

Ⅲ 鉄筋コンクリート造等の擁壁の設計

1 要求性能

【政令】（鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造）

第九条 前条第一項第二号の鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によって次の各号のいずれにも該当することを確かめたものでなければならない。

一 土圧、水圧及び自重（以下この条及び第十四条第二号ロにおいて「土圧等」という。）によって擁壁が破壊されないこと。

二 土圧等によって擁壁が転倒しないこと。

三 土圧等によって擁壁の基礎が滑らないこと。

四 土圧等によって擁壁が沈下しないこと。

2 前項の構造計算は、次に定めるところによらなければならない。

一 土圧等によって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。

二 土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの三分の二以下であることを確かめること。

三 土圧等による擁壁の基礎の滑り出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の三分の二以下であることを確かめること。

四 土圧等によって擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないことを確かめること。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によって基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないことを確かめること。

3 前項の構造計算に必要な数値は、次に定めるところによらなければならない。

一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第二の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。

二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（昭和二十五年政令第三百三十八号）第九十条（表一を除く。）、第九十一条、第九十三条及び第九十四条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値

三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第三の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

【建築基準法施行令】（構造設計の原則）

第三十六条の三 建築物の構造設計に当たっては、その用途、規模及び構造の種別並びに土地の状況に応じて柱、はり、床、壁等を有効に配置して、建築物全体が、これに作用する自重、積載荷重、積雪荷重、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して、一様に構造耐力上安全であるようにすべきものとする。

2 構造耐力上主要な部分は、建築物に作用する水平力に耐えるように、釣合い良く配置すべきものとする。

- 3 建築物の構造耐力上主要な部分には、使用上の支障となる変形又は振動が生じないような剛性及び瞬間的破壊が生じないような靱性をもたすべきものとする。

審査基準

- ・ 擁壁が以下に示す性能を有していること。

[安定性]

- 常時
- ・ 擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.5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1.5倍以上であること。
 - ・ 最大接地圧が、地盤の長期許容支持力以下であること。
- 大地震時
- ・ 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。
 - ・ 最大接地圧が、地盤の極限支持力度以下であること。

[部材の応力度]

- 常時
- ・ 擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の長期許容応力度を超えないこと。
- 中地震時
- ・ 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を超えないこと。
- 大地震時
- ・ 擁壁躯体の各部に作用する応力度が、終局耐力(設計基準強度及び基準強度)を超えないこと。

表4-3-1 安全率(Fs)等のまとめ

	常時	中地震時	大地震時
転倒	1.5	—	1.0
滑動	1.5	—	1.0
支持力	3.0	—	1.0
部材応力	長期許容応力度	短期許容応力度	終局耐力※ (設計基準強度及び基準強度)

※終局耐力とは、曲げ、せん断、付着割裂等の終局耐力をいう。

表4-3-2 耐震設計の区分

条件 (擁壁の全高 ΣH)	常時	中地震時	大地震時
$\Sigma H \leq 5\text{ m}$	○	—	—
$\Sigma H > 5\text{ m}$	○	○	○

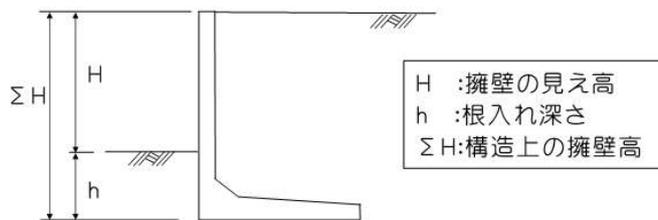


図4-3-1 擁壁の見え高、根入れ深さ、構造上の擁壁の高さ

参考：盛土等防災マニュアルの解説(盛土等防災研究会編集、初版)Ⅷ・3 擁壁の設計及び施工

2 設計定数

【政令】（鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造）

第九条 前条第一項第二号の鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によって次の各号のいずれにも該当することを確かめたものでなければならない。

一～四 略

2 略

3 前項の構造計算に必要な数値は、次に定めるところによらなければならない。

一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第二の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。

二 略

三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第三の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

別表第二

土質	単位体積重量（一立法メートルにつき）	土圧係数
砂利又は砂	一・八トン	〇・三五
砂質土	一・七トン	〇・四〇
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土	一・六トン	〇・五〇

別表第三

土質	摩擦係数
岩、岩屑、砂利又は砂	〇・五
砂質土	〇・四
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すくなくとも十五センチメートルまでの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る。）	〇・三

審査基準

- ・ 政令に基づき設計すること。

《解説》

擁壁の構造計算に用いる設計定数が適切であること。

設計定数の設定方法については以下に示すとおり。

[背面土]

単位体積重量 γ 、内部摩擦角 ϕ については、使用する材料により土質試験を行い求めること。
土圧係数 K_A は以下の式（クーロンの主動土圧係数）により求めること。

$$\text{主動土圧係数} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

- ϕ : 土の内部摩擦角 [°]
- α : 宅地擁壁背面と鉛直面とのなす角 [°]
- δ : 壁面摩擦角 [°]
- β : 地表面と水平面のなす角 [°]

土質試験を行わない場合は、表4-3-3に示す単位体積重量 γ 及び土圧係数 K_A を使用すること。

表4-3-3 単位体積重量と土圧係数

土 質	単位体積重量 γ (KN/m ³)	土圧係数 K_A
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

