

<改定版>擁壁構造設計指針(枚方市版)

平成28年12月 1日

枚方市役所 都市整備部 開発指導室 審査指導課

目 次

1. 適用範囲	-----	1
2. 用語の定義	-----	2
3. 調査	-----	4
4. 荷重	-----	9
4-1 擁壁の自重	-----	9
4-2 表面載荷重	-----	10
4-3 常時土圧	-----	10
4-4 地震時土圧	-----	12
4-5 水圧	-----	13
4-6 フェンス荷重等	-----	13
5. 安定計算	-----	19
5-1 転倒に対する安定	-----	19
5-2 基礎地盤に対する安定	-----	23
5-3 滑動に対する安定	-----	24
5-4 構造体各部の安定	-----	25
「斜面上に擁壁を設置する場合の取扱い」について	-----	39
「二段擁壁の取扱い」について	-----	41
「もたれ式擁壁における示力線の照査」について	-----	47
「土質資料の取扱い」について	-----	49
「盛土全体の安定性の検討」について	-----	53

1. 適用範囲

宅地造成等規制法(以下、「宅造法」と言う。)の擁壁に関する技術基準のうち、鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造によるものの設計について適用する。

その形式については、重力式、片持梁式(L型・倒立T型)及び控え壁式(L型・倒立T型)を対象とし、もたれ式については重力式に準じて取り扱い、併せて示力線の照査を行うものとする。なお、控え壁式については、躯体設計を除いて片持梁式に準じて取り扱うものとする。また、擁壁の躯体高さ(基礎底版の下端から縦壁の上端までの高さ。)が10m以下のものに適用する。

ただし、下記の内容は本指針の適用外とする。

- (1) 宅造法施行令第14条による国土交通大臣の認定を受けたもの。
- (2) 特別な調査・研究に基づき、十分安全性が確認されたもの。

(解 説)

もたれ式の示力線の照査については、「もたれ式擁壁における示力線の照査」について<P47>を参照のこと。

- 1) 本指針は、宅造法に基づいて設置される擁壁の技術基準であるが、都市計画法に基づいて設置される擁壁及び建築基準法の工作物確認を要する擁壁についても適用することができる。
- 2) 擁壁の躯体高さが10mを超える擁壁は、安全性や景観上から原則として認めないことにしているが、その擁壁が道路・公園等の公共管理施設の一部となるもので、地形上・土地利用上等からやむを得ないものと認められる場合にあっては、(財)日本建築総合試験所等の公的機関の審査を経て、その安全が確認されたものについては、本指針の制限を受けないものとする。

2. 用語の定義

本指針において使用する主な用語の定義は、次のとおりである。

- 重力式擁壁 : 自重により土圧を支持するコンクリート造の擁壁。
- 片持梁式擁壁 : 縦壁と基礎底版からなり、自重及び基礎底版上の背面土の重量等により土圧を支持する鉄筋コンクリート造の擁壁。縦壁の位置により、倒立T型、L型等の擁壁がある。
- もたれ式擁壁 : 自立することのできない重力式擁壁。
- 擁壁の地上高さ : 地盤面から縦壁上端までの高さ。
- 擁壁の躯体高さ : 擁壁の基礎底面から縦壁上端までの高さ。
- 根入れ深さ : 地盤面から基礎底面までの深さ。
- 仮想背面 : 片持梁式の場合の安定計算時に土圧が作用すると想定される仮想面で、基礎底面後端を通る鉛直面。
- 仮想背面高さ : 仮想背面の基礎底面下端と地表面との高さ。

3. 調 査

擁壁の設計にあたっては、現地踏査及び既存の資料等により、設置箇所の地形、土質を把握し、擁壁の形状寸法の概要を定め、これに応じて調査計画を立て、必要な土質調査等を行うものとする。

(解 説)

擁壁の規模と現場の土質状況に応じて、表3-1から表3-6を参考にし、適切なものを選択して、試験を行うものとする。

特に、地下水の水位、間隙水圧等については、その状況を十分調査して安全を確認しなければならない。

表 3-1 主なサンプラーとその適用

サンプラーの種類		特 徴	主な対象土質
オーガホーリング		<ul style="list-style-type: none"> 予備的な調査に用いられることが多い。 浅い位置での乱した試料の採取を行うことができる。 	礫質土、固結土を除く土層、地下水面の砂層では困難。
コアホーリング		<ul style="list-style-type: none"> 軟質土では空堀りなどによりコアを採取する。この際周辺部は焼け付き含水比が変化しやすい。 硬質土では”乱さない”試料の採取も可能である。 	ほぼすべての地層に適用
オープンドライブサンプラー	標準貫入試験	<ul style="list-style-type: none"> 打撃によりサンプリングを行う。 土の緊密度の判定と共に乱した試料の採取に広く用いられている。 	ほぼすべての土に適用
	シウォールチューブ	<ul style="list-style-type: none"> 操作は簡単だが、試料の圧縮、脱落を生じやすい。 	主としてN値3～4以下の軟らかい粘土質（一部の砂層においても利用可能な場合がある。）
シウォールチューブ使用	固定ピストン式シウォールサンプラー	<ul style="list-style-type: none"> 最も普及度の高い、信頼性のあるサンプラーで乱さない試料の採取に用いる。学会基準に採用されている。 	
	追切りサンプラー	<ul style="list-style-type: none"> 機構・性能は上記に同じ。 サンプラー引揚げ時、試料下端に生じる真空除去をはかる。 	
	水圧式サンプラー	<ul style="list-style-type: none"> ピストンロッドはサンプラーヘッドに固定される。 我が国では使用例が少ない。 	
二重管式	フリーピストン式サンプラー	<ul style="list-style-type: none"> ピストンはサンプリングチューブにつれて移動することがある。 操作は簡単だが、やや乱れやすく、高度の試験には不適。 	
	コンポジットサンプラー	<ul style="list-style-type: none"> 断面積比が大きく、押込みに大きな力を必要とする。 軟らかい粘土を対象としたサンプリングとしては普及度が低い。 	やや硬質の粘土質 N値20～30以下
	デニソフ型サンプラー (シウォールチューブ使用)	<ul style="list-style-type: none"> 一種のオープンドライブサンプラーで、N値4～20程度のやや硬質な粘土質のサンプリングによく利用される。 	
ファイルサンプラー		<ul style="list-style-type: none"> 連続したサンプルが採取できるので、サンドシームの有無など細かな地層の確認に適す。 断面積比が大きく、途中に固い砂層などを挟む場合、押込み困難である。 	軟らかい粘土質
ブロックサンプル		<ul style="list-style-type: none"> 地表、たて坑などから、切土し土塊として試料を採取する。 含水比の変化、試料の膨潤には注意を要する。 	ほとんどすべての土に適用

表 3-2 主なサウンディング方法の細目一覧

方式	名称	測定値から求められるもの	適応土質	有効 (可能) 深さ	調査法の性格	備考
チューブ形動貫入	標準貫入試験	砂の相対密度 砂の内部摩擦角 砂地盤の沈下に対する許容支持力 粘土のコンシステンシー 粘土の一軸圧縮強さ(q _u) または粘着力(c) 粘土地盤の破壊に対する許容支持力	玉石を除くあらゆる土、ただし極めて軟弱な粘土・ピート質土ではN=0となり明確な判定ができない。	40m (70m) 深い場合打撃効率低下の修正が必要。	・すべての意味でのテストホーリング ・支持層の深さおよび支持力の判定、特に砂層の密度、強度変化の測定に適す。 ・粘土の場合中以上硬質粘土に適正あり。	JIS A 1219 (1961)参照
コーン形動貫入	動的コーン貫入試験(鉄研式)	標準貫入試験のN値に換算する N _d ≒1~2N	同上	15m (30m)	・標準貫入試験の補完法として有効。 ・迅速	同類試験法は非常に多いが標準方法は決まっていない。
	オートマチックラムサウンディング	標準貫入試験のN値に換算する N _d ≒N	同上	15m (30m)	同上	SGI standardに準じている。
静貫入	ポータブルコーン貫入試験	粘土の一軸圧縮強さ q _c =5q _u 粘土の粘着力 q _c =10C	ごく軟弱な粘土、ピート質土	5m (10m)	・軟弱な粘土質の粘着力測定専用(簡易試験極めて迅速)	米国水路局(WES)のTrafficability Testerの改良型
	オランダ式二重管コーン貫入試験	粘土の粘着力 q _c =14~17C 標準貫入試験のN値に換算 q _c =4N(細砂)	玉石を除くあらゆる土	2t用: 20m(40m) 10t用: 30m(50m)	・粘土質の粘着力測定 ・基底の砂礫層の支持能力測定	JIS A 1220 (1976)参照
	スウェーデン式サウンディング	標準貫入試験のN値に換算 非常に多くの実験式が提案されている。	玉石を除くあらゆる土礫は困難	15m (30m)	・標準貫入試験の補助法として有効。	JIS A 1221 (1976)参照
ベーン	簡易ベーン試験	柔らかい粘土質のせん断強さ	軟弱な粘土、シルト、ピート質土	5m (10m)	・軟弱な粘土質のせん断強さ測定専用(簡易試験迅速)	「現地せん断試験」ともいわれる。
	ベーン試験	$\tau = \frac{M_{max}}{\pi(D^2H/2+D^3/6)}$	同上	15m (30m)	・軟弱な粘土質のせん断強さの精密測定専用	同上 回転モーメントの測定機構は非常に多くそれぞれ特徴がある。
引抜き	スキメーター試験	ベーンのせん断強さτまたは一軸圧縮強さq _u に換算	同上	15m (30m)	・極めて軟弱な粘土質のせん断強さの変化の測定に適す。	ベーンに比べて連続データが得られる。

表 3-3 物理的性質の試験一覧表

	試験の名称	試験結果から求める値	試験結果の利用	試験法の規格
物理的性質試験	土粒子の比重	土粒子の比重 間隙比 飽和度	土の基本的性質の計算	JIS A 1202
	含水量	含水比	土の基本的性質の計算	JIS A 1203
	粒度	粒径加積曲線	粒度による土の分類	JIS A 1204-80
	ふるい分析	有効径	材料としての土の規定	JSF T 22-71
	水分析	均係等数 曲線係数		
	コンシステンシー		コンシステンシーによる土の分類	
	液性限界	液性限界 流動係数	材料としての土の規定	JIS A 1205-80
	塑性限界	塑性限界 塑性係数		JIS A 1206-78
		コンシステンシー指数	自然状態の粘土質の安定性の判定	
	収縮限界	収縮限界 収縮比 体積変化 線収縮		JIS A 1209-78
	湿潤密度	湿潤密度 乾燥密度	土の基本的性質の計算 土の締固め度	BS 1377 T 14-1967

JSF: 土質工学会基準

BS: 英国標準規格

表 3-4 力学的性質の試験一覧表

	試験の名称	試験結果から求める値	試験結果の利用	試験法の規格
力 学 的 性 質 試 験	締固め	含水比-乾燥密度曲線	盛土の	JIS A 1210-80
	標準エネルギーによる突固め	最大乾燥密度 最適 含水比	施工方法の決定 施工の管理	
	重エネルギーによる突固め			
	振動締固め	相対密度	自然状態の砂質土の安定性の判定	BS 1377 T 13-1967
	相対密度			ASTM D 2049-64 T
	透 水	透水係数	透水関係の設計	JIS A 1218-78
	定水位透水			
	変水位透水			
	圧 密	間隙比-荷重曲線	粘土質の沈下量の計算	JIS A 1217-80
		圧縮係数 体積圧縮係数 圧縮指数 圧密降伏応力		
		時間-圧密度曲線	粘土質の沈下速さの計算	
		圧密係数 透水係数		
	せん断		基礎、斜面、擁壁などの安定性の計算	
	直接せん断	定まった面のせん断抵抗 せん断抵抗角 ϕ_d 粘着力 C_d		
	一軸圧縮	一軸圧縮強さ 粘着力 C_u 鋭敏比 St 応力-ひずみ関係		JIS A 1216
	三軸圧縮	側圧に応ずる圧縮強さ せん断抵抗角 ϕ_u 粘着力 C_u 応力-ひずみ関係 せん断抵抗角 ϕ_{cu} ϕ_d 粘着力 C_{cu} C_d 応力-ひずみ関係		ASTM D 2850-70 土質工学会基準案

BS: 英国標準規格

ASTM: American Society for
Testing and Materials

表 3-5 主なせん断試験法

せん断試験名	せん断構造図	試験方法	Cとφの求め方	特 色
直接 (一面) せん断		<p>試料を上下に分かれたせん断箱に入れ、加圧板を通して上下圧を加え、水平力 $\tau \cdot A$ によってせん断する。σの二つ以上の値について行う。</p>	<p>$\tau f_1 = C + \sigma_1 \tan \phi$ $\tau f_2 = C + \sigma_2 \tan \phi$ } から求める</p>	<p>あらゆる土質に使える。 拘束が大きく、せん断面が限定。 排水の調節が難しい。(改良型ではやさしい) 操作はやさしい。 試料が少なくてすむ。</p>
三軸 圧縮		<p>円柱形試料土にゴム膜をかぶせ側圧 σ_3 を加えておき上下圧を σ_1 に増して圧縮せん断する。σ₃の二つ以上の値について行う。</p>	<p>モール円の包絡線から求める</p>	<p>あらゆる土質に使える。 理論的に最も良いが操作が難しい。</p>
一軸 圧縮		<p>円柱形試料土を、そのまま上下圧 qu で圧縮せん断する。</p>	<p>$c = qu/2$ qu σ</p>	<p>粘土質だけ。 最も簡単。</p>

