

第Ⅲ章 RC造等擁壁の技術基準

この基準は、仙台市における宅地造成等規制法施行令第7条（鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造）に関する許可基準として適用する。

平成11年8月、都市整備局長決裁

◆参考文献 ◇宅地防災マニュアルの解説（以下「マニュアル」という。）

◇道路土工 擁壁工指針（以下「道路土工」という。）

◆上記の参考文献は、原則として申請時における最新の基準を適用する。

1. 土圧の計算（施行令第7条第3項第一号）

(1) 土圧の分類（マニュアル）

土圧は擁壁の背面側の状況により次の二つに分類される。

- ア 盛土部土圧…擁壁の背面側が盛土等の均一な地盤と仮定して計算される土圧。
- イ 切土部土圧…擁壁の背面側に地山の切土面等の、裏込め土と性質の異なるものとの境界面が接近している場合に計算される土圧。

(2) 盛土部土圧の計算方法

ア 土質定数

以下のA、Bに示すいずれかの方法により求める。

A：擁壁の背面土について必要な土質試験を行い、次の土質定数を直接求める。

- ・単位体積重量（擁壁背面において想定される含水状態のもの）
- ・内部摩擦角（三軸圧縮試験によるもの）

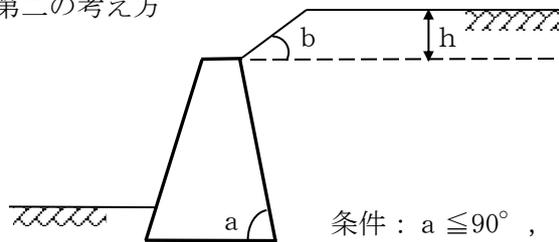
ただし、背面土の内部摩擦角を土質試験により直接求めることができない場合には、背面土の土質試験（土の粒度試験）を行い、その土質に応じて次の内部摩擦角を用いることができる。

表 1-1 《道路土工》

土質分類	内部摩擦角
礫質土, 砂	35°
砂質土	30°
細粒土	25°

B：擁壁上端の地表面が水平な場合（他、下図の条件を満たす場合。）、又は小規模な開発事業等においては、擁壁背面土の土質分類に基づき施行令別表第二（第7条関係）の単位体積重量及び土圧係数を用いることができる。

※別表第二の考え方



条件： $a \leq 90^\circ$, $b \leq 30^\circ$, $h \leq 1 \text{ m}$, 上載荷重なし

イ 土圧係数

土質定数をア-Aにより求めた場合には、式-【1】に示すクーロンの土圧係数の式により算定する。

ア-Bによる場合には別表第二（施行令第7条関係）の土圧係数を用いる。

ただし、ア-Bの条件に合致しない場合には、ウに示す試行くさび法により土圧を計算する。

別表第二（施行令第7条関係）

土質	単位体積重量(kN/m ³)	土圧係数
砂利又は砂	18	0.35
砂質土	17	0.40
シルト, 粘土又はそれらを多量に含む土	16	0.50

◆クローンの土圧係数の式（ただし $\phi < \beta$ の場合、この式は適用できない。）

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left\{ 1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)} \right)^{1/2} \right\}^2}$$

..... 式-【1】

- K：土圧係数
 ϕ ：擁壁背面の土の内部摩擦角（度）
 δ ：壁面摩擦角（度）…表 1-2 参照
 α ：擁壁背面が鉛直面となす角度（度）
 β ：擁壁上端に続く地表面が水平面となす角度（度）

表 1-2 壁面摩擦角 δ 《マニュアル》

擁壁の種類	検討の種類	土圧の作用面	壁面摩擦角	
			常時	地震時
重力式擁壁 もたれ式擁壁	安定の検討 部材の検討	土とコンクリート	$2\phi/3$ ※1	$\phi/2$
片持ばり式擁壁	安定の検討	土と土	β ※2	※3
	部材の検討	土とコンクリート	$2\phi/3$ ※1	$\phi/2$