参考/引用：盛土等防災マニュアルの解説(盛土等防災研究会編集、初版)

VIII・3 擁壁の設計及び施工

[基礎地盤]

底版と基礎地盤の間の付着力 C_B は考慮しないこと。

摩擦係数 μ については、土質試験結果から以下の式により求めること。

$$\text{摩擦係数 } \mu = \tan \phi_B$$

ϕ_B : 基礎地盤の内部摩擦角

基礎地盤が土の場合に、摩擦係数は0.6を超えないこと。

土質試験を行わない場合は表4-3-4に示す数値を使用すること。

表4-3-4 基礎地盤と摩擦係数

基礎地盤の土質	摩擦係数 μ	備考
岩、岩屑、砂利、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	0.3	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。

参考/引用：盛土等防災マニュアルの解説(盛土等防災研究会編集、初版)

VIII・3 擁壁の設計及び施工

[積載荷重]

設計に用いる積載荷重は、土地利用上想定される荷重とし、以下に示す荷重とする。

自動車活荷重又は建築物等 $q = 10 \text{ KN/m}^2$

建築物等 $q = 5 \text{ KN/m}^2$ 以上 (実状に応じた適切な積載荷重とする。安易に最小値としてはならない。)

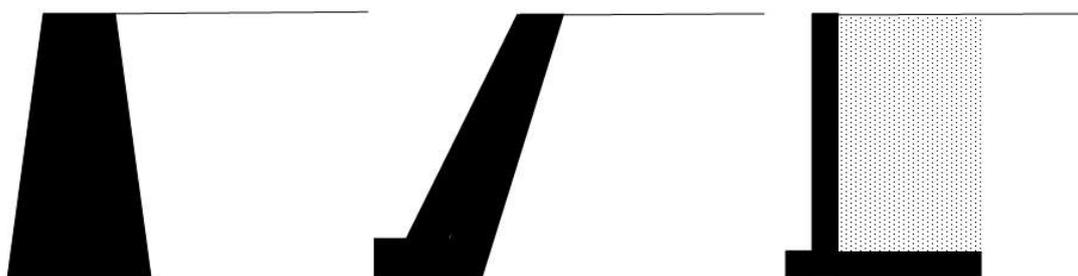
なお、表4-3-3の土圧係数には、 5 KN/m^2 の積載荷重が含まれることに留意すること。

[自重]

鉄筋コンクリートの単位体積重量は、実況に応じた値又は 24.0 KN/m^3 として計算すること。

片持梁式擁壁の自重については、躯体重量のほか、かかと版上の載荷土を躯体の一部とみなし土の重量を含めること。

無筋コンクリートの単位体積重量は、実況に応じた値又は 23.0 KN/m^3 として計算すること。



(a) 重力式

(b) もたれ式

(c) 片持梁式、控え壁式

着色を施した部分を自重とする。

図4-3-2 擁壁の自重

[地震時の荷重]

設計時に用いる地震時荷重は、①地震時土圧による荷重又は②擁壁の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重のうち、いずれか大きい方とすること。

設計に用いる設計水平震度 K_h は、中地震時 0.2 以上、大地震時 0.25 以上とすること。

[切土部擁壁に作用する土圧]

切土部擁壁とは、擁壁の背後に切土面等、裏込め土とは異質の境界面が接近している場合の擁壁である。この場合、擁壁に作用する土圧の大きさが、この境界面の存在によって影響を受け、通常の盛土部の場合とは異なってくることがある。切土面自体が安定していると判断される場合には、裏込め土のみによる土圧を考慮すればよいが、この場合通常の盛土部擁壁における土圧に比較して、切土面の位置や勾配、切土面の粗度、排水状態等によって大きくなることもあるので注意を要する。切土面が不安定で地山からの影響を考慮する必要のある場合は、切土面を含んだ全体について土圧を検討する必要がある。

3 土圧の算定

審査基準

- ・ 以下に基づき設計すること。

[土圧の作用面と土質定数、壁面摩擦角等]