表 3-6 載荷試験の方法

載荷試験の方法	求 め る 値	基 準
地盤の平板載荷試験	鉛直及び水平方向の地盤反力係数、極限支持力又は降伏支持力	土質工学会基準 地盤の平板載荷試験方法 (JSF規格:T25-81)
杭の鉛直載荷試験	単杭の鉛直極限荷重又は降伏荷重、杭頭の鉛直ばね定数	土質工学会基準 杭の鉛直載荷基準 (JSF規格:T21-71)
杭の水平載荷試験	単杭の水平降伏荷重又は杭頭の水平ばね定数	土質工学会編 土質調査法による
ボーリング孔内載荷試験	ボーリング孔内地盤変形係数	土質工学会編 土質調査法による

4. 荷 重

設計に用いる荷重は、擁壁の自重、表面載荷重、土圧、水圧及びフェンス荷重(擁壁天端の直接設置する場合)等とし、地震時の計算においては、「(荷重ケース1)地震時の土圧(表面載荷重も考慮する)+常時の擁壁の自重(表面載荷重も考慮する)」及び、「(荷重ケース2)常時の土圧(表面載荷重も考慮する)+擁壁の自重(表面載荷重も考慮する)」に起因する地震時慣性力」の各々の荷重ケースをどちらも満足しなければならない。

4-1 擁壁の自重

- (1) 擁壁の安定計算における自重は、下図の範囲とし、片持梁式の場合は、基礎底版上の土の自重を含むものとする。(斜線を施した部分を自重とする。)

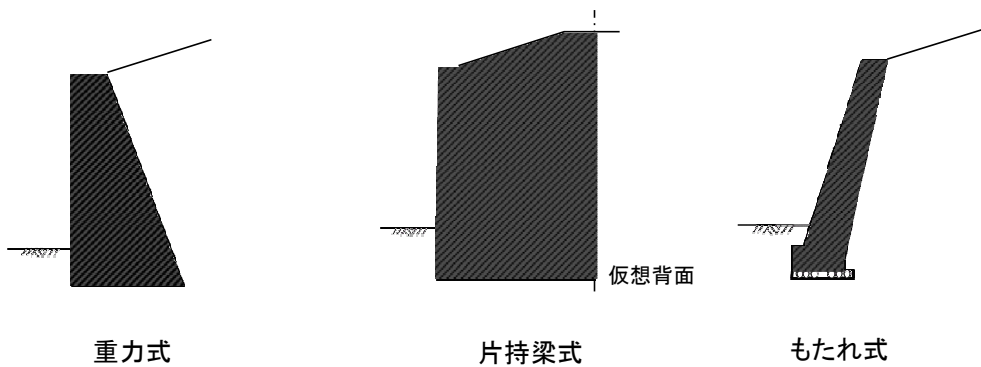


図 4-1

- (2) コンクリート構造体の単位体積重量は、次表を標準とする。

無筋コンクリート	23 kN/m ³
鉄筋コンクリート	24 kN/m ³

(日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」より)

表 4-1

- (3) 背面土の単位体積重量は、^{※(解説)4-1(3.1)<P13>}盛土の場合、原則として突固め試験結果等により得られた数値とするが、^{※(解説)4-1(3.2)<P13>}盛土の土質に応じて表4-3の数値を用いる場合は、次表の数値によることができる。ただし、^{※(解説)4-1(3.3)<P14>}本市においては原則として1種は採用しない。

土 質	単位体積重量	種別
砂利又は砂	18 kN/m ³	1種
砂質土	17 kN/m ³	2種
シルト、粘土またはそれらを多量に含む土	16 kN/m ³	3種

表 4-2

4-2 表面載荷重

原則として 5kN/m^2 以上で、土地利用上想定される(例えば建築物の構造及び規模等を考慮した)荷重とする。※(解説)4-2<P14>

ただし、土地利用が公園、緑地、斜面等で将来も表面載荷重が予想されず、かつ自治体等の公共団体が管理する場合に限って、0 とすることができる。

4-3 常時土圧

背面土圧は主働土圧とし、粘着力は考慮しないクーロン理論によるものとする。

(クーロンの土圧公式・試行さび法)

(1) 背面土による土圧式 ※(解説)4-3(1.1)<P14>

$$P = \frac{1}{2} \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{(h^2)} \quad (\text{kN}) \quad \text{式 4-①}$$

ここに K_a は、主働土圧係数とし、次式で得られる。

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right\}^2 \quad \text{式 4-②}$$

(※ ただし、 $\phi < \beta$ のとき、 $\sin(\phi - \beta) = 0$ とする。)

- | | |
|-------------------------------------|--|
| P : 背面土圧(kN) | h : 仮想背面高さ(m) |
| K_a : 常時主働土圧係数 | β : 水平面と地表面とのなす角($^\circ$) |
| ϕ : 背面土の内部摩擦角($^\circ$) | γ : 背面土の単位体積重量(kN/m^3) |
| H : 躯体全高さ(m) ※(解説)4-3(1.2)<P14> | δ : 仮想背面又は壁背面と土の壁面摩擦角($^\circ$) |
| α : 壁背面と水平面とのなす角($^\circ$) | θ : 背面土圧の作用方向角度($^\circ$) |

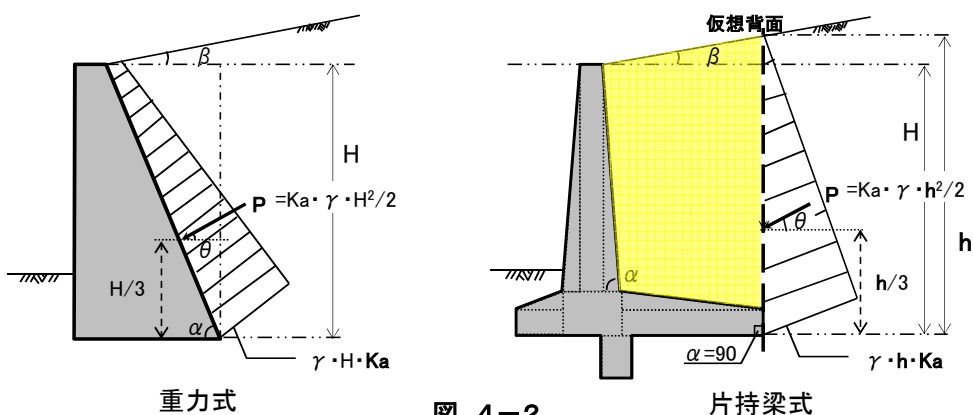


図 4-2

また、背面土の内部摩擦角(φ)は、予想される施工密度に締め固められた飽和土の供試体に対する圧密排水状態における三軸圧縮試験もしくは一面せん断試験による。ただし、切土で乱さない土の供試体の採取が困難な場合は、標準貫入試験により決定できるものとする。

(2) 表面載荷重による土圧式

※(解説)4-3(2)<P15>

$$P = K_a \cdot q \cdot H \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots \text{式 4-3}$$

(h)

P : 表面載荷重による土圧(kN)

Ka : 常時主働土圧係数

q : 表面載荷重(kN/m²)

H : 躯体全高さ(m)

h : 仮想背面高さ(m)

(3) 表面主働土圧係数は、背面土に法かつぎのある場合は、クーロン公式によるほか、試行くさび法によることができる。

※(解説)4-3(3)<P16>

(4) 擁壁の地上高さが5m以下で法かつぎのない場合、常時主働土圧係数(Ka)及び土圧の作用方向角度(θ)は、土質に応じて単位体積重量に表4-2の数値を用いる場合は、次表の数値を用いることができる。ただし、本市においては原則として1種は採用しない。

※(解説)4-3(4.1)<P17>

※(解説)4-1(3.3)<P14>

土 質	常時主働土圧係数(Ka)	内部摩擦角(φ)	種別
砂利又は砂	0.35	24°	1種
砂質土	0.40	20°	2種
シルト、粘土またはそれらを多量に含む土 および背面土の土質が明らかでない場合	0.50	16°	3種

表 4-3

※ 上記の表の土圧係数には、5kN/m²程度の表面載荷重が含まれているので、表面載荷重の土圧を求める場合には、想定される表面載荷重から、5kN/m²を差し引いて算定しても良い。

※(解説)4-3(4.2)<P17>

4-4 地震時土圧

擁壁の地上高さが 5m を超える場合、又は、立地上特に重要と判断される場合などは、地震時の擁壁の安定について検討を行うものとする。

背面土圧は主働土圧とし、粘着力を考慮しない物部・岡部の提案式あるいは、試行くさび法(土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法)によるものとする。

(1) 背面土による土圧式 ※(解説)4-4(1)<P17>

$$P_e = (1 - K_v) \frac{1}{2} K_{ae} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots \text{式 4-④}$$

ここに K_{ae} は、地震時主働土圧係数とし、次式で得られる。

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\alpha - \theta_e + \phi)}{\cos \theta_e \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \theta_e - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta_e)}{\sin(\alpha - \theta_e - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad \dots\dots \text{式 4-⑤}$$

(※ $\phi < \beta + \theta_e$ のとき、 $\sin(\phi - \beta - \theta_e) = 0$ とする。)

P_e : 地震時背面土圧(kN)

K_{ae} : 地震時主働土圧係数

K_h : 水平震度 (原則として、 $K_h = 0.2$ (中地震時)、 0.25 (大地震時) , $K_v = 0$ とする。)

K_v : 鉛直震度

H : 躯体全高さ(m)

h : 仮想背面高さ(m)

θ_e : 地震動による加速度の角度の変化量

$$\theta_e = \tan^{-1} K \quad \text{ここに、} K (\text{合震度}) = K_h / (1 - K_v)$$

※2 δ : 仮想背面又は壁背面と土の壁面摩擦角(°)

$$\delta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta_e + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta_e + \Delta - \beta)} \right\}$$

(※ ただし、 $\beta + \theta_e \geq \phi$ の場合は、 $\delta = \phi$ とする。)

$$\Delta = \sin^{-1}(\sin(\beta + \theta_e) / \sin \phi)$$

(2) 表面載荷重による土圧式

$$P_e = (1 - K_v) K_{ae} \cdot q \cdot H \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots \text{式 4-⑥}$$

(h)

P_e : 表面載荷重よる地震時土圧(kN)

q : 表面載荷重(kN/m²)

K_{ae} : 地震時主働土圧係数

H : 躯体全高さ(m)

K_v : 鉛直震度

h : 仮想背面高さ(m)

- (3) 地震時主働土圧係数は、背面土に法かつぎがある場合は物部・岡部公式によるほか、試行くさび法によることができる。
※(解説)4-3(3)<P16>

4-5 水 圧 ※(解説)4-5<P18>

土圧に関与する土くさび内には、原則として水圧がかからないものとしなければならない。
 やむを得ず水圧がかかる場合は、土圧に関与する土くさび内において水位を下げる施工法を採用し、水圧を考慮しなければならない。

4-6 フェンス荷重等 ※(解説)4-6<P18>

擁壁の天端にフェンス等を直接設ける場合は、実状に応じて適切なフェンス荷重等を考慮する。

(参考文献)「宅地防災マニュアルの解説(第二次改定版)」(平成19年12月5日発行)等

(解 説)

● 4-1(3.1)<P9>

表4-2の使用については、切土の場合も妨げるものではない。また、表4-3との土質の一体性のうえで使用するものである。

● 4-1(3.2)<P9><P11>

粒度試験による土質の分類は、下図の三角座標により種別を決定するものとする。

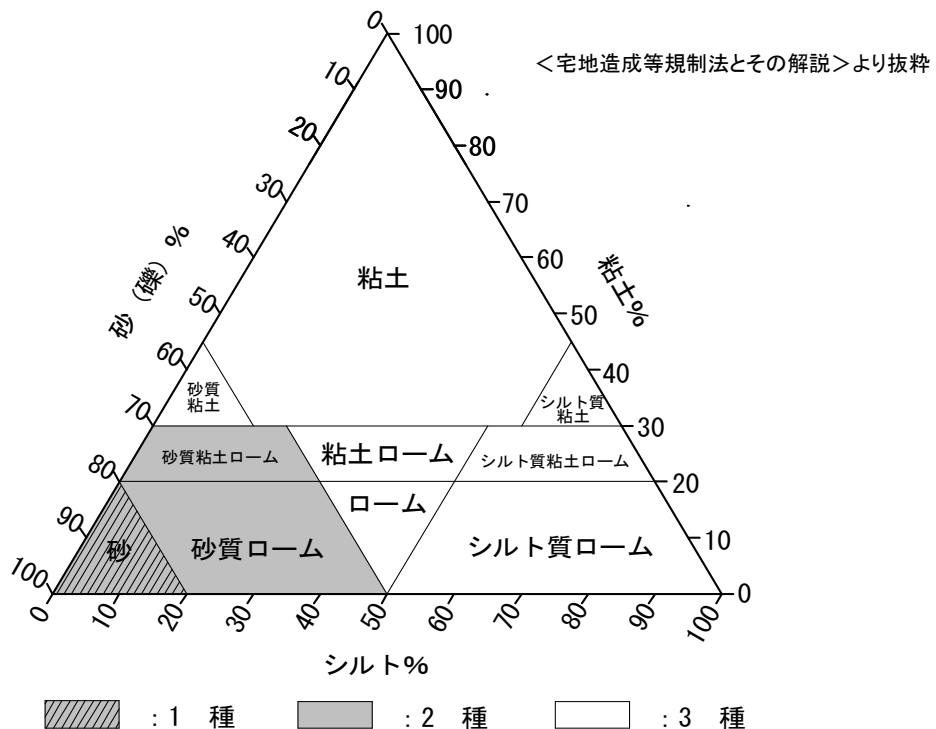


図 4-7 三角座標

※注意・・・土質種別により設計使用数値を決定する場合は、原則として地盤と背面土のそれぞれにおいて、粒度試験を実施すること。

● 4-1(3.3) <P9><P11>

背面土については、搬入土等を使用するなど良質な土を選定できる場合に限り、1種の使用を認めるものとする。

● 4-2 <P10>

土地利用において、建築物が建築されることが確実である場合は、 10kN/m^2 以上とするが、建築物の荷重が擁壁に影響を及ぼさないことが明らかな場合は、 5kN/m^2 でも良い。