- ※1 擁壁背面に石油系素材の透水マットを使用した場合には $\phi/2$ とする。
 ※2 $\beta \geq \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。
 ※3 次式による。

$$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$$

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi}$$

ϕ ：土の内部摩擦角
 θ ：地震合成角（ $= \tan^{-1} Kh$ ）
 Kh ：設計水平震度（表 1-12）
 β ：地表面勾配

ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$ となるときは、 $\delta = \phi$ とする。

- ※4 擁壁上端に続く地表面が水平の場合は、壁面摩擦角は 0 とする。

ウ 土圧

土圧は土圧係数を用いて式-【2】により計算する。ただし、ア-Bの条件に合致しない場合には、式-【3】に示す試行くさび法により計算する。

①土圧の作用面

土圧の作用する面は、片持ばり式擁壁の安定検討において擁壁の底版かかと端部から地表面まで上げた土中の鉛直面を仮想背面とする以外は擁壁の実際の背面とする。

また、重力式及びもたれ式擁壁で底版かかと部分の張り出し等により擁壁背面が平面でない場合には、擁壁天端の最後方点と底版かかと下端を結んだ面を仮想背面とする。

②土圧の作用位置及び方向

土圧の作用位置は、擁壁の背面（又は仮想背面）の下端から背面の高さ H の 1/3 の位置とし、その作用方向は背面の垂直方向から反時計回りに壁面摩擦角を取った方向とする。

ただし、土圧係数を（2）ア-Bにより求めた場合には水平とする。

③上載荷重

擁壁上部の利用形態の実状に応じて設定し、かつ、5~10kN/m²程度とする。また、建築物及び工作物による積載荷重は、固定荷重として常時及び地震時とも同じ値を用いる。

◆土圧係数による土圧計算式

$$P = 1/2 \times K \times \gamma \times (H + h)^2 \quad \dots \dots \dots \text{式-【2】}$$

土圧 P の水平方向成分 $P_H = P \times \cos \times (\alpha + \delta)$

土圧 P の鉛直方向成分 $P_V = P \times \sin \times (\alpha + \delta)$

P : 土圧 (kN/m)

K : 土圧係数

γ : 背面土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 擁壁の高さ (ただし、仮想背面を考える場合はその高さ。) (m)

h : 積載荷重による換算高さ = q / γ (m)

q : 擁壁上端に続く地表面の積載荷重 (kN/m²)

◆試行くさび法による土圧計算方法

擁壁の底版かかと下端から任意のすべり面を仮定し、これと擁壁背面 (又は仮想背面) からなる土くさび力の釣り合い、すなわち土くさびの重量及び上載荷重とすべり面の反力から土圧計算する。このすべり面の角度を変化させ、各すべり面において計算されるものの最大値を土圧とする。

$$P = \frac{W \times \sin (\omega - \phi)}{\cos (\omega - \phi - \alpha - \dots \dots \dots \text{式-【3】}}$$

土圧 P の水平方向成分 $P_H = P \times \cos \times (\alpha + \delta)$

土圧 P の鉛直方向成分 $P_V = P \times \sin \times (\alpha + \delta)$

P : 土圧 (kN/m)

W : 土くさびの重量とそれに作用する地表面の上載荷重 (kN/m)

ω : 仮定したすべり面が水平面となす角度 (度)

ϕ : 擁壁背面の土の内部摩擦角 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度) …表 1-2 参照

α : 擁壁背面が鉛直面となす角度 (度)

(3) 切土部土圧の計算方法

擁壁の背後に、裏込め土と性質の異なる地山の切土面が近接し、仮想すべり面が途中で地山線と交わる場合には、すべり面が切土面により制約され、盛土部土圧より大きな土圧を与えるものとして以下の通り計算する。裏込め土の土質定数や土圧の作用面、作用位置及び方向、壁面摩擦角、上載荷重については盛土部土圧に準ずるものとする。