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、躯体コンクリート背面とする。

また、片持梁式擁壁及び控え壁式擁壁については、部材計算は、躯体コンクリート背面、安定計算においては、かかとを通る鉛直な仮想背面とする。

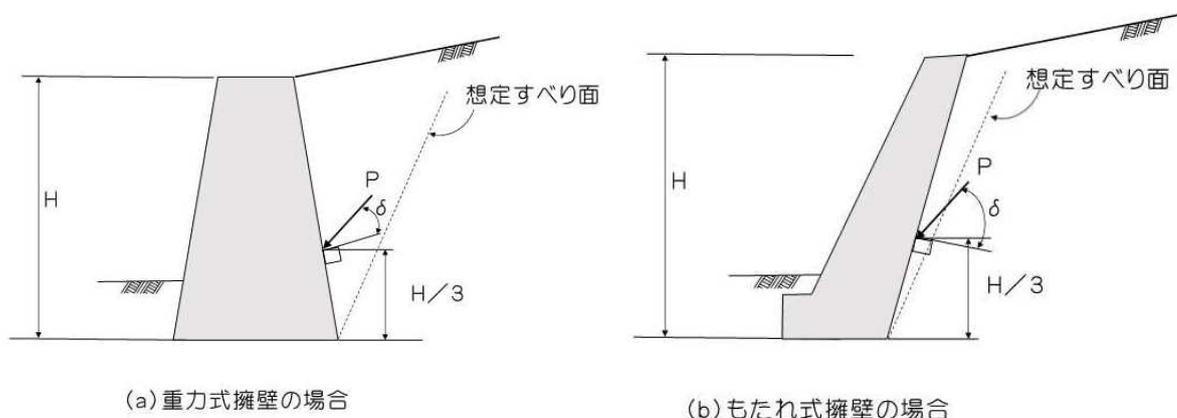
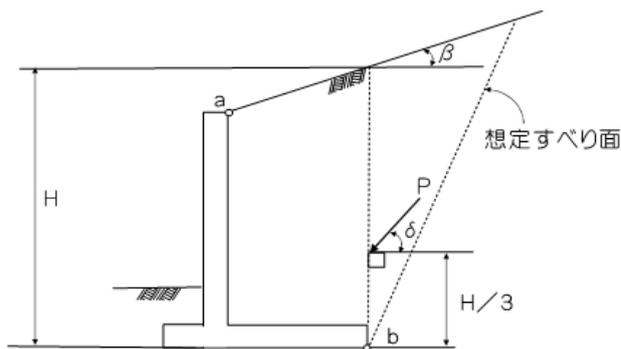
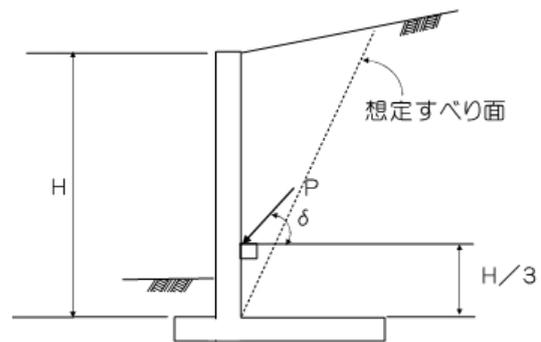


図 4-3-3 土圧の作用面《重力式擁壁等/もたれ式擁壁》

参考/引用：道路土工-擁壁工指針（（公社）日本道路協会、平成 24 年 7 月）



安定性の照査時及び底版の部材設計時の土圧作用面



たて壁の部材設計時における土圧作用面

図4-3-4 土圧の作用面《片持梁式擁壁等の土圧作用面》

参考/引用：道路土工-擁壁工指針（（公社）日本道路協会、平成 24 年 7 月）

土質計算に用いる土の内部摩擦角は、土質試験によって決定すること。

なお、土質試験を行わない場合は表4-3-5の数値を用いてもよい。この場合、土質を設定した根拠を明示すること。

表4-3-5 内部摩擦角

土 質	内部摩擦角 [°]
砂利、砂	30
砂質土	25
シルト、粘土	20

土圧の作用位置は、土圧分布下端より分布高さHの1/3とすること。

壁面摩擦角 δ は、表4-3-6に示すところにより決定すること。

表4-3-6 壁面摩擦角

擁壁の種類	計算の種類 (検討項目)	摩擦角の種類 (土圧作用面の状態)	壁面摩擦角	
			常時 δ	地震時 δ_E
重力式 もたれ式	安定計算 部材計算	土とコンクリート	$2\phi/3$ (ただし、擁壁背面に石油系素材の 透水マットを使用した場合は、 $\phi/2$)	$\phi/2$
			<ul style="list-style-type: none"> ・ β (図4-3-5 (a) の場合) ・ β' (図4-3-5 (b) の場合) ・ ゼロ(図4-3-5 (c) の場合) 	P108 下段による
片持梁式 控え壁式	部材計算	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$

注1) ただし、 β' (β) $>$ ϕ のときは $\delta = \phi$ とする。 ϕ : 土の内部摩擦角(せん断抵抗角)
 注2) 地震時においては、透水マットの有無にかかわらず、 $\phi/2$ とする。

参考：盛土等防災マニュアルの解説(盛土等防災研究会編集、初版) VIII・3 擁壁の設計及び施工
 参考：道路土工-擁壁工指針 ((公社) 日本道路協会、平成 24 年 7 月)

表 4-3-7 仮想のり面摩擦角 β' の設定方法

背後のり面勾配	β'
一様な場合	のり面勾配(背面のり面が一様な場合は、 β' をのり面傾斜角 β とする。)
変化する場合	仮定した滑り線と上部平面の交点から法肩までの距離を二分した点と仮想背面とのり面の交点を結んだ線と水平面の勾配

参考：道路土工-擁壁工指針 ((公社) 日本道路協会、平成 24 年 7 月)