● 4-3(1.1) <P10>

式4-①・式4-②の適用は、次の表4-4による。(試行くさび法にも適用)

背面土圧	形 式	片 持 梁 式	
		重 力 式	安定計算時
作用面	壁背面	仮想背面	壁背面
作用点	躯体高さ(H)の 1/3	仮想背面高さ(h)の 1/3	擁壁縦壁高さ(H')の 1/3
仮想背面又は壁背面と土の壁面摩擦角(δ)	※1参照 $\leq \frac{2}{3} \phi$	$\leq \beta$	※1参照 $\leq \frac{2}{3} \phi$
作用方向角度(θ)	$90 - \alpha + \delta$	δ	$90 - \alpha + \delta$

表 4-4

(注) $\beta > \phi$ の場合は、 $\delta = \phi$ とする。

※1 擁壁背面に石油系素材の透水マットを使用した場合は、壁面摩擦角を $\phi / 2$ 以下とする。

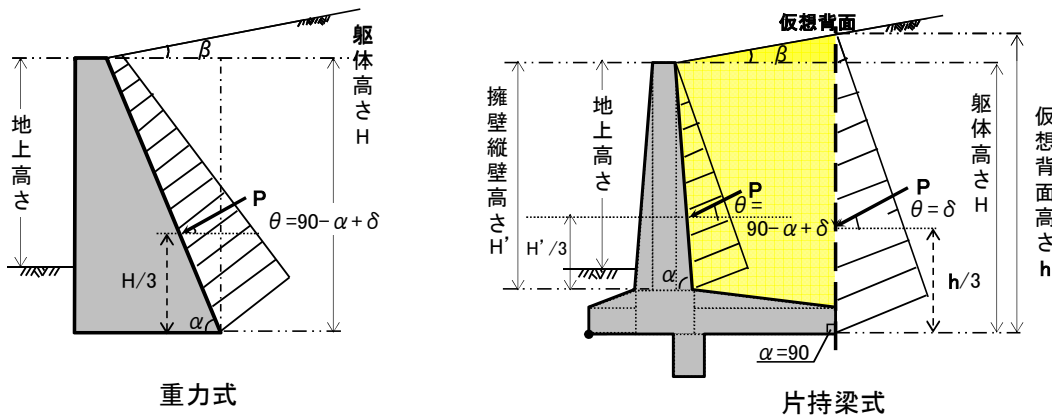


図 4-3

● 4-3(1.2) <P10>

三角座標における粒度分布が砂質土で、もたれ式擁壁のように背面土を乱さない場合で標準貫入試験により内部摩擦角を推定する場合は下記による。

$$\phi = (20 \cdot N)^{0.5} + 15 \quad \text{式 4-⑦}$$

ただし、実際の内部摩擦角は式4-⑦の値に対して $\pm 8^\circ$ の範囲内とされているので、安全性を考慮して決定する。

● 4-3(2) <P11>

式4-③においては、土圧の作用面および作用方向角度は、背面土圧の場合と同様に取扱い、作用点は表4-4の 1/3 を 1/2 に読み替えたものとする。

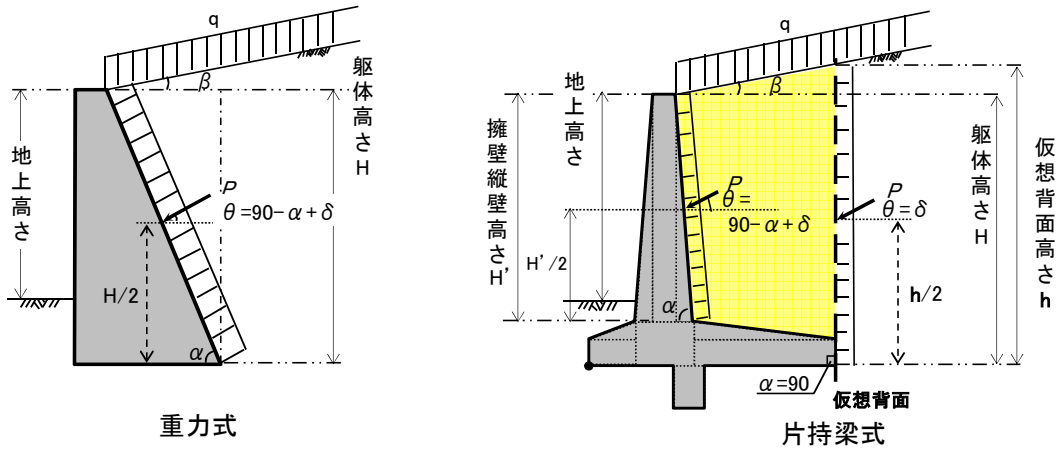


図 4-4

また、表面載荷重(q)を土の単位体積重量(γ)で割った値を換算過載荷高(h')とし、背面土がこの高さだけ高くなったものと仮定して計算しても良い。

この時、下図のような場合、背面土による土圧(P)と作用点(y, y')は次式による。

$$P = \frac{1}{2} \left[\frac{K_a \cdot \gamma \cdot h^2}{(H')^2} + \frac{K_a \cdot \gamma \cdot h' \cdot h}{(H')} \right] \text{ (kN)} \quad \text{式 4-⑧}$$

$$y = \frac{h}{3} \left[\frac{h+3h'}{h+2h'} \right] \text{ (m)} \quad y' = \frac{H'}{3} \left[\frac{H'+3h'}{H'+2h'} \right] \text{ (m)} \quad \text{式 4-⑨}$$

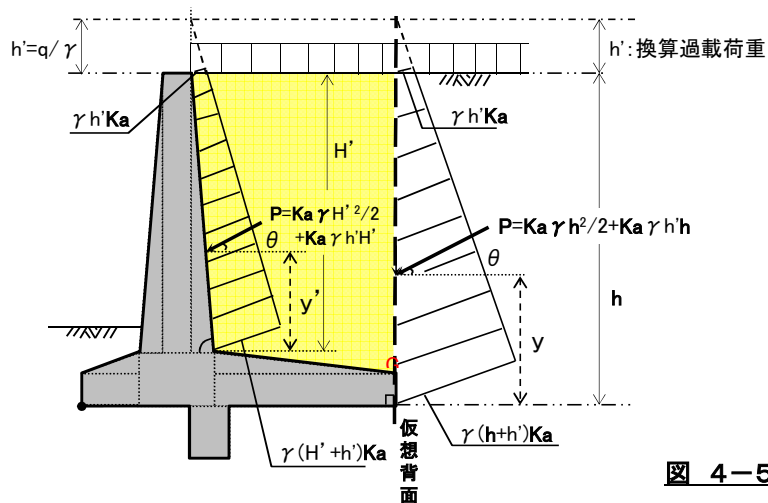


図 4-5

● 4-3(3) <P11> <P13>

試行くさび法は、「宅地防災マニュアルの解説(第二次改訂版)」(平成19年12月5日発行)による。

<宅地防災マニュアルの解説より抜粋>

試行くさび法はクーロン土圧を図解法によって求める方法の一つである。その手順は以下のとおりである。

(1) すべり面の仮定

想定するすべり線は、擁壁全体が滑動する際に一体とみなせる土くさび部分を仮定する。一般の擁壁では、擁壁基礎かかと(背面の下端)から発生する平面すべりとなる。

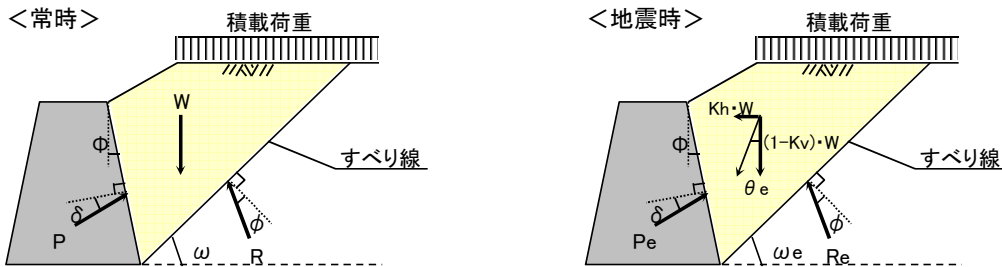
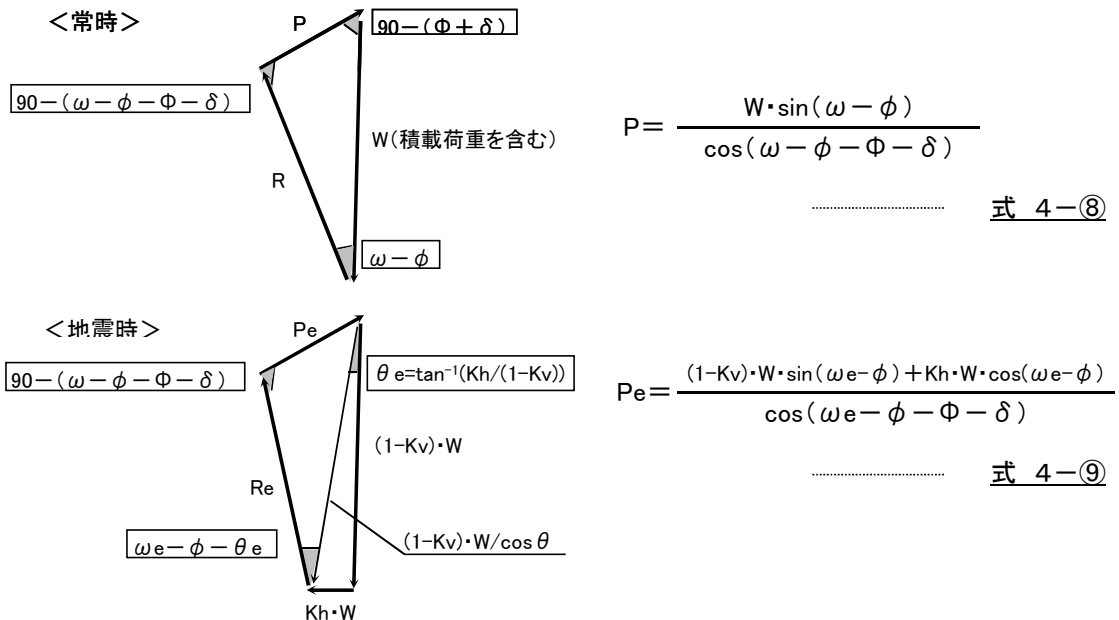


図 4-6 すべり線の仮定

(2) 土くさび及び躯体重量の算出と力の釣り合い

一般には積載荷重を含んだ土くさび重量W(地震時は慣性力 $K_h \cdot W$ 及び $(1-K_v) \cdot W$)、すべり面における地盤からの反力R(地震時 R_e)、擁壁に作用する土圧の反力P(地震時 P_e)が釣り合うという条件から未知のP(地震時 P_e)の大きさを求める。

これ以外の外力が土くさびに作用する場合は、その外力を含めた力の釣り合いを考える。



$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \phi - \delta)} \quad \text{式 4-8}$$

$$P_e = \frac{(1-K_v) \cdot W \cdot \sin(\omega_e - \phi) + K_h \cdot W \cdot \cos(\omega_e - \phi)}{\cos(\omega_e - \phi - \phi - \delta)} \quad \text{式 4-9}$$

(2) すべり面を変化させて土圧Pの最大値を算出する方法

力の釣り合い条件より、Pはすべり面が水平面に対してなす角度 ω (地震時 ω_e)の関数として与えられる。このときに ω (ω_e)を変化させたときに最大のPが、設計時に考慮すべき主動土圧P(地震時 P_e)であるとする。

主動土圧P(P_e)の作用位置は土圧分布の重心位置とする。通常は三角形分布と仮定するので、擁壁下端より分布高さの1/3の点となる。

● 4-3(4.1) <P11>

表4-3の数値を使う場合は次の条件でなければならない。

- a) 壁背面と鉛直面とのなす角(Φ)は±10°以下であること。
- b) 法担ぎの高さが30cm以下であること。

※ この場合、擁壁の縦壁上端を通る水平面より上部の土については、表面載荷重とみなして計算するものとする。

- c) 土圧の算定は、表4-4によること。

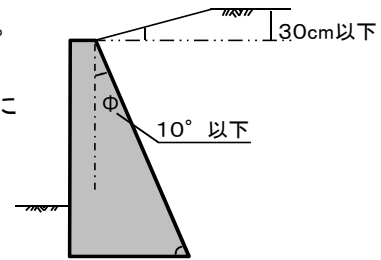


図 4-8

● 4-3(4.2) <P11>

想定される表面載荷重を10kN/m²とした場合、表面載荷重による土圧は次式により求める。

$$P = K_a \times (10-5) \times H \quad (\text{kN}) \quad \dots\dots\dots \text{式 4-10}$$

(h)

● 4-4(1) <P12>

式4-4・式4-5の適用は、次の表4-5による。(試行くさび法にも適用)

形 式	重 力 式	片 持 梁 式	
		安 定 計 算 時	断 面 計 算 時
背 面 土 圧			
作 用 面	壁 背 面	仮 想 背 面	壁 背 面
作 用 点	軀体高さ(H)の 1 / 3	仮想背面高さ(h)の 1 / 3	擁壁縦壁高さ(H')の 1 / 3
仮想背面又は壁背面と土 の壁面摩擦角(δ)	$\leq \frac{1}{2} \phi$	※2参照 $\leq \delta$	$\leq \frac{1}{2} \phi$
作用方向角度(θ)	$90 - \alpha + \delta$	δ	$90 - \alpha + \delta$

表 4-5

● 4-5 <P13>

擁壁の背面の土が、集中豪雨、地下水の流入等による含水量の増大により飽和状態に達すると、単位体積重量の増加、せん断強度の低下等を生じ、浸透性、静水圧等の水圧も加わって、土圧を著しく増加させることになる。