なお、切土面が安定していない場合には、地山の土質定数についても考慮し土圧を計算しなければならない。

ア 土圧

切土部の土圧は、仮定したすべり面が切土面と交わる点から上方については、すべり面が切土面と一致するものとして式-【4】により計算する。

◆切土部における試行くさび法による土圧の計算方法

$$P = \frac{W_1 \times \sin(\omega - \phi) + W_2 \times \cos(\omega - \phi) \times \tan(\lambda - \delta')}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

・・・・・・・・・・式-【4】

P：土圧 (kN/m)

W₁：土くさびの重量とそれに作用する地表面の上載荷重の合計からW₂を引いた値 (kN/m)

W₂：すべり面が地山の境界面と重なった部分の上部にある土くさびの重量とそれに作用する地表面の上載荷重の合計 (kN/m)

δ'：裏込め土と地山の境界面における摩擦角 (度) ※1

ω：仮定した裏込め土中のすべり面が水平となす角度 (度)

φ：擁壁背面の土の内部摩擦角 (度)

δ：壁面摩擦角 (度) …表 1-2 参照

α：擁壁背面が鉛直面となす角度 (度)

λ：切土面が水平面となす角度 (度)

※1 裏込め土と地山の境界面における摩擦角 δ' は、通常は 2φ/3～φ、軟岩以上で比較的均一な平面をなしていれば 2φ/3、地山が粗い場合及び切土面に段切り等の処置がなされている場合はφと考えられるが、地山の地質や状態に応じ適切な値を定めること。

2. 鋼材・コンクリートの許容応力度（施行令第7条第3項第二号）

(1) 鋼材

鉄筋コンクリート造擁壁には異径鉄筋（D13以上）を使用することとし、その許容応力度は以下のとおりとする。

表1-3 鉄筋の許容応力度《建築基準法施行令第90条の表2，H12建設省告示第2464号》

鉄筋の種類		応力種別	長期(N/mm ²)		短期(N/mm ²)	
			圧縮・引張り	せん断補強	圧縮・引張り	せん断補強
SD295A	径28mm 以下		195	195	295	295
SD295B						
SD345						
SD390						

(2) コンクリート

コンクリートの許容応力度は、以下のとおりとする。

ア 鉄筋コンクリート（異形鉄筋を用いた場合。）

《建築基準法施行令第91条，H12建設省告示第1450号》

表1-4 許容応力度

種類	設計基準強度F _o	長期(N/mm ²)		短期(N/mm ²)	
		圧縮	引張り・せん断	圧縮	引張り・せん断
普通コンクリート	18	6.0	0.6	12	1.2
	21	7.0	0.7	14	1.4
	24	8.0	0.73	16	1.46

表1-5 許容付着応力度

種類	設計基準強度F _o	長期(N/mm ²)		短期(N/mm ²)	
		はりの上端筋	その他	はりの上端筋	その他
普通コンクリート	18	1.2	1.8	2.4	3.6
	21	1.4	2.1	2.8	4.2
	24	1.54	2.31	3.08	4.62

イ 無筋コンクリート《建築基準法施行令第91条》

表1-6

種類	設計基準強度F _o	長期(N/mm ²)			短期(N/mm ²)		
		圧縮	引張り・せん断	付着	圧縮	引張り・せん断	付着
普通 コンク リート	18	6.0	0.6	0.7 (0.6)	12	1.2	1.4 (1.2)
	21	7.0	0.7		14	1.4	
	24	8.0	0.73		16	1.46	

※（ ）内は軽量骨材を使用するコンクリートの場合。

3. 地盤の許容応力度（施行令第7条第3項第二号）

擁壁の基礎地盤の許容応力度は、以下に示す方法により求める。

(1) 支持力公式による方法《建築基準法施行令第93条, H13国土交通省告示第1113号》

基礎地盤の土質定数, 基礎の形状等に関する係数に基づき, 次式により算定する。

このとき, 土質定数 (C: 粘着力, ϕ : 内部摩擦角) は, 基礎地盤から採取した不覚乱試料の土質試験 (三軸圧縮試験等) 結果により直接求めた数値を用いる。