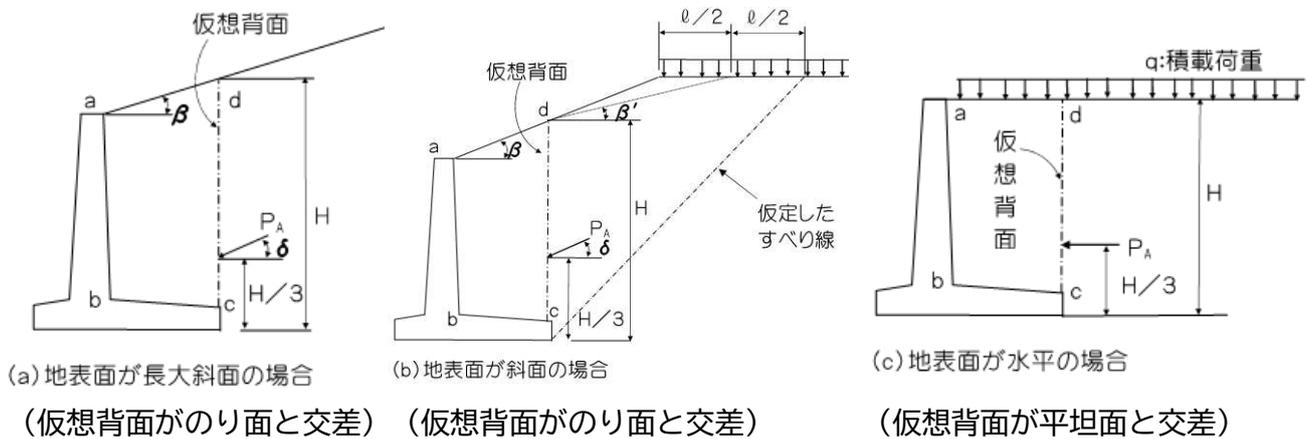


図 4-3-5 β' の設定方法

[地震時の壁面摩擦角]

地震時の壁面摩擦角 δ_E は、次の式により求める。

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

$$\text{ここに、} \sin \Delta = \frac{\sin \phi (\beta + \theta)}{\sin \phi}$$

ϕ : 土の内部摩擦角 [°]

θ : 地震時合成角 [$\tan^{-1} K_h$]

K_h : 設計水平震度

β : 地表面勾配 [°]

ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$ の場合には、 $\sigma = \phi$ とする。

[主働土圧]

主働土圧の算定は、クーロンの土圧公式もしくは、試行くさび法により求められた土圧を用い安定計算を行うこととする。

地震時の土圧は、岡部・物部式の土圧公式もしくは、試行くさび法により求められた土圧を用いること。

① クーロンの土圧公式（常時）

クーロンの土圧は以下の式により求められる。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

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

ただし、 $\phi < \beta$ となる場合は、この式は適用できない。

ここに、

P_A : 主働土圧合力 [KN/m]

K_A : 主働土圧係数

γ : 裏込め土の単位体積重量 [KN/m³]

H : 構造計算上の擁壁の高さ [m]

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 [°]

δ : 壁面摩擦角（表4-3-6による） [°]

α : 壁背面と鉛直面のなす角 [°]

β : 裏込め地表面と水平面のなす角 [°]

である。

主働土圧合力の作用位置は底版下面より $H/3$ とすること。

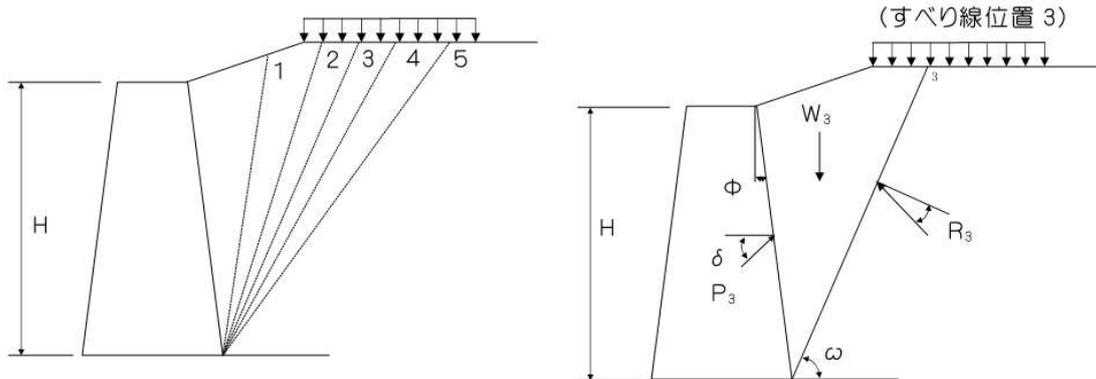
また、 P_A の水平成分 P_H 及び鉛直成分 P_V は次式で与えられる。

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

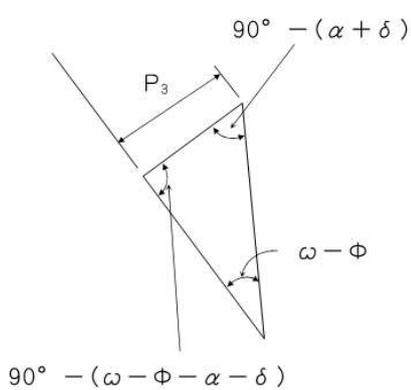
② 試行くさび法（常時）

試行くさび法は、図4-3-6に示すように裏込め土中に擁壁のかかとを通る任意の平面すべり面を仮定し、それぞれのすべり面において土くさびに対する力のつり合いから土圧を求め、そのうちの最大値を主働土圧合力 P_A とする土圧算定法である。