その際、背面土の十分な排水措置を行うことを前提として、設計土圧には通常の場合、水圧を考慮しない。水位を下げる施工方法は下図のようなものがある。

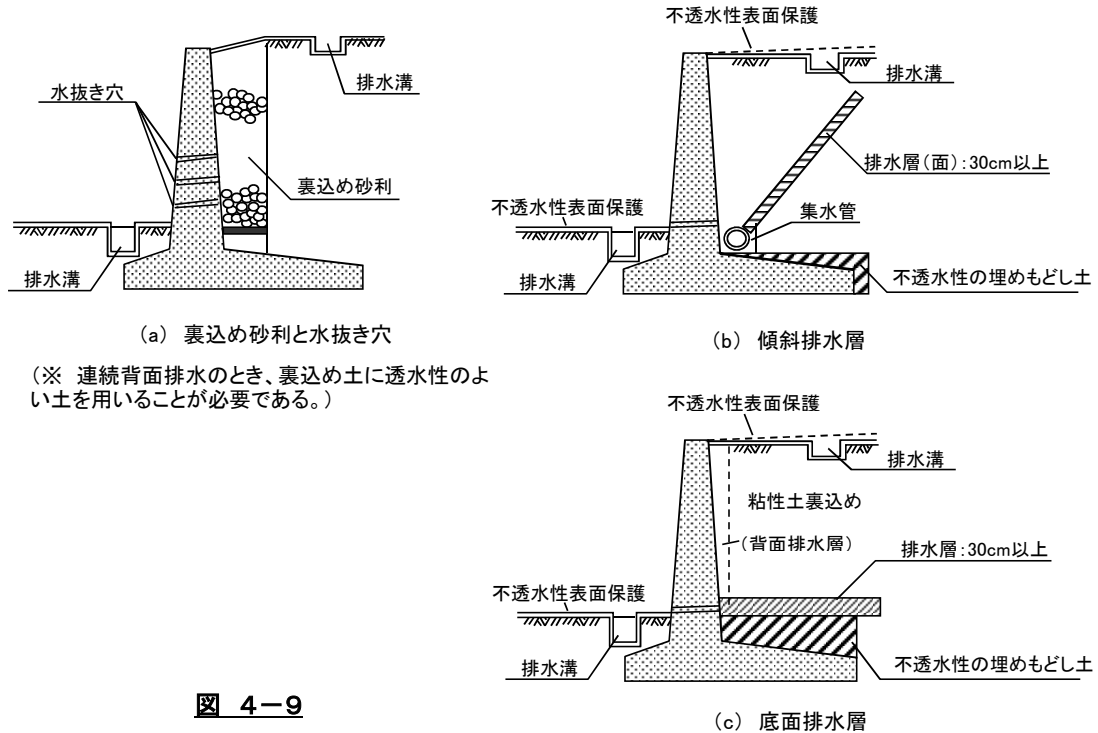


図 4-9

● 4-6 <P13>

地震時の擁壁の安定について検討を行う場合は、考慮しない。

5. 安定計算

擁壁は、土圧等の荷重により転倒、滑動、沈下が生じない形状にするとともに、擁壁各部が破壊されないように設計しなければならない。なお、安全率等は、表5-1による。

	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	長期強度	短期強度	設計基準強度

表 5-1

※ 支持力に関する安全率は、極限支持力に対するものとする。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / 3 && (\text{長期強度}) \\ q_a &= 2 \cdot q_u / 3 && (\text{短期強度}) \end{aligned} \left\{ \begin{array}{l} q_a: \text{地盤の許容応力度 (kN/m}^2\text{)} \\ q_u: \text{地盤の極限支持力 (kN/m}^2\text{)} \end{array} \right.$$

5-1 転倒に対する安定

土圧等による転倒に対して擁壁が常時1.5以上、大地震時で1.0以上の安全率を有するものとする。

(1) 常時の転倒については、式5-①によるものとする。

$$F_s = \frac{M_r}{M} \geq 1.5 \quad \text{..... 式 5-①}$$

ここに、 M_r は安定モーメント、 M は転倒モーメントであり、式5-②、式5-③で与えられる。

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = W \cdot a + P_v \cdot \chi \quad \text{..... 式 5-②} \\ M = P_h \cdot y \quad \text{..... 式 5-③} \end{array} \right.$$

ただし、常時の転倒に対する安定条件として、合力の作用位置が次式を満足すること。

$$d = \frac{MA}{\Sigma V} \geq \frac{l}{3} \quad \text{..... 式 5-④}$$

$$(\text{※ } MA = M_r - M) \quad \text{..... 式 5-⑤}$$

$$\left[\text{注) } e = \frac{l}{2} - d \leq \frac{l}{6} \quad \text{でも構わない。} \right] \quad \text{..... 式 5-⑥}$$

F_s : 安全率

M_r : 擁壁の前端(支点)を中心とする安定モーメント($kN \cdot m$)

M : 擁壁の前端(支点)を中心とする転倒モーメント($kN \cdot m$)

W : 擁壁の自重等の合計(kN) <図5-1の斜線部分>

a : 擁壁の前端(支点)から W の重心までのアーム長(m)

P_v : 土圧の合力の鉛直成分(kN)

χ : 土圧の合力の鉛直成分の前端(支点)から作用位置までの水平距離(m)

P_h : 土圧の合力の水平成分(kN) <水圧を考慮する場合はこれを加算する>

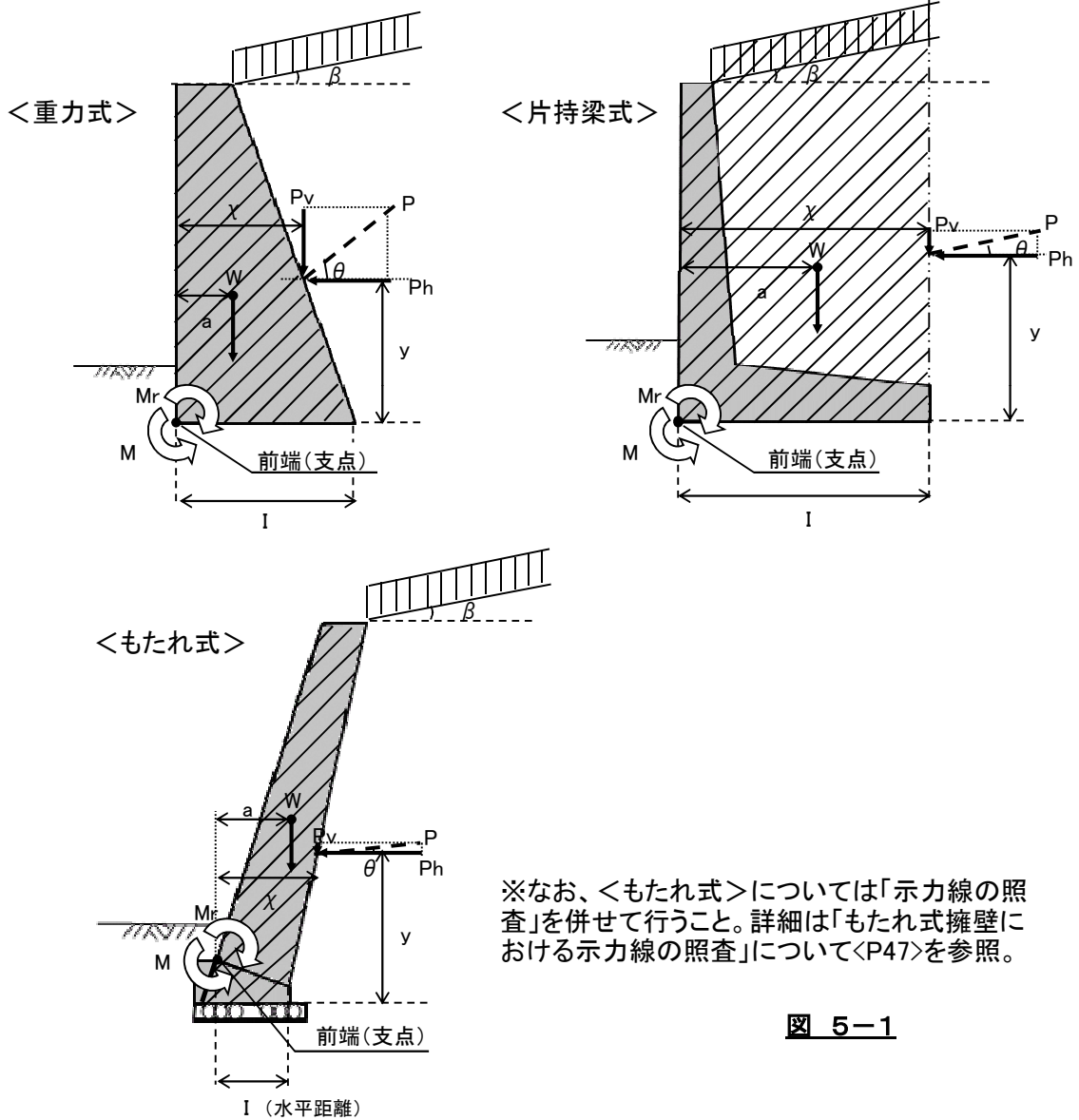
y : 土圧の合力の水平成分の底面から作用位置までの鉛直距離(m)

ΣV : 擁壁の自重等の合計と土圧の合力の鉛直成分の総和(kN)

d : 底版の前端から作用線が底面を切る点(合力の作用点)までの距離(m)

e : 偏心距離(m)

I : 底面幅(m)



(2) 大地震時については、式5-⑦によるものとする。

$$F_s = \frac{M_{re}}{M_e} \geq 1.0 \quad \text{式 5-⑦}$$

ここに、 M_{re} は安定モーメント、 M_e は転倒モーメントであり、<荷重ケース1>「地震時の土圧+常時の擁壁の自重」においては式5-⑧、式5-⑨(それぞれ、 M_{re1} 、 M_{e1} とする)で与えられ、<荷重ケース2>「常時の土圧+擁壁の自重に起因する地震時慣性力」においては式5-⑩、式5-⑪(それぞれ、 M_{re2} 、 M_{e2} とする)で与えられる。

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{re1} = W \cdot a + P_{ve} \cdot \chi \\ M_{e1} = P_{he} \cdot y \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{式 5-⑧} \\ \text{式 5-⑨} \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{re2} = (1 \pm K_v) \cdot W \cdot a + P_v \cdot \chi \\ M_{e2} = K_h \cdot W \cdot b + P_h \cdot y \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{式 5-⑩} \\ \text{式 5-⑪} \end{array}$$

ただし、地震時の転倒に対する安定条件として、合力の作用位置が次式を満足すること。

$$d = \frac{MA_e}{\Sigma V} \geq \frac{1}{6} I \quad \text{式 5-⑫}$$

$$(\text{※ } MA_e = M_{re} - M_e) \quad \text{式 5-⑬}$$

$$\left[\text{注 } e = \frac{I}{2} - d \leq \frac{I}{3} \quad \text{でも構わない。} \right] \quad \text{式 5-⑭}$$

F_s : 安全率

M_{re} : 擁壁の前端(支点)を中心とする地震時の安定モーメント(kN・m)

M_e : 擁壁の前端(支点)を中心とする地震時の転倒モーメント(kN・m)

W : 擁壁の自重等の合計(kN) <図5-2の斜線部分>

a : 擁壁の前端(支点)から W の重心までのアーム長(m)

b : 擁壁底面から W の重心までの鉛直距離(m)

P_{ve} : 地震時土圧の合力の鉛直成分(kN)

χ : 土圧の合力の鉛直成分の前端(支点)から作用位置までの水平距離(m)

P_{he} : 地震時土圧の合力の水平成分(kN) <水圧を考慮する場合はこれを加算する>

y : 土圧の合力の水平成分の底面から作用位置までの鉛直距離(m)

ΣV : 擁壁の自重等の合計と土圧の合力の鉛直成分の総和(kN)

d : 底版の前端から作用線が底面を切る点(合力の作用点)までの距離(m)

e : 偏心距離(m)

I : 底面幅(m)

5-2 基礎地盤に対する安定

土圧等によって擁壁の基礎底面に生じる接地圧が基礎地盤の許容応力度を超えず、擁壁が沈下しないものとする。

(1) 基礎底面に生じる接地圧は、式5-⑮又は式5-⑯式によるものとする。※(解説)5-2(1)<P26>

- 接地圧が台形分布の場合

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{l} \left(1 + \frac{6e}{l} \right) \leq q_a \quad \text{式 5-⑮}$$

- 接地圧が三角形分布の場合

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d} \leq q_a \quad \text{式 5-⑯}$$

q_{\max} : 基礎底面に生じる最大接地圧 (kN/m^2)

$\sum V$: 擁壁の自重等の合計と土圧の合力の鉛直成分の総和 (kN)

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m^2)

e : 偏心距離 (m)

l : 基礎底版幅 (m)

(2) 地盤の許容応力度は、適切な調査及び試験により、定めるものとする。※(解説)5-2(2)<P27~P30>

(3) 基礎地盤に生じる接地圧が地盤の許容応力度を超える場合は、くい工法又は地盤改良に依らなければならない。どちらの場合も、土質調査に基づき、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」、日本建築センター「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」によるなど、合理的な方法により設計を行うものとする。 ※(解説)5-2(3)<P31>

5-3 滑動に対する安定

擁壁への土圧等の水平力による滑動に対して、常時1.5以上、大地震時1.0以上の安全率を有するものとする。ただし、擁壁前面の受働土圧は、原則として考慮しない。

※(解説)5-3<P32>

$$F_s = \frac{H_r}{\Sigma H} \geq 1.5 \quad \text{式 5-17}$$

F_s : 滑動に対する安全率 H_r : 滑動に対する抵抗力(kN/m)
 ΣH : 水平力の総和(kN/m)