ア 地盤の支持力公式

◆長期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = 1/3 \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

◆短期応力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = 2/3 \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m²)

i_c, i_γ, i_q : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて, 次式によって計算した数値

$$i_c = i_q = (1 - \theta / 90)^2$$

$$i_\gamma = (1 - \theta / \phi)^2$$

θ : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (度)

※ θ が ϕ を超える場合は ϕ とする。

ϕ : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (度)

α 及び β : 基礎荷重面の形状に応じて次の表に掲げる係数

表 1-7

係数 \ 基礎荷重面の形状	円形	円形以外の形状
α	1.2	$1.0 + 0.2 \times B/L$
β	0.3	$0.5 - 0.2 \times B/L$

B: 基礎荷重面の短辺又は短径の長さを表す (m)
L: 基礎荷重面の長辺又は長径の長さを表す (m)

C: 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

B: 基礎荷重面の短辺又は短径 (m)

N_c, N_γ, N_q : 地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

表 1-8

内部摩擦角 \ 支持力係数	内部摩擦角									
	0度	5度	10度	15度	20度	25度	28度	32度	36度	40度以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
N_γ	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた N_c, N_r 及び N_q は, 表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

※ただし, 基礎地盤が砂質土で不覚乱試料の採取が困難な場合については, 標準貫入試験による N 値から, 次式を用いた土質定数の推定値を使用することができる。

①砂質土の内部摩擦角 $\phi = 15 + \sqrt{15 \cdot N} \leq 45^\circ$ (ただし, $N > 5$)

②粘性土の粘着力 $C = 6 \cdot N \sim 10 \cdot N$ (kN/m²)

イ 平板載荷試験の結果による方法

次式により算定する。

- ◆長期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = q_t + 1/3 \times N' \times \gamma_2 \times D_f$$

- ◆短期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = 2q_t + 1/3 \times N' \times \gamma_2 \times D_f$$

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m²)

q_t : 平板載荷試験による降伏荷重度の 1/2 の数値又は極限応力度の 1/3 の数値のうちいずれか小さい数値 (kN/m²)

N' : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

表 1-9

係数\地盤の種類	密実な砂質地盤	砂質地盤 (密実なものを除く。)	粘土質地盤
N'	12	6	3

(2) 地盤の土質に応じた許容応力度

次の表に掲げる地盤の許容応力度については、地盤の種類に応じてそれぞれ次の表の数値を用いることができる。

表 1-10 《建築基準法施行令第 93 条の表 地盤の許容応力度》

地 盤	長期に生ずる力に対する 許容応力度 (kN/m ²)	短期に生ずる力に対する 許容応力度 (kN/m ²)
岩盤	1,000	長期に生ずる力に対する 許容応力度のそれぞれの 数値の 2 倍とする。
固結した砂	500	
土丹盤	300	
密実な礫層	300	
密実な砂質地盤	200	
砂質地盤 (地震時に液状化のおそれのないものに 限る。)	50	
堅い粘土質地盤	100	
粘土質地盤	20	
堅いローム層	100	
ローム層	50	

表 1-11 《道路土工》

支持力地盤の種類		許容支持力度 (kN/m ²)	備考 (参考数値)	
			q_u (kN/m ²)	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	$q_u \geq 10000$	
	亀裂の多い硬岩	600	$q_u \geq 10000$	
	軟岩・土丹	300	$q_u \geq 1000$	
礫層	密なもの	600		
	密でないもの	300		
砂質 地盤	密なもの	300		30~50
	中位なもの	200		20~30
粘性土 地盤	非常に堅いもの	200	200~400	15~30
	堅いもの	100	100~200	10~15