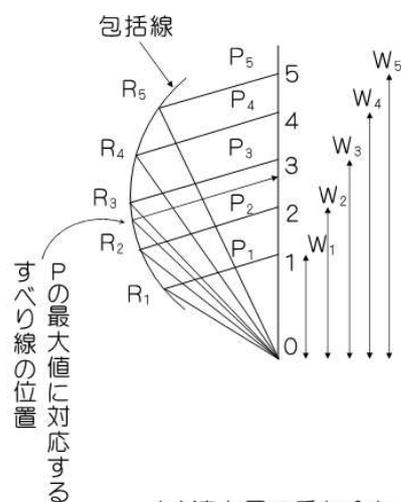


(a) 試行くさび法

(b) 仮定されたくさび



(c) 連力図



(d) 連力図の重ね合わせ

図4-3-6 試行くさび法

ここに、

H : 土圧計算に用いる壁高 (仮想背面を考える場合はその高さ) [m]

W : 土くさびの重量 (載荷重を含む) [KN/m]

R : すべり面に作用する反力 [KN/m]

P : 土圧合力 [KN/m]

α : 壁背面と鉛直面のなす角 [°]

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 [°]

δ : 壁面摩擦角 ($\beta > \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする) [°]

ω : 仮定したすべり線と水平線のなす角 [°]

である。

主働土圧合力の作用位置は底版下面より $H/3$ とすること。

また、 P_A の水平成分 P_H 及び鉛直成分 P_V は次式で与えられる。

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

[受動土圧]

擁壁前面の埋戻し土による受動土圧は考慮しないこととする。

[地震時土圧]

地震時土圧の具体的算定方法は、盛土等防災マニュアルの解説等を参照のこと。

[地震時慣性力]

擁壁の自重に起因する地震時慣性力は、設計水平震度を K_h 、擁壁の自重を W とすると、擁壁の重心 G を通って水平方向に $K_h \cdot W$ として作用させる。

(盛土等防災マニュアルの解説等を参照のこと。)

[擁壁を含む地盤または斜面全体の安定性の検討]

軟弱層を含む地盤上に擁壁を設置する場合や斜面上に擁壁を設置する場合には、擁壁を含む広い範囲にわたって沈下や滑り破壊等を生じることがあるため、背面盛土や基礎地盤を含む全体の安全性について総合的に検討を行うこと。

また、擁壁の基礎地盤が不安定な場合には、必要に応じて、基礎処理等の対策を講じなければならない。

[転倒に対する検討]

擁壁の底版下面には、擁壁自重、載荷重及び土圧などによる荷重が作用する。

これらの力の合力の作用点が擁壁の底版外に存在する場合には、擁壁は転倒するように変位する。転倒に対する安全率 F_s は、次式により評価すること。

$$F_s = M_r / M_o \geq 1.5 \text{ (常時)}、1.0 \text{ (大地震時)}$$

ここに、

F_s : 転倒安全率

M_r : 転倒に抵抗しようとするモーメント [KN・m]

M_o : 転倒させようとするモーメント [KN・m]

また、設計においては、転倒安全率 F_s の値の規定とともに、合力 R の作用位置が次の底版中央からの偏心距離 (e) の条件を満足しなければならない。

表4-3-8 偏心距離(e)の条件

	偏心距離(e)
常時	$(e) \leq B/6$
大地震時	$(e) \leq B/2$

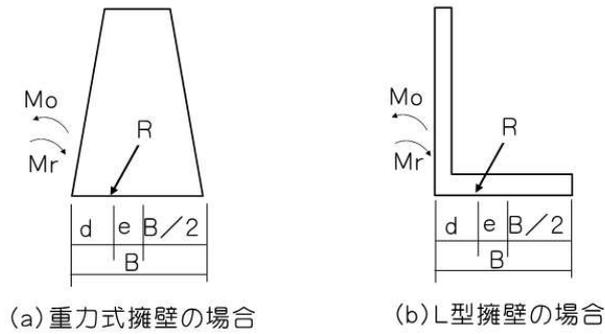


図4-3-7 合力作用位置

底板下面における地盤反力は、これら荷重合力の作用位置により異なる。

図4-3-7において、つま先から合力Rの作用点までの距離dは次式によること。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum M_0}{\sum V} = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_v}$$

- $\sum Mr$: つま先まわりの抵抗モーメント [KN・m]
- $\sum M_0$: つま先まわりの転倒モーメント [KN・m]
- $\sum V$: 底板下面における全鉛直荷重 [KN]
- W : 自重 [KN]
- P_v : 土圧合力の鉛直成分 [KN]
- P_H : 土圧合力の水平成分 [KN]
- a : つま先とWの重心との水平距離 [m]
- b : つま先と P_v の作用点との水平距離 [m]
- h : 底板下面と P_H の作用点との鉛直距離 [m]

合力Rの作用点の底板中央からの偏心距離eは次式によること。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad B : \text{擁壁の底面幅 [m]}$$

[滑動に対する検討]

擁壁には、擁壁を底板下面に沿ってすべらせようとする滑動力と、これに対して基礎地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方へ押し出されるように滑動する。

滑動力は主として、土圧、地震慣性力等の外力の水平成分からなり、滑動抵抗力は、主として底板下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力からなる。

なお、擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので、安定検討上考慮しないこと。また、底板と基礎地盤の間の付着力も考慮しないこと。

滑動に対する安全率 F_s は、次式により評価すること。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu}{\Sigma H}$$

$$= \frac{(W + P_v) \cdot \mu}{P_H} \geq 1.5 \text{ (常時)}、1.0 \text{ (大地震時)}$$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 [KN/m]