(1) 力学試験結果による場合 ※(解説)5-3(1.1)<P32>

$$H_r = C_B \cdot B_c + \Sigma V \cdot \mu \leq \alpha \cdot \Sigma V \quad \text{式 5-18}$$

ΣV : 鉛直力の総和(kN/m) μ : 摩擦係数($\tan \phi_B$)
 C_B : 基礎底面と土の粘着力 B_c : 有効底版幅
 ϕ_B : 基礎底面と土の摩擦角 α : 定数(土質により表5-3に掲げる数値)

※ ただし、土質は「砂質土」か「粘土質」のどちらか一方に限定するものとする。

※(解説)5-3(1.2)<P32>

土 質	α
岩 盤	0.7
岩屑、砂利または砂、砂質土	0.6
シルト、粘土またはそれらを多量に含む土	0.5

表 5-3

(2) 力学試験結果によらない場合 ※(解説)5-3(2)<P32>

$$H_r = \Sigma V \cdot \mu \quad \text{式 5-19}$$

摩擦係数は次表の数値とすることができる。

種別の決定については、図4-7の三角座標(P14)を使用するものとする。

ただし、本市においては原則として1種は採用しない。

土 質	摩擦係数	種別
岩、岩屑、砂利または砂	0.5	1種
砂質土	0.4	2種
シルト、粘土また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または砂に置き換えた場合に限る。)	0.3	3種

表 5-4

(3) 土質試料のない場合

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または砂に置き換えた場合に限る。

$$H_r = 0.3 \cdot \Sigma V \quad \text{式 5-20}$$

(4) 突起を設ける場合は、常時の安全率は、突起のない状態でも原則として1.0以上確保するものとし、この場合は粘着力による抵抗力は考慮できない。 ※(解説)5-3(4)<P33>

a) 突起の高さは、基礎底版幅の10～15%の範囲内とする。

b) 突起の位置は、基礎底版の中央部 1/3 の範囲内とする。

(5) 擁壁の根入れ深さは、地上高さの15%を標準とし、かつ35cm以上とすること。

※(解説)5-3(5)<P34>

(6) 斜面上に擁壁を設置する場合は、十分な調査結果に基づき安全性を確認すること。

5-4 構造体各部の安全

土圧等によって擁壁各部に生じる応力度が、擁壁の材料である鋼材及びコンクリートの許容応力度を超えず、擁壁が破壊されないものとする。

(1) 擁壁各部の応力計算は次の考え方によるものとする。

a) 片持梁式は、擁壁及び底版を片持スラブとみなす。

b) 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。

c) 重力式は、躯体断面に引張力が生じないこととする。

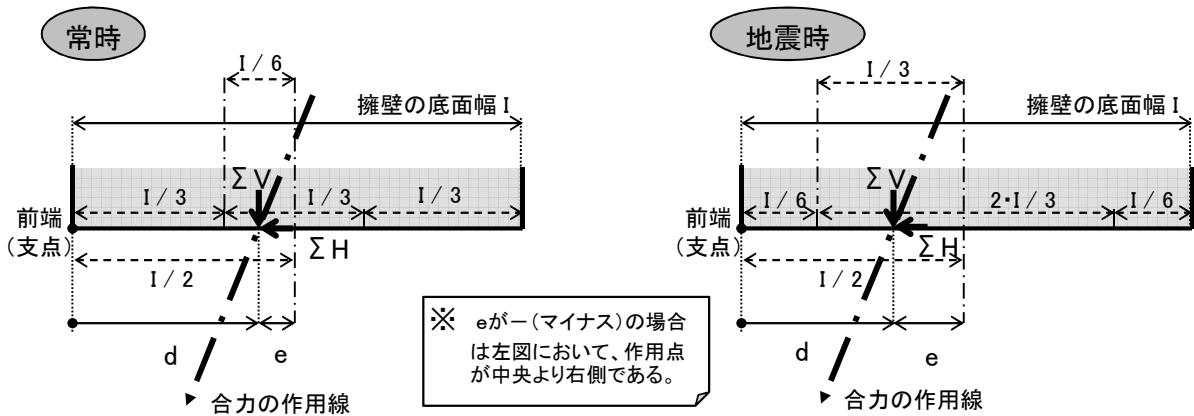
(2) 各部材の許容応力度は、建築基準法施行令第90条、同第91条及び同第94条に定められた数値とする。

※(解説)5-4(2)<P35～P37>

(3) 上記による以外は、鉄筋コンクリート構造計算規準(日本建築学会)による。

(解 説)

● 5-1(1) <P19><P21>



※ 常時の場合、dは「中央の $I/3$ 」の範囲にあれば良い。

※ 地震時の場合、dは「中央の $2 \cdot I/3$ 」の範囲にあれば良い。

図 5-3

● 5-2(1) <P23>

接地圧の分布が台形の場合は $X_n \geq I$ であるので、 $e \leq I/6$ となる。したがって、 q_{max} は式5-15となる。

また、三角形分布の場合は $X_n < I$ であるので、 $I/6 < e \leq I/3$ となる。このとき X_n は式5-16となる。

$$X_n = 3 \left(\frac{I}{2} - e \right) = 3 \cdot d \quad \text{式 5-21}$$

・台形分布の場合 ($X_n \geq I$)

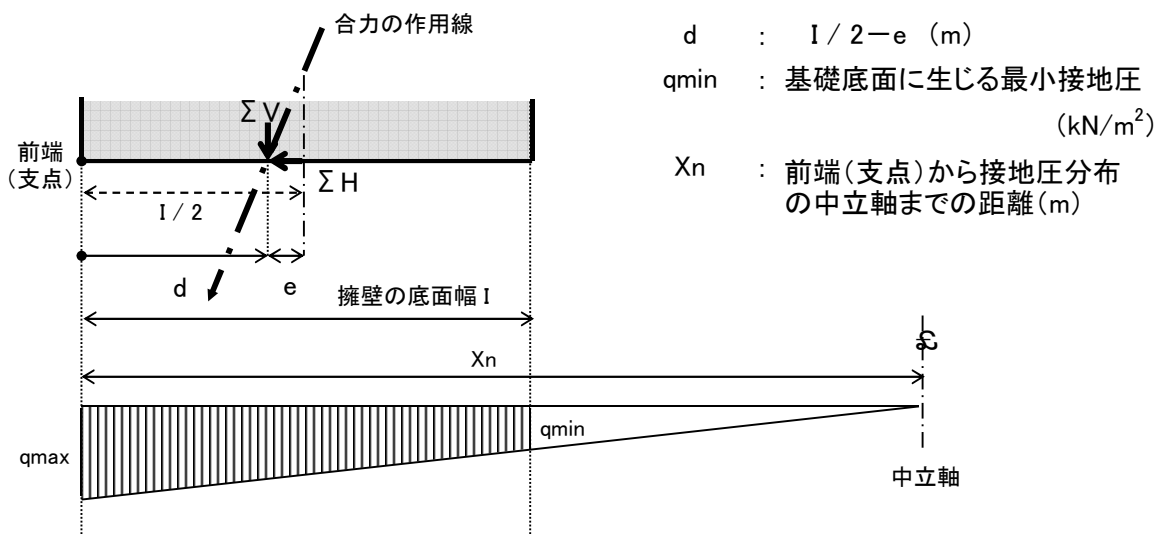
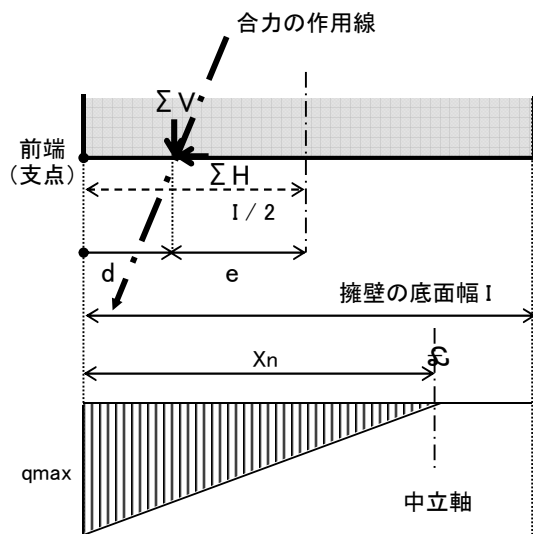


図 5-4

・三角形分布の場合 ($X_n < I$)



d : $I/2 - e$ (m)
 X_n : 前端(支点)から接地圧分布の中立軸までの距離(m)

図 5-5

● 5-2(2) <P23>

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。(建築基準法に基づく国土交通省告示H13第1113号)

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

◎ 地盤の許容応力度の求め方

地盤の許容応力度を定める方法は、次の表の(1)項、(2)項又は(3)項に掲げる式によるものとする。ただし、地震時に液状化するおそれのある地盤の場合又は(3)項に掲げる式を用いる場合において、基礎の底部から下方2m以内の距離にある地盤にスウェーデン式サウンディングの荷重が1kN以下で自沈する層が存在する場合若しくは基礎の底部から下方2mを超え5m以内の距離にある地盤にスウェーデン式サウンディングの荷重が500N以下で自沈する層が存在する場合にあっては、建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない。

	長期に生じる力に対する地盤の許容応力度を定める場合	短期に生じる力に対する地盤の許容応力度を定める場合
(1) ※3参照	$q_a = \frac{1}{3} (i_c \alpha C N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B \eta N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$	$q_a = \frac{2}{3} (i_c \alpha C N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B \eta N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$
(2)	$q_a = q_t + \frac{1}{3} N' \gamma_2 D_f$	$q_a = 2q_t + \frac{1}{3} N' \gamma_2 D_f$
(3)	$q_a = 30 + 0.6 N_{sw}$	$q_a = 60 + 1.2 N_{sw}$

この表において、 q_a 、 i_c 、 i_γ 、 α 、 β 、 C 、 B 、 N_c 、 N_γ 、 N_q 、 γ_1 、 γ_2 、 D_f 、 q_t 、 N' 及び N_{sw} は、それぞれ次数値を表すものとする。

q_a : 地盤の許容応力度 (単位 kN/m^2)

i_c 、 i_γ 及び 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の式によって計算した数値

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

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

これらの式において、 θ 及び ϕ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

θ : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (θ が ϕ を超える場合は、 ϕ とする。)(単位 度)

ϕ : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (単位 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

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

この表において、 B 及び L は、それぞれの基礎荷重面の短辺又は短径及び長辺又は長径の長さ (単位 m) を表すものとする。

C: 基礎荷重下にある地盤の粘着力(単位 kN/m^2)

B: 基礎荷重面の短辺又は短径(単位 m)

[※接地圧の分布形状により、Bの値を小さくともとする。]

η : 基礎の寸法効果による補正係数 $\eta = (B/B_0)^{-1/3}$ ($B_0 = 1\text{m}$) ※4参照

N_c, N_γ 及び 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

内部摩擦角 支持力係数	0	5	10	15	20	25	28	32	36	40度以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11	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_γ 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。 ※5参照

※6参照

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(単位 kN/m^3)

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
(単位 kN/m^3)

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(単位 m)

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 (単位 kN/m^2)

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

地盤の種類 係数	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

N_{sw} : 基礎の底部から下方2m以内の距離にある地盤のスウェーデン式サウンディングにおける1mあたりの半回転数(150を超える場合は150とする。)の平均値(単位 回)

なお、地盤の強度定数(C、 ϕ)を求める標準的な方法は次のとおりである。

a) 基礎荷重面下の土の内部摩擦角 ϕ を推定する方法(砂質土の場合)

$$\phi = (20N)^{0.5} + 15 \quad (\text{単位 度}) \quad \langle N: N\text{値} \rangle \quad \text{式 5-22}$$

この場合、基礎底面下の土の粘着力は $C=0$ とする。

ただし、実際の内部摩擦角は式5-22 値に対して、ほぼ $\pm 8^\circ$ 範囲内にあるとされるので、安全性を考慮して決定する。

b) 基礎荷重面下の土の粘着力Cを推定する方法(粘土質の場合)

$$C = qu / 2 \quad (\text{単位 } \text{kN/m}^2) \quad \text{式 5-23}$$

qu : 基礎底面下の土の一軸圧縮強さ (kN/m^2)

$$\langle \text{参考} \rangle \quad qu = 12.5N \quad \langle N: N\text{値} \rangle \quad \text{式 5-24}$$

この場合、基礎底面下の土の内部摩擦角は $\phi_B = 0$ とする。

※3 枚方市における(1)項式の考え方……

① 傾斜及び偏心を考慮する。

傾斜角 θ (度) 及び偏心距離 e (m) は次式による。

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\Sigma H}{\Sigma V} \right]$$

$$e = \frac{I}{2} - d$$

$$d = \frac{MA}{\Sigma V} \text{ 又は } \frac{MAe}{\Sigma V}$$

$$MA = Mr - M$$

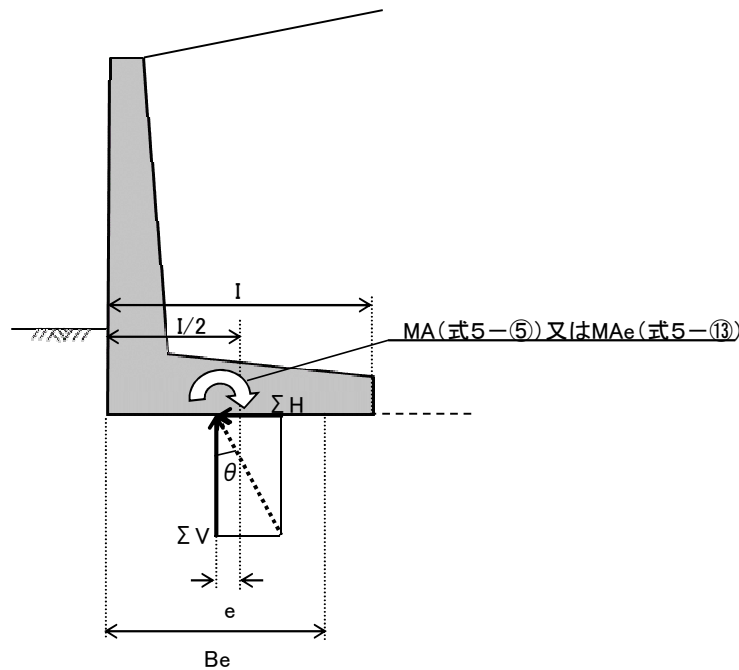
$$MAe = Mre - Me$$

ここに、
 ΣV : 擁壁の自重等の合計と土圧の合力の鉛直成分の総和 (kN)
 ΣH : 擁壁の自重等に起因する地震時慣性水平力の合計と土圧の合力の水平成分の総和 (kN)
 I : 底面幅 (m)
 Mr, Mre : 擁壁の前端(支点)を中心とする安定モーメント (kN・m)
 M, Me : 擁壁の前端(支点)を中心とする転倒モーメント (kN・m)