※ q_u は一軸圧縮強度, N 値は標準貫入試験による。

4. 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力（施行令第7条第3項第三号）

擁壁底面と基礎地盤との摩擦抵抗力は、基礎地盤から採取した不覚乱試料の土質試験（三軸圧縮試験）により内部摩擦角を求め、次式により計算する。ただし、小規模な開発事業等の場合において、施行令別表第三に掲げる地盤については、それぞれ表に示す数値を使用することができます。

$$H = V \times \mu$$

H：擁壁底面と基礎地盤との摩擦抵抗力（kN/m²）

V：擁壁底面に作用する鉛直応力（kN/m²）

μ：擁壁底面と基礎地盤との摩擦係数（ただし、基礎地盤が土の場合及びプレキャストコンクリートでは、μの値は0.6を超えないものとする。）

$$\mu = \tan \phi_B$$

φ_B：土質試験（三軸圧縮試験）に基づく基礎地盤の内部摩擦角（度）

別表第三（第7条関係）

土 質	摩擦係数
岩, 岩屑, 砂利又は砂	0.5
砂 質 土	0.4
シルト, 粘土又はそれらを多量に含む土（擁壁の基礎底面から少なくとも15cmまでの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る。）	0.3

5. 地震時土圧の計算方法（マニュアル）

(1) 想定する地震外力と耐震対策の基本目標

想定する地震外力		耐震対策の基本目標及び目標水準
中地震	供用期間中に1~2度程度発生する確率を持つ一般的な地震動をいい、震度V程度の地震を想定。	『宅地の機能に重大な支障が生じないこと』 原則として地震によって宅地に被害が発生しないことを要求する水準であり、地震の発生後において、通常の維持・管理の範疇を上回る補強工事や改築工事等の対策を要しないことをいう。
大地震	発生確率は低いが直下型又は海溝型巨大地震に起因するさらに高レベルの地震動をいい、一般に震度VI~VII程度の地震を想定。	『人命に重大な影響を与えないこと』 宅地自体にある程度の被害が発生することは許容するが、宅地としての機能が失われ、崩壊や倒壊等により直接人命に危害を与えないことを要求する水準である。

(2) 地震時における照査のための検討事項

中地震時における検討	破壊	擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の短期許容応力度以内に収まっていること。
大地震時における検討	安定	擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.0倍以上であること。 擁壁底面における滑動抵抗力が滑動外力の1.0倍以上であること。 擁壁の地盤に生じる最大接地圧が、地盤の極限支持力以下であること。
	破壊	擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の設計基準強度以内に収まっていること。

(3) 設計震度

盛土のり面及び擁壁の地震時の安定性に関する検討は、震度法によることを標準とする。

この場合、水平震度が設計震度として一般に用いられており、盛土のり面及び擁壁の安定検討に用いられる設計水平震度 (kh) は、次式により算出する。

$$kh = C_z \times k_o$$

ここに、kh：設計水平震度

C_z：地域別補正係数 …建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値。
(宮城県は 1.0)

k_o：標準水平設計震度

表 1-12

設計地震動	地域別補正係数 (C _z)	標準設計水平震度 (k _o)	設計水平震度 (kh)
中規模地震動	1.0	0.20	0.20
大規模地震動		0.25	0.25

(4) 設計に用いる地震時荷重

地震時の設計には、次の①、②により計算される外力のうち大きい方の数値を設計外力として用いる。

①設計水平震度による地震時土圧による荷重

②設計水平震度による擁壁の自重に起因する地震時慣性力プラス常時の土圧を加えた荷重

ただし、施行令別表第二及び第三を用いた場合は、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と別表第二の土圧係数を用いるものとする。

(5) 地震時の土圧

地震時土圧は、以下に示す2つの方法のいずれかによって求める。

◆土圧公式による地震時土圧（岡部・物部式）

$$P_{EA} = 1/2 \gamma \cdot K_{EA} \cdot (H + h)^2$$

土圧Pの水平方向成分 $P_{EAH} = P \times \cos(\alpha + \delta)$

土圧Pの鉛直方向成分 $P_{EAV} = P \times \sin(\alpha + \delta)$

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

P_{EA} : 地震時の主働土圧合力 (kN/m²)