ΣH : 底版下面における全水平荷重 [KN/m]

W : 自重 [KN/m]

P_v : 土圧合力の鉛直成分 [KN/m]

P_H : 土圧合力の水平成分 [KN/m]

μ : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

[沈下等に対する検討]

擁壁に作用する鉛直力は基礎地盤によって支持されるが、基礎地盤の支持力が不足すると底版のつま先又はかかどが基礎地盤にめり込むような変状を起こすおそれがある。

擁壁の基礎地盤の支持力に対する安定性の検討は、以下の手順により行うこと。

①地盤反力度の算出

地盤反力度は次式により求める。

a) 合力作用点が底版中央の底版幅 $1/3$ の中にある場合

$$q_1 = \frac{R_v}{B} \cdot 1 + \left(\frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{R_v}{B} \cdot 1 - \left(\frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

q_1 : 擁壁の底面端部で生じる地盤反力度 [KN/m²]

q_2 : 擁壁の底面端部で生じる地盤反力度 [KN/m²]

R_v : 底版下面における全鉛直加重 [KN]

e : 偏心距離 [m]

B : 底版幅 [m]

b) 合力作用点が底版中央の底版幅 $2/3$ の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 R_v}{3 d}$$

C) 合力作用点が底版中にあり、かつ底版中央の底版幅2/3の外にある場合

$$q_1 = \frac{4Rv}{B}$$

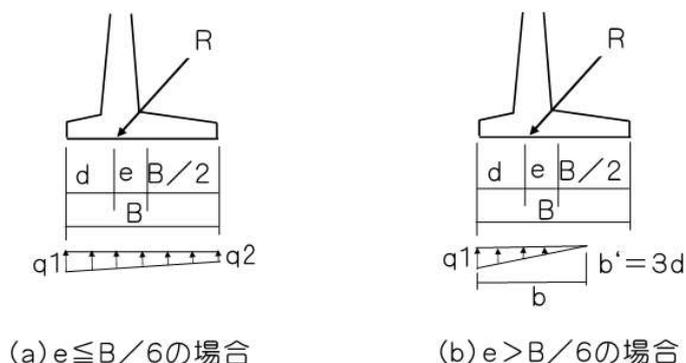


図4-3-8 擁壁底面の地盤反力分布

②地盤支持力に対する検討

上記①で求められた q_1 および q_2 は、次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

q_a : 地盤の許容支持力度 [KN/m²]

q_u : 地盤の極限支持力度 [KN/m²]

F_s : 地盤の支持力に対する安全率

(F_s は常時で3.0、大地震時で1.0を下回らないこと。)

地盤の許容支持力度又は極限支持力度は、土質調査や原位置載荷試験を行って求めることを原則とする。ただし、擁壁見え高さ5m以下の場合、表4-3-9の値を使用することができる。この場合、土質を設定した根拠を明示すること。

表4-3-9 地盤の許容応力度

(単位：KN/m²)

地 盤	長期応力に対する 許容応力度	短期応力に対する 許容応力度
岩 盤	1,000	長期応力に対する許容 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(れき)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	

(建築基準法施行令第93条、一部加筆修正)

国土交通省は、「地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法を定める件」として、国土交通省告示第1113号(平成13年7月2日)において、以下の事項を示している。

1) 地盤の調査の方法

地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法は、次の各号に掲げるものとする。

- ① ボーリング調査
- ② 標準貫入試験
- ③ 静的貫入試験
- ④ ベーン試験
- ⑤ 土質試験
- ⑥ 物理探査
- ⑦ 平板載荷試験
- ⑧ くい打ち試験
- ⑨ くい等載荷試験
- ⑩ くい等引抜き試験

2) 地盤の許容応力度を定める方法

地盤の許容応力度を定める方法は、

- ① 支持力式による方法

- ② 平板載荷試験による方法
- ③ スクリューウエイト貫入試験による方法

それぞれの方法による算定の詳細については、『盛土等防災マニュアルの解説〔1〕（盛土等防災研究会編集）』Ⅷ. 3. 2. 1（4）「基礎地盤の許容応力度（許容支持力度）」によるものとする。

上記以外の地盤調査方法については、別途協議すること。（例：ミニラムサウンディング試験）

なお、簡易支持力測定器（キャスポル）については、現場での施工管理用又は従来の原位置載荷試験の補完用測定機器であるので基本的に認めない。

4 部材の応力

【政令】（鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造）

第九条 前条第一項第二号の鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によって次の各号のいずれにも該当することを確認したものでなければならない。

一～四 略

2 前項の構造計算は、次に定めるところによらなければならない。

一 土圧等によつて擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。

二～四 略

3 前項の構造計算に必要な数値は、次に定めるところによらなければならない。

一 略

二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（昭和二十五年政令第三百三十八号）第九十条（表一を除く。）、第九十一条、第九十三条及び第九十四条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値