② 基礎荷重面の短辺又は短径(B)は有効基礎幅 Be とする。

Be は次式による。

$$Be = I - 2e \quad Be: \text{有効基礎幅 (m)}$$



③ 基礎荷重面の形状は「連続」とする。

よって、 $\alpha = 1.0$ 及び $\beta = 0.5$ とする。

※4

④ 基礎の寸法効果による補正係数 η は採用しない。

以上を整理した算出式を以下に示す。

<長期>	$qa = \frac{1}{3} (i_c C N_c + i_\gamma \gamma_1 B e N_\gamma / 2 + i_q \gamma_2 D_f N_q) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
<短期>	$qa = \frac{2}{3} (i_c C N_c + i_\gamma \gamma_1 B e N_\gamma / 2 + i_q \gamma_2 D_f N_q) \text{ (kN/m}^2\text{)}$

※5

支持力係数(N_c , N_γ , N_q)は、以下の公式を用いて求めることができる。

<ul style="list-style-type: none">・ $N_c = (N_q - 1) * \cot \phi$・ $N_\gamma = (N_q - 1) * \tan (1.4 * \phi)$・ $N_q = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) * \exp(\pi * \tan \phi)$

< ϕ : 内部摩擦角(単位 度)>

※6

水中単位体積重量は地下水の状況等により、通常値から $9.8(\text{kN}/\text{m}^3)$ を差し引く。

● 5-2(3) <P23>

1) 地盤改良による場合は、事前調査を十分に行い、その結果に基づき、下記のa)～g)の事項を含む施工計画書を作成し、設計を行う。

- a) 土質調査資料
- b) 改良目標値
- c) 施行方法
- d) 管理方法
- e) 工程表
- f) 効果の確認方法
- g) その他必要な事項

2) 杭基礎に作用する鉛直荷重及び水平荷重はいずれも杭のみで支持させるものとし、設計にあたっては、下記の関係法令等を参考とすること。

- ① 宅地造成等規制法施行令第7条第3項第2号
- ② 建築基準法施行令第93条
- ③ 国土交通省告示第1113号 (平成13年7月2日)
- ④ 負の摩擦角を考慮した杭設計指針について (昭和50年 住指発第2号)
- ⑤ 「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」の取扱いについて
(昭和59年 住指発第324号)
- ⑥ くい材の許容応力度等の取扱いについて (昭和59年 住指発第392号)
- ⑦ 建築基礎構造設計指針 (日本建築学会)
- ⑧ 地震力に対する建築物の基礎の設計指針 (日本建築センター)

● 5-3 <P24>

擁壁前面の受働土圧については、原則として考慮しないが、下記のいずれにも該当する場合は、考慮できるものとする。

- ① 十分な根入れ深さを確保すること。
- ② 擁壁前面の地盤を十分締め固めること。
- ③ 擁壁前面の地盤が、土地利用からみて、永久的に掘削等による攪乱の恐れがない場所であること。

● 5-3(1. 1) <P24>

式5-⑩に用いる内部摩擦角(ϕ_B)及び土の粘着力(C_B)は、三軸圧縮試験(U.U.)又は一面せん断試験により求められた場合とし、下記による。

- ① 基礎底面下の地盤が不飽和土であること。
- ② 常時の場合 $\phi_B = \phi$, $C_B = (2/3) \cdot C$
地震時の場合 $\phi_B = \phi$, $C_B = (1/3) \cdot C$ } C: 三軸圧縮試験又は一面せん断試験により求められた粘着力
- ③ 滑動に対する抵抗力は、 $\alpha \cdot \Sigma V$ を上限とする。
- ④ 擁壁底版が場所打ちコンクリートでない場合は $\phi_B = (2/3) \cdot \phi$ とする。

● 5-3(1. 2) <P24>

式5-⑩は「砂質土」「粘土質」に応じて以下の式となる。

「砂質土」: $H_r = \Sigma V \cdot \mu$

「粘土質」: $H_r = C_B \cdot B_c$

● 5-3(2) <P24>

力学試験によらず土質により判断する場合は、粘着力を考慮しない式5-⑨による。(土質及び状態により、地盤が良好であれば、「力学試験結果による場合」のほうが通常経済設計ができる。)

粘土質地盤の場合、砂利、砂、と置き換える場合は支持力を低下させることがあるので排水等を十分留意し、施工すること。

三角座標(P13)における粒度分布が砂質土で標準貫入試験により内部摩擦角を推定し、摩擦係数を算出する場合は下記による。

$$\phi = (20N)^{0.5} + 15 \quad (\text{単位 度}) \quad <N: N\text{値}>$$

$$\phi_B = (2/3) \phi$$

$$\mu = \tan \phi_B$$

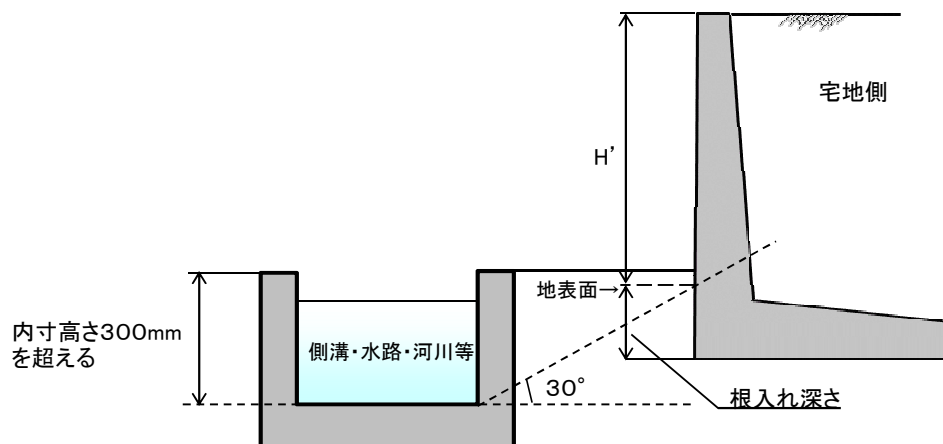
実際の内部摩擦角は上式の値に対してばらつきがあるので、安全性を考慮して推定式の運用は土圧及び支持力の算定についても使うこととしているが、本項については、 μ の評価が文献により $2/3 \tan \phi$ 、あるいは $\tan \phi$ と分かれており、最近の建築基礎構造設計などに見受けられるように $\mu = \tan \phi$ がすう勢となってきたが、推定式が安易に使われることになる。

本指針では、地盤伝達がはっきりしており使うN値が明確であることから、すべりに関してのみ $\phi_B = (2/3) \phi$ とした。

なお、上式により算定する摩擦係数は $\mu = 0.6$ を超えないものとする。

● 5-3(5) <P25>

内寸高さが300mmを越える側溝・水路・河川等沿いの擁壁の設置について



- ① 側溝・水路・河川等の底を地表面とみなす。ただし、側溝等から離れて擁壁が設置される場合は、上図により地表面を設定することができる。
- ② 高さ H' が1mを超える場合は、構造・安定計算が必要になる。
- ③ 本市雨水計画断面が施行済の水路・河川等など、各管理者との協議が成立した場合は、この限りではない。

● 5-4(2) <P25>

①-1 鋼材の許容応力度の基準強度は次表の数値とする。

<建築基準法施行令第90条:鋼材等の許容応力度は、次の表1又は表2の数値によらなければならない。>

鋼材の許容応力度の基準(建築基準法施行令第90条表2より)

許容応力度 種類		長期に生じる力に対する許容応力度 (N/mm ²)			短期に生じる力に対する許容応力度 (N/mm ²)		
		圧縮	せん断補強 以外に用い る場合	せん断補強 に用いる場 合	圧縮	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		$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が155を 超える場 合は155)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が155を 超える場 合は155)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が195を 超える場 合は195)	F	F	F (当該数値 が295を 超える場 合は295)
異 形 鉄 筋	径28mm 以下のもの	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が215を 超える場 合は215)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が215を 超える場 合は215)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が195を 超える場 合は195)	F	F	F (当該数値 が390を 超える場 合は390)
	径28mm を越えるも の	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が195を 超える場 合は195)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が195を 超える場 合は195)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値 が195を 超える場 合は195)	F	F	F (当該数値 が390を 超える場 合は390)
鉄線の径が4mm 以上の溶接金網		—	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	—	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、鋼材等の種類及び品質に応じて国土交通省大臣が定める基準強度(単位 N/mm²)を表すものとする。

①-2 鋼材等の許容応力度

前表により求められた鉄筋の許容応力度は下表の数値とする。

鋼材等の許容応力度(N/mm²)

種類	長 期		短 期	
	引張及び圧縮	せん断補強に用いる場合の引張	引張及び圧縮	せん断補強に用いる場合の引張
SR235 , SRR235	155	155	235	235
SR295	155	195	295	295
SDR235	155	155	235	235
SD295A , SD295B	195	195	295	295
SD345	215 (※195)	195	345	345
SD390	215 (※195)	195	390	390
溶 接 金 網	(引張)196	196	—	295

(※ 径28mmを超えるもの。)

② コンクリートの許容応力度

<建築基準法施行令第91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、国土交通省大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別の数値を定めた場合は、当該数値によることができる。>

<F_c : コンクリートの設計基準強度>

長期に生じる力に対する許容応力度(単位 N/mm ²)				短期に生じる力に対する許容応力度(単位 N/mm ²)			
圧縮	引張	せん断	付 着	圧縮	引張	せん断	付着
F _c 3	F _c =21N/mm ² 以下 の場合は、 $\frac{F_c}{30}$	F _c =21N/mm ² 超の 場合は、 $0.49 + \frac{F_c}{100}$	F _c =22.5N/mm ² 以下の場合で、 梁上端に使用する場合は、 F _c /15 梁上端以外に使用する場合は、 F _c /10	長期に生じる力に対する圧縮、引張、せん断、又は付着の許容応力度それぞれの数値の2倍			
	F _c =22.5N/mm ² 超の場合で、 梁上端に使用する場合は、 0.9+2・F _c /75 梁上端以外に使用する場合は、 1.35+F _c /25 (丸鋼) 0.7 (軽量骨材を使用するものにあたっては、0.6)						

<建築基準法施行令第91条第2項:特定行政庁がその地方の気候、骨材の性状等に応じて規則で設計基準強度の上限の数値を定めた場合において、設計基準強度が、その数値を超えるときは、前項の表の適用に関しては、その数値を設計基準強度とする。>

※ コンクリート及び鉄筋の材料については、建築基準法第37条に規定されたものとする。

③ 許容付着応力度は下表によることができる。

	長 期		短 期
	上 ば 筋	その他の鉄筋	
丸鋼	$\frac{4}{100} F_c$ かつ 0.9以下	$\frac{6}{100} F_c$ かつ 1.35以下	長期に対する 値の1.5倍
異形 鉄筋	$\frac{1}{15} F_c$ かつ $0.9 + \frac{2}{75} F_c$ 以下	$\frac{1}{10} F_c$ かつ $1.35 + \frac{1}{25} F_c$ 以下	

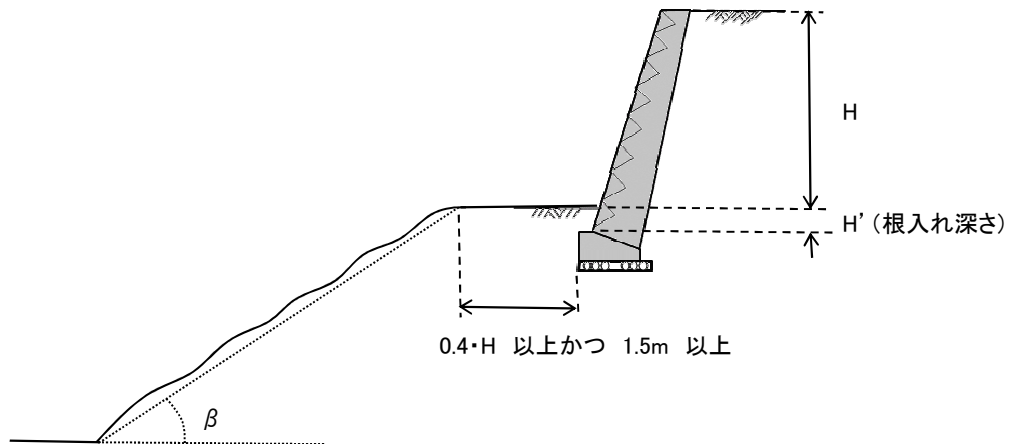
- <注> (1) 上ば筋とは、曲げ材にあって、その鉄筋の下に30cm以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。
- (2) F_c は、コンクリートの設計基準強度(N/mm²)を表す。
- (3) 異形鉄筋で、その鉄筋までのコンクリートかぶりの厚さが鉄筋の径の1.5倍未満の場合には、その鉄筋の許容付着応力度は、この表の値に、「かぶり厚さ/鉄筋径の1.5倍」を乗じた値とする。
- (4) 断面が円形でない鉄筋については、付着の状況に応じて許容付着応力度は適当に修正する。