K_{EA} : 地震時の土圧係数

ϕ : 擁壁背面の土の内部摩擦角 (度)

α : 擁壁背面が鉛直面となす角度 (度)

θ : 地震合成角 (度) $\cdots \theta = \tan^{-1} K_h$

K_h : 設計水平震度 \cdots 表 1-12 参照

β : 擁壁上端に続く地表面が水平面となす角度 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度) \cdots 表 1-2 参照

H : 擁壁の高さ (ただし、仮想背面を考える場合はその高さ。) (m)

h : 積載荷重による換算高さ = q / γ (m)

◆試行くさび法による地震時土圧

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

P_{EA} : 地震時の主働土圧合力 (kN/m²)

ω_{EA} : 地震時の主働すべり角 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度) \cdots 表 1-2 参照

K_h : 設計水平震度 \cdots 表 1-12 参照

6. 各部材の検討

各部材の設計は、曲げモーメントとせん断力を受ける単鉄筋コンクリート断面として計算を行う。この際、曲げモーメントにより部材断面に発生する圧縮応力は圧縮部分のコンクリートが、引張応力は主鉄筋がそれぞれ負担し、せん断応力については部材断面の有効高さ（圧縮端から主鉄筋までの長さ）部分のコンクリートが負担する。これらの仮定から、部材断面に発生するコンクリートの曲げ圧縮応力度、せん断応力度及び鉄筋の引張応力度を算出し、それらがコンクリート及び鉄筋の許容応力度を超えないこと。

$$p = A_s / (b \times d)$$

$$k = \sqrt{2 \times p \times n + (p \times n)^2} - p \times n$$

$$n = E_s / E_c = 15$$

$$j = 1 - k / 3$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \times j \times b \times d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \times j \times d}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d}$$

p : 引張鉄筋比
 A_s : 引張鉄筋の断面積 (cm²)
 b : 部材の幅 (cm)
 d : 有効高さ (cm)
 n : ヤング係数比
 σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
 M : 部材断面の曲げモーメント (N・m)
 τ_m : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)
 S : 部材断面のせん断応力 (N)

(1) たて壁

たて壁は底版との接合部分を固定端とする奥行き単位長さ当たりの片持ばりとみなし、たて壁背面に作用する土圧（地表面の上載荷重を考慮する）の水平方向成分による曲げモーメントとせん断力を外力として断面を設計する。この際、土圧の鉛直方向成分及びたて壁の自重は無視すること。

(2) かかと版

かかと版はたて壁との接合部分を固定端とする片持ばりとみなし設計する。

かかと版に作用する外力としては、地表面の上載荷重（常時）、かかと版上の土の重量、仮想背面に作用する土圧の鉛直方向成分、かかと版の自重及び地盤反力又は杭の反力を考慮する。