三 略

【建築基準法施行令】

（鋼材等）

第九十条 鋼材等の許容応力度は、次の表一又は表二の数値によらなければならない。

表一

種類	許容応力度	長期に生ずる力に対する許容応力度（単位 一平方ミリメートルにつきニュートン）				短期に生ずる力に対する許容応力度（単位 一平方ミリメートルにつきニュートン）				
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断	
炭素鋼	構造用鋼材	F/1.5	F/1.5	F/1.5	F/ (1.5√3)	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の一・五倍とする。				
	ボルト	黒皮	—	F/1.5	—					—
		仕上げ	—	F/1.5	—					F/2 (Fが二四〇を超えるボルトについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)
	構造用ケーブル	—	F/1.5	—	—					
	リベット鋼	—	F/1.5	—	F/2					
鋳鋼	F/1.5	F/1.5	—	F/ (1.5√3)						
ステンレス鋼	構造用鋼材	F/1.5	F/1.5	F/1.5	F/ (1.5√3)					
	ボルト	—	F/1.5	—	F/ (1.5√3)					
	構造用ケーブル	—	F/1.5	—	—					
	鋳鋼	F/1.5	F/1.5	F/1.5	F/ (1.5√3)					
鋳鉄		F/1.5	—	—	—					

この表において、Fは、表一に規定する基準強度を表すものとする。

表二

種類	許容応力度	長期に生ずる力に対する許容応力度（単位 一平方ミリメートルにつきニュートン）			短期に生ずる力に対する許容応力度（単位 一平方ミリメートルにつきニュートン）		
		圧縮	引張り		圧縮	引張り	
			せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合
丸鋼		F/1.5 (当該数値が一五五を超える場合には、一五五)	F/1.5 (当該数値が一五五を超える場合には、一五五)	F/1.5 (当該数値が一五五を超える場合には、一九五)	F	F	F (当該数値が二九五を超える場合には、二九五)
異形鉄筋	径二十八ミリメートル以下のもの	F/1.5 (当該数値が二一五を超える場合には、二一五)	F/1.5 (当該数値が二一五を超える場合には、二一五)	F/1.5 (当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F	F	F (当該数値が三九〇を超える場合には、三九〇)
	径二十八ミリメートルを超えるもの	F/1.5 (当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F/1.5 (当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F/1.5 (当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F	F	F (当該数値が三九〇を超える場合には、三九〇)
鉄線の径が四ミリメートル以上の溶接金網		—	F/1.5	F/1.5	—	F (ただし、床版に用いる場合に限る。)	F

この表において、Fは、表一に規定する基準強度を表すものとする。

(コンクリート)

第九十一条 コンクリートの許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。

長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)			
圧縮	引張り	せん断	付着	圧縮	引張り	せん断	付着
F/3	F/30 (F が二を越えるコンクリートについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)		○・七 (軽量骨材を使用するものにあつては、○・六)	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、せん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の二倍 (F が二を越えるコンクリートの引張り及びせん断について、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)			
この表において、F は、設計基準強度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)							

【建設省告示第 2464 号】

鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件 (平成 12 年 12 月 26 日)

第一 鋼材等の許容応力度の基準強度

一 鋼材等の許容応力度の基準強度は、次号に定めるもののほか、次の表の数値とする。

鋼材等の種類及び品質		基準強度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)
(略)		(略)
異形鉄筋	SDR 二三五	二三五
	SD 二九五 A	二九五
	SD 二九五 B	
	SD 三四五	三四五
	SD 三九〇	三九〇
(略)		(略)
この表において、(略) SD 二九五 A、SD 二九五 B、SD 三四五及び SD 三九〇は、JISG 三一一二 (鉄筋コンクリート用棒鋼) 一一九八七にさだめる (略) SD 二九五 A、SD 二九五 B、SD 三四五及び SD 三九〇を、(略) それぞれ表すものとする。(略)		

審査基準

- ・ 政令等に基づき設計すること。

[許容応力度]

① 鋼材の許容応力度

鋼材の許容応力は、建築基準法施行令第 90 条 (表 4-3-10) によるものとする。

表4-3-10 部材等の許容応力度

種類		許容応力度			許容応力度		
		長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位1平方ミリメートルにつきニュートン)			短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位1平方ミリメートルにつきニュートン)		
		圧縮	引張り		圧縮	引張り	
せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合			
異形鉄筋	径28ミリメートル以下のもの	F ÷ 1.5 (当該数値が215を超える場合には、215)	F ÷ 1.5 (当該数値が215を超える場合には、215)	F ÷ 1.5 (当該数値が195を超える場合には、195)	F	F	F (当該数値が390を超える場合には、390)
	径28ミリメートルを超えるもの	F ÷ 1.5 (当該数値が195を超える場合には、195)	F ÷ 1.5 (当該数値が195を超える場合には、195)	F ÷ 1.5 (当該数値が195を超える場合には、195)	F	F	F (当該数値が390を超える場合には、390)
この表において、Fは、鋼材等の種類及び品質に応じて国土交通大臣が定める基準強度 (単位1平方ミリメートルにつきニュートン) を表すものとする。							

「建築基準法施行令第90条 表2より抜粋」

上表の基準強度Fは、平成12年12月26日建設省告示第2464号によるものとする。

表4-3-11 鋼材等の許容応力度の基準強度

鋼材等の種類及び品質		基準強度 (単位1平方ミリメートルにつきニュートン)
異形鉄筋	SD295	295
	SD345	345
	SD390	390

「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件 表1より抜粋」

表4-3-12 鉄筋の許容応力度

(N/mm²)

