：次の場合：常時のSD345の許容引張応力度はSD295A、Bと同一とする。

- ①道路協議（河川協議）等による場合
- ②たわみ、ひび割れの検討を行わない場合

表-12.5-4 許容応力度の割増し係数

種別	荷重、外力等の組合せ	割増し係数
無筋コンクリート	地震の影響を考えた場合	1.50
鉄筋コンクリート	温度変化及び乾燥収縮を考えた場合	1.15
	地震の影響を考えた場合	1.50
	温度変化、乾燥収縮及び地震の影響を考えた場合	1.65