<建築基準法施行令第94条:第89条から前条までに定められるもののほか、構造耐力上主要な部分の材料の長期に生じる力に対する許容応力度及び短期に生じる力に対する許容応力度は、材料の種類及び品質に応じ、国土交通大臣が建築物の安全を確保するために必要なものとして定める数値によらなければならない。>

「斜面上に擁壁を設置する場合の取扱い」について

◎ 斜面上に擁壁を設置する場合の取扱いについて

斜面上に擁壁を設置する場合は、下図による。



β : 仮想崖面の角度(崖面に応じて、下記の値を採用)

崖面の背面土質	角度(β)
軟岩(風化の著しいものを除く)	60°
風化の著しい岩	40°
砂利、真砂土、関東ローム、硬質粘土その他これらに類するもの	35°
盛土等	30°

※ 擁壁の根入れ深さ(H')について

◇ 練積み擁壁の場合

土質の種類	根入れ深さ(H')
第一、二種	35cm以上 かつ $0.15 \cdot H$ 以上
第三種	45cm以上 かつ $0.20 \cdot H$ 以上

◇ 鉄筋コンクリート擁壁及び無筋コンクリート擁壁の場合

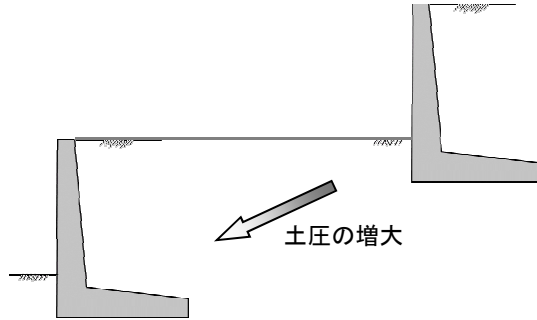
$H' =$ 35cm以上 かつ $0.15 \cdot H$ 以上

「二段擁壁の取扱い」について

I. 基本事項

1. 定義

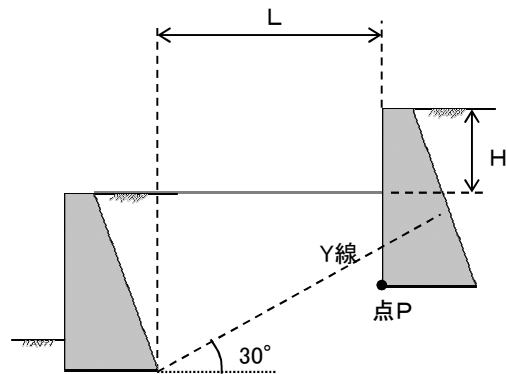
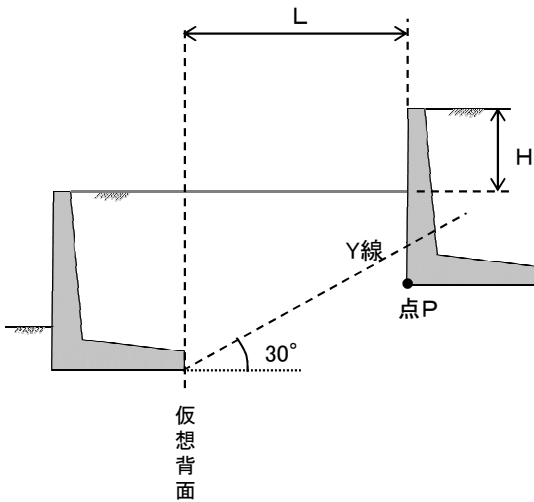
「二段擁壁」とは、下段擁壁に、上段擁壁の影響（下段擁壁に作用する土圧の増大）が及ぶと考えられる位置関係にある2つの擁壁を指す。



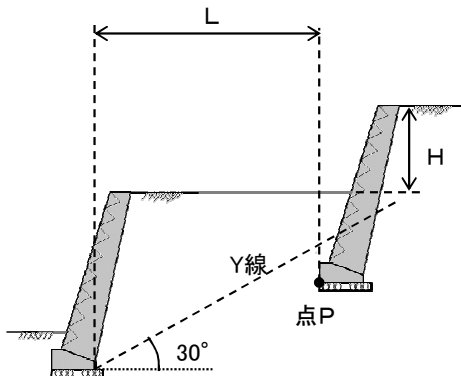
2. 個別基準（二段擁壁と見なさず、各々単体での構造設計が可能な場合の位置関係）

(1) 下段がL型擁壁等

(2) 下段が重力式擁壁



(3) 下段がもたれ式（練積みも含む）擁壁



図において、「上段擁壁のつま先（点P）、Y線（破線）より下側に位置している。」場合は「二段擁壁」とは見なさない。（ただし、Lの距離を、 $0.4 \cdot H$ 以上かつ 1.5m 以上確保すること。）

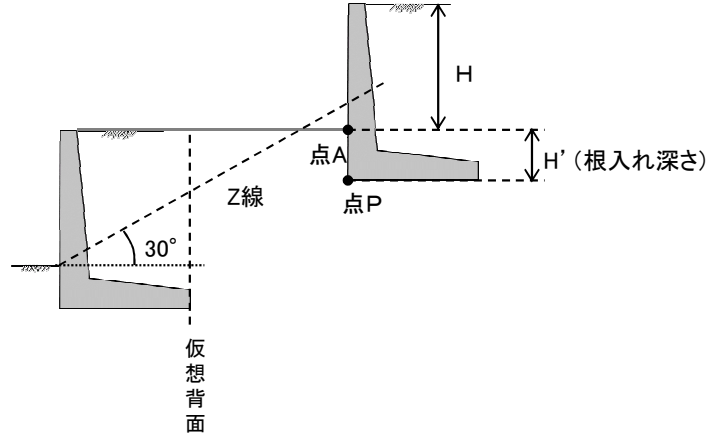
3. 本基準の適用について

二段擁壁の取扱いについては、II以下に示すとおりとするが、特別な調査・研究等に基づき、十分安全性が確認されたものについては、適用外とする。

Ⅱ. 二段擁壁の取扱い

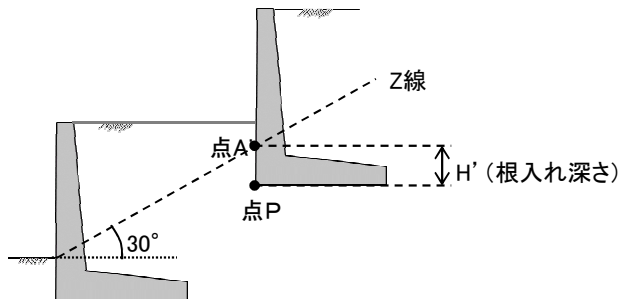
1. 下段がL型擁壁(半重力式擁壁含む)等

(1) 下図において、上段擁壁のつま先(点P)が、Z線より下側に位置している場合



次の各号を満足すること。

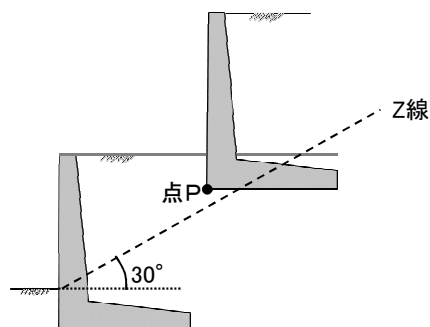
- ① 下段擁壁の安定・断面の検討を行う際に、上段擁壁の影響を考慮した上で、下段擁壁の安全性が確保されていること。
- ② 上段擁壁の根入れ深さ(H')が、 $0.15 \cdot H$ 以上かつ 35cm 以上確保されていること。
(前図において、点Aを上段擁壁の前面地表面レベルとする。)



左図の様な場合は、点A'を上段擁壁の前面地表面レベルとし、根入れ深さ(H')を確保すること。(以下同様とする。)

- ③ 上段擁壁の点Pが、仮想背面の内側に位置しないこと。

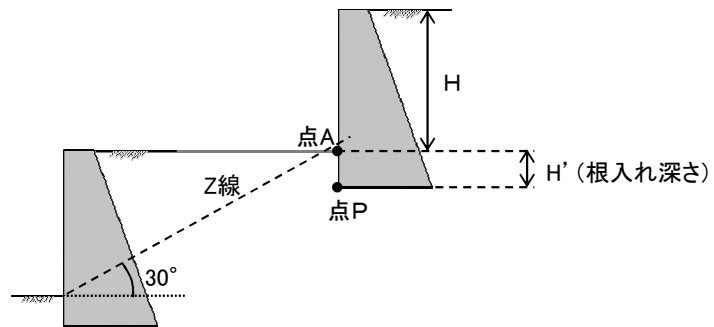
(2) 下図のように、上段擁壁のつま先(点P)が、Z線より上側に位置している場合



認めない。

2. 下段が重力式及びもたれ式擁壁

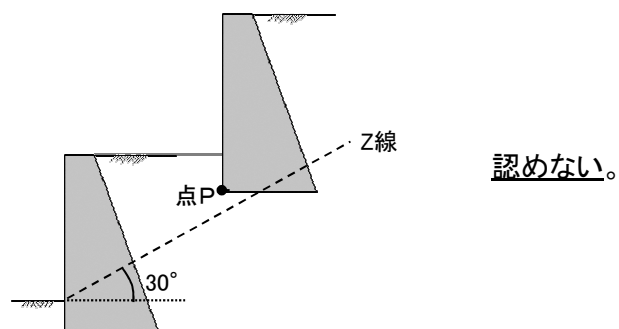
(1) 下図において、上段擁壁のつま先(点P)が、Z線より下側に位置している場合



次の各号を満足すること。

- ① 下段擁壁の安定・断面の検討を行う際に、上段擁壁の影響を考慮した上で、下段擁壁の安全性が確保されていること。
- ② 上段擁壁の根入れ深さ(H')が、 $0.15 \cdot H$ 以上かつ 35cm 以上確保されていること。
(前図において、点Aを上段擁壁の前面地表面レベルとする。)

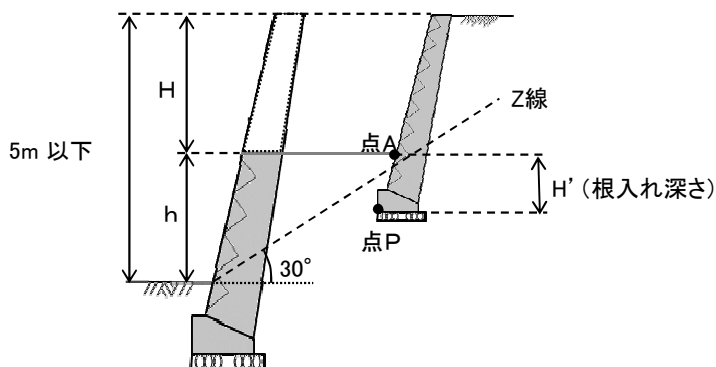
(2) 下図のように、上段擁壁のつま先(点P)が、Z線より上側に位置している場合



3. 下段が練積み擁壁

※ 練積み擁壁については、L型擁壁や重力式擁壁と異なり、構造計算による安全性のチェックができず、宅地造成等規制法により、土質及び形状寸法等に応じた基準断面形状が定められていることから、下記のように取り扱う。

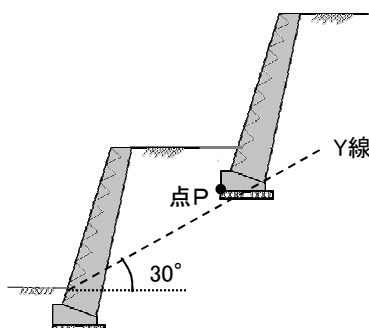
(1) 下図において、上段擁壁のつま先(点P)が、Z線より下側に位置している場合



次の各号を満足すること。

- ① 下段擁壁が、土質及び高さ($H+h$ ただし、5m以下とする。)に応じた宅地造成等規制法による基準断面形状に適合し、高さ h で頭切りした断面形状となっていること。
- ② 上段擁壁の根入れ深さ(H')が、宅地造成等規制法で定められている基準どおり確保されていること。

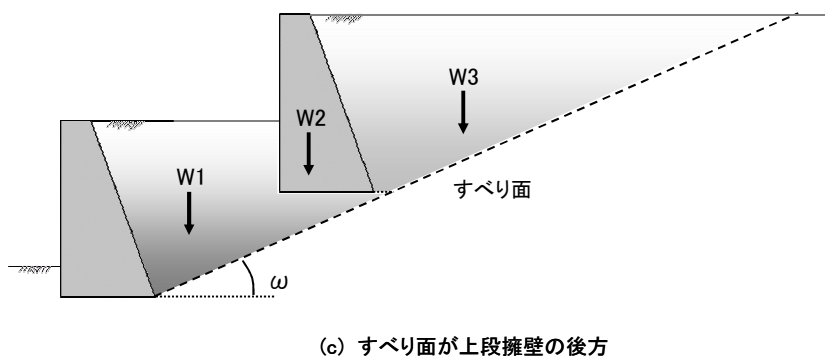
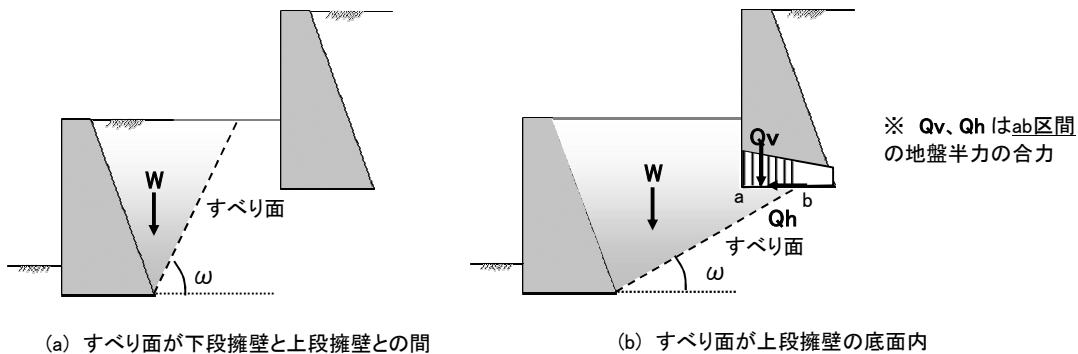
(2) 下図のように、上段擁壁のつま先(点P)が、Z線より上側に位置している場合