	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SR235	160	160	235	235
SR295	160	200	295	295
SD295	200	200	295	295
SD345	220 (*200)	200	345	345
SD390	220 (*200)	200	390	390
溶接金網	200	200	-	295

※D29以上の径に対しては（）内の数値とする。

(参考) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法(1999)日本建築学会

② コンクリートの許容応力度

コンクリートの許容応力度は、建築基準法施行令第91条(表4-3-13)によるものとする。

表4-3-13 コンクリートの許容応力度

長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位1平方ミリメートルにつきニュートン)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位1平方ミリメートルにつきニュートン)			
圧縮	引張り	せん断	付着	圧縮	引張り	せん断	付着
F÷3	F÷30 (Fが21を超えるコンクリートについて、建設大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)		0.7 (軽量骨材を使用するものにあつては、0.6)	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、せん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の2倍 (Fが21を超えるコンクリートの引張り及びせん断について、建設大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)とする。			
この表において、Fは、設計基準強度(単位1平方ミリメートルにつきニュートン)を表すものとする。							

「建築基準法施行令第91条 表より抜粋」

ただし、異形鉄筋を用いた付着については、平成12年5月31日建設省告示第1450号によることができるものとする。

表4-3-14 コンクリートの付着に対する長期に生ずる力に対する許容応力度
及び短期に生ずる力に対する許容応力度

第1 「コンクリートの付着、引張り及びせん断に対する許容応力度及び材料強度を定める件」
より抜粋

鉄筋の使用位置		設計基準強度（単位1平方ミリメートルにつきニュートン）	
		22.5以下の場合	22.5を超える場合
(一)	フーチング等水平部 （鉄筋の下に30cm 以上のコンクリート を打つ場合）	$\frac{1}{15} F$	$0.9 + \frac{2}{75} F$
(二)	壁等立上り部	$\frac{1}{10} F$	$1.35 + \frac{1}{25} F$

この表において、Fは、設計基準強度を表すものとする。

二 短期に生ずる力に対する付着の許容応力度は、前号に定める数値の2倍の数値とする。

第2 令第91条第1項に規定する設計基準強度が1平方ミリメートルにつき21ニュートンを超えるコンクリートの長期に生ずる力に対する引張り及びせん断の各許容応力度は、設計基準強度に応じて次の式により算出した数値とする。ただし、実験によってコンクリートの引張り又はせん断強度を確認した場合には、当該強度にそれぞれ3分の1を乗じた数値とすることができる。

$$F_s = 0.49 + \frac{F}{100}$$

この式において、 F_s 及びFは、それぞれ次の数値を表すものとする。

F_s ：コンクリートの長期に生ずる力に対する許容応力度（単位1mm²につきN）

F：設計基準強度（単位1mm²につきN）

【留意事項】

- 鉄筋コンクリート擁壁の躯体に用いるコンクリートの基準強度は、4週強度24N/mm²以上とすること。また、無筋コンクリート擁壁の躯体に用いるコンクリートの基準強度は、4週強度18N/mm²以上とすること。
- 躯体に用いる鉄筋は、SD345を標準とすること。また、鉄筋径はD13以上を標準とすること。
- 道路等公共・公益的施設にかかる擁壁については、各管理者と別途協議すること。

[躯体の設計]

各部材に発生するモーメント及びせん断力により擁壁が破壊しないこと。

①無筋コンクリート

任意の断面について、コンクリートの応力度 σ_c 及びコンクリートせん断応力度 τ_c が以下の式を満足するよう設計すること。

$$\sigma_c = \frac{M}{Z} \leq \sigma_{cat}$$

$$\tau_c = \frac{S}{A} \leq \tau_{ca}$$

ここに M : 任意の断面に作用する外力による単位幅当たりの曲げモーメント [N・mm/m]

Z : 任意の断面における単位幅当たりの断面係数 [mm³/m]

σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 [N/mm²]

S : 任意の断面に作用する外力による単位幅当たりのせん断力 [N/m]

A : 任意の断面の単位幅当たりの断面積 [m²/m]

τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 [N/mm²]

②鉄筋コンクリート

任意の断面について、以下の式で応力度を計算し、これらが許容応力度以下であることを確認すること。

コンクリートの圧縮応力度に関して

$$\sigma_c = \frac{2M}{K \cdot J \cdot b \cdot d^2} < \sigma_{ca}$$

鉄筋の引張り応力度に関して

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot J \cdot d} < \sigma_{sa}$$

コンクリートのせん断応力度に関して

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot J \cdot d} < \tau_{ca}$$

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 [N/mm²]

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 [N/mm²]

σ_s : 鉄筋の引張り応力度 [N/mm²]

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張り応力度 [N/mm²]

τ_c : コンクリートのせん断応力度 [N/mm²]
 τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 [N/mm²]
 A_s : 鉄筋量 [mm²]
 d : 部材断面の有効高 [mm]
 K : 鉄筋コンクリートに関する係数

$$K = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

ただし、 $p = \frac{A_s}{b \cdot d}$ $n = 15$

j : $j = 1 - \frac{K}{3}$

b : 単位幅 (mm)

【留意事項】

- 片持梁式は、縦壁及び底版を片持スラブとみなす。
- 控え壁式は、縦壁及び底版を三辺固定のスラブとし、控え壁は、片持梁（変断面）とみなす。
- 重力式は、躯体断面に引張力が生じないこととすること。