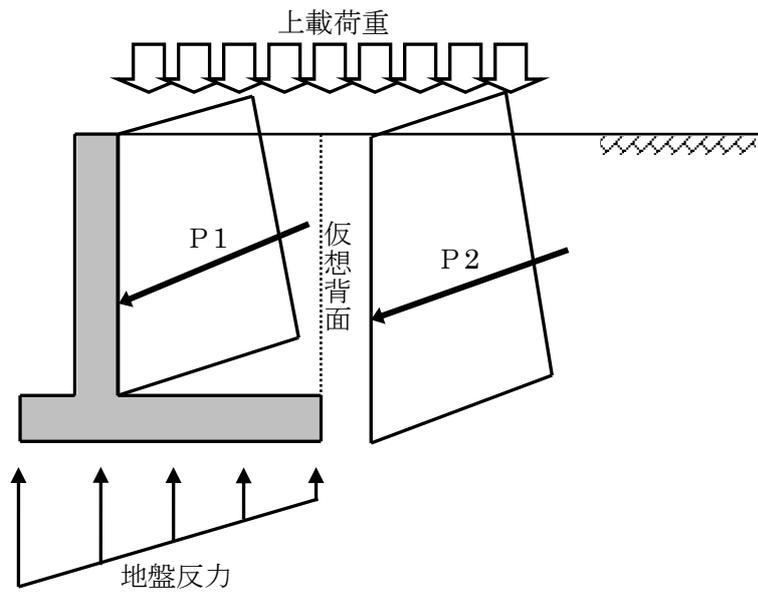
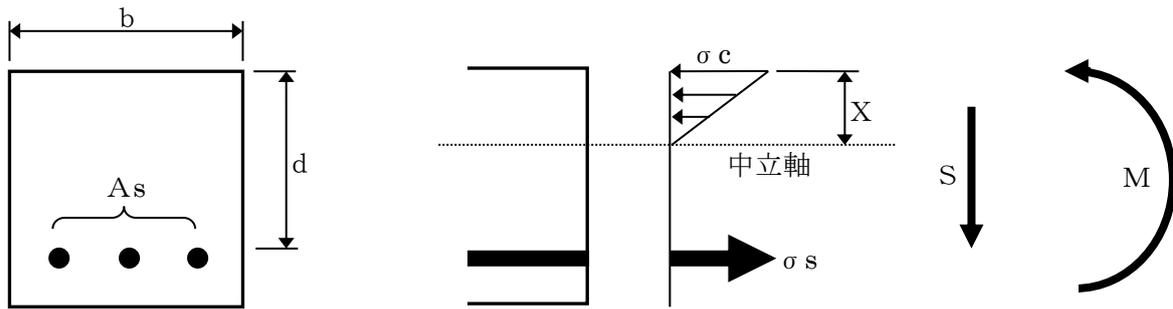
この際、土圧の鉛直方向成分については、これと等価なかかと版上に作用する三角形分布荷重に置き換える。こうして計算されたかかと版つけ根の曲げモーメントが、(1)で計算されたたて壁つけ根の曲げモーメントを超える場合には(1)のたて壁つけ根の曲げモーメントを、かかと版の設計曲げモーメントとする。せん断力は、かかと版に作用する外力により算出された数値を用いる。

(3) つま先（逆T型擁壁の場合）

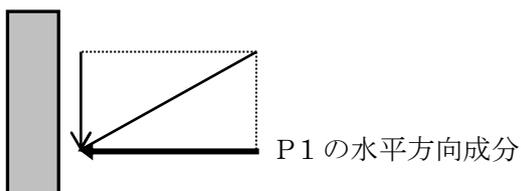
つま先はたて壁との接合部分を固定端とする片持ばりとみなし設計する。

つま先に作用する外力は、上向きの地盤反力又は杭の反力、下向きのつま先版の自重を考慮し、つま先版上部の土の重量は無視する。

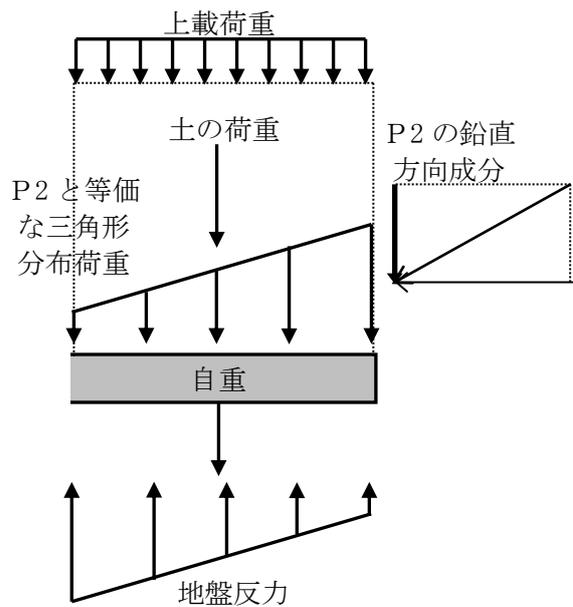
7. 参考図



(1) たて壁



(3) かかと版



(2) つま先