認めない。

◎ 上段擁壁の影響を考慮した下段擁壁の設計方法の一例（試行さび法）

試行さび法を用いて下段擁壁に作用する土圧を求める際、上段擁壁の影響は下図(a)(b)(c)のようにすべり面の角度に応じて変化する。



～ 種々の状況に応じた土圧Pの算定方法の考え方 ～

- (a) すべり面が下段擁壁と上段擁壁との間の場合
通常どおりの土塊の極限平衡条件から土圧Pを求める。
- (b) すべり面が上段擁壁の底面内
土塊の重量Wのほかに、上段擁壁底面の地盤反力 Q_v 、 Q_h を考慮し土圧Pを求める。

$$P = \frac{\sin(\omega - \phi - \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \cdot \cos \theta} (W + Q_v)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{Q_h}{W + Q_v}$$

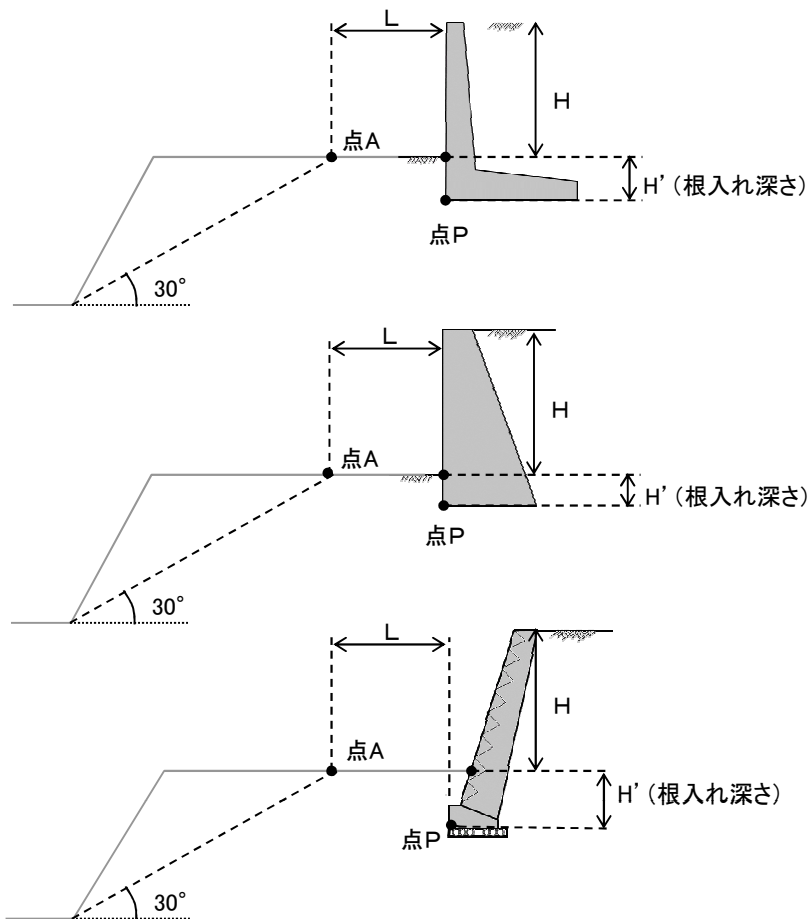
ω : すべり面と水平線とのなす角
 ϕ : 内部摩擦角
 δ : 壁面摩擦角
 α : 壁背面と鉛直面とのなす角

- (c) すべり面が上段擁壁の後方
土塊の重量 $W = W_1 + W_2 + W_3$ として、極限平衡条件から土圧Pを求める。

※ こちらによって、求めた最大値が擁壁設計に使用する土圧Pとなる。

Ⅲ. 上段擁壁を新設する場合で、既設の下段擁壁の構造が不明な場合の取扱い

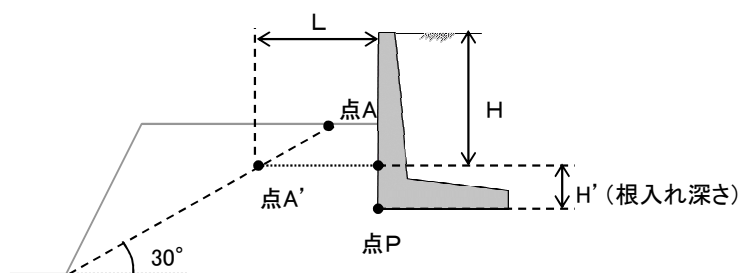
既設の下段擁壁の構造が不明であり、調査することが極めて困難であると判断され、かつ、下記の各条件を全て満足する場合は、上段擁壁の設置を可とする。



- ① 上図の点Aを、上段擁壁の前面地表面と見なした場合に、上段擁壁の根入れ深さ H' が基準どおり確保されていること。
- ② 上図の L (点Aから点Pまでの水平距離) が、 $0.4 \cdot H$ 以上かつ 1.5m 以上確保されていること。

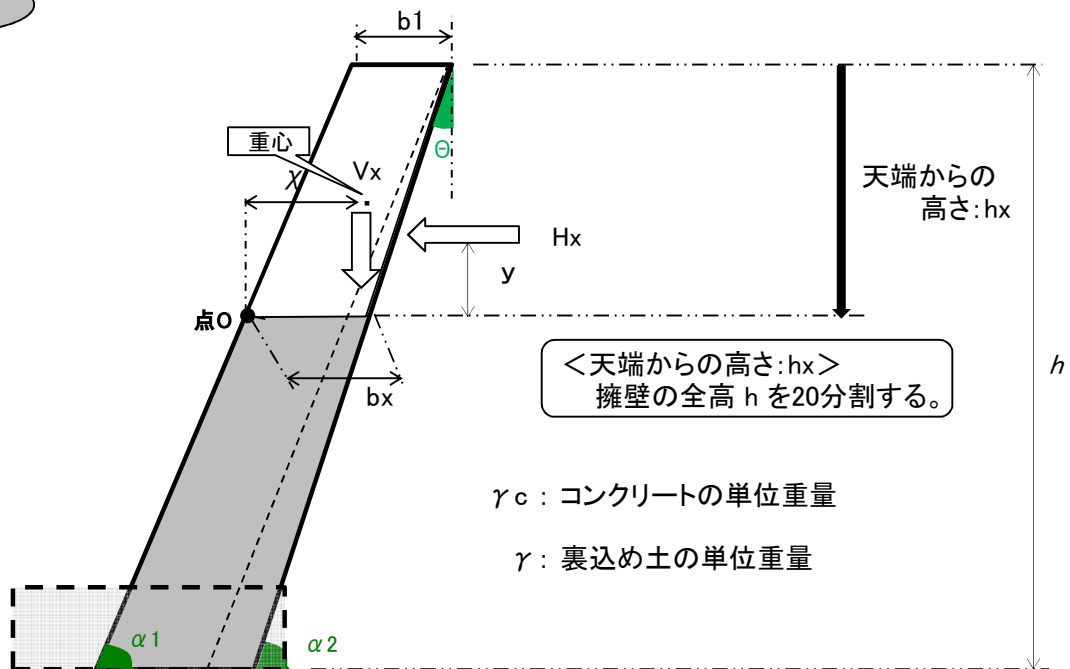
※ なお、根入れを深くすることにより、下図の位置に設置することも可とする。

(下図において、点A'を前図における点Aと見なして、 L 及び H' を確保できる。)



「もたれ式擁壁における示力線の照査」について

模式図



(1) 抵抗モーメント(M_r)

$$M_r = V_x \times \chi_r$$

V_x : 擁壁天端から高さ hx より上部の躯体自重

$$V_x = \frac{1}{2} \cdot (b_1 + b_x) \cdot hx \cdot \gamma_c$$

b_x : 高さ hx 部における躯体厚

$$b_x = b_1 + \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} - \frac{1}{\tan \alpha_2} \right) \cdot hx$$

χ_r : V_x の重心から算出断面の底面前面(点O)までの距離

$$\chi_r = \frac{(2/3 \cdot \tan^2 \alpha_1 - 1/\tan \alpha_1 \cdot \tan \alpha_2 + 1/3 \cdot \tan^2 \alpha_2) \cdot hx^2 + b_1 \cdot (2/\tan \alpha_1 - 1/\tan \alpha_2) \cdot hx + b_1^2}{2 \cdot b_1 + (1/\tan \alpha_1 - 1/\tan \alpha_2) \cdot hx}$$

(2) 転倒抵抗モーメント(M)

$$M = H_x \times y$$

H_x : 擁壁天端から高さ hx より上部に作用する土圧の水平分力

$$H_x = \gamma \cdot hx^2 \cdot K_a / 2$$

K_a : 「自重と土圧」時に算定した主動土圧係数

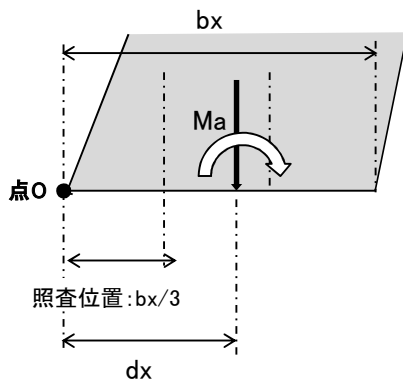
<※ H_x の考え方>

本式で使用する主動土圧係数は、「自重と土圧」時に試行くさびより算定した値(地表載荷重 q を考慮)から換算したものであることから、既に地表載荷重 q が含まれているものとし、また安全側に働くことから土圧は水平に作用するものとする。

y : H_x の作用点から算出断面の底面までの距離

$$y = hx/3$$

(3) 示力線方程式と照査



<示力線方程式>

$$dx = \frac{Ma}{V_x}$$

$$Ma = Mr - M$$

$$Mr = V_x \times \chi_r$$

$$M = H_x \times \chi$$

$$\therefore dx = \frac{V_x \times \chi_r - H_x \times \chi}{V_x}$$

照査内容①：示力線が照査断面ミドルサードの前方(照査位置)へ外れない

$$dx > bx / 3$$

照査内容②：示力線が照査断面の後方へ外れない

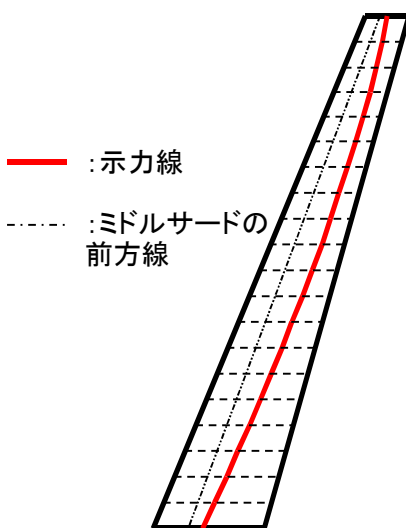
$$dx \leq bx$$

<※照査内容の考え方>

照査内容①については、農林水産省の設計基準である「土地改良事業標準設計」において、「擁壁の限界高さは、示力線が擁壁断面の核(ミドルサード)の前端と一致する擁壁高さとする。」ことから本基準を採用し、照査内容①とした。

照査内容②については、示力線の照査は一般的には照査内容①によってのみ判定するものであるが、示力線が擁壁断面の後方へ外れると、壁前面に曲げ引張り応力が発生し配筋が必要となる。もたれ部分の躯体は無筋構造を条件としていることから照査内容②を追加した。

<示力線(例図)>



<示力線の照査(計算例)>

No.	hx	bx	V _x	χ _r	Mr	H _x	χ	M	Ma=Mr-M	dx=Ma/V _x	bx/3	判定
1	0.275	0.539	3.284	0.319	1.05	0.142	0.092	0.013	1.036	0.316	0.180	○
2	0.550	0.577	6.812	0.388	2.64	0.567	0.183	0.104	2.538	0.373	0.192	○
3	0.825	0.616	10.583	0.455	4.82	1.278	0.275	0.351	4.466	0.422	0.205	○
4	1.100	0.654	14.598	0.521	7.61	2.269	0.367	0.832	6.780	0.464	0.218	○
5	1.375	0.693	18.856	0.587	11.07	3.545	0.458	1.625	9.443	0.501	0.231	○
6	1.650	0.731	23.358	0.652	15.22	5.105	0.550	2.808	12.414	0.531	0.244	○
7	1.925	0.770	28.104	0.716	20.11	6.949	0.642	4.459	15.654	0.557	0.257	○
8	2.200	0.808	33.092	0.779	25.78	9.076	0.733	6.655	19.125	0.578	0.269	○
9	2.475	0.847	38.325	0.842	32.26	11.486	0.825	9.476	22.787	0.595	0.282	○
10	2.750	0.885	43.801	0.904	39.60	14.181	0.917	12.999	26.602	0.607	0.295	○
11	3.025	0.924	49.520	0.966	47.83	17.159	1.008	17.302	30.529	0.616	0.308	○
12	3.300	0.962	55.483	1.027	56.99	20.420	1.100	22.462	34.530	0.622	0.321	○
13	3.575	1.001	61.689	1.088	67.12	23.965	1.192	28.559	38.565	0.625	0.334	○
14	3.850	1.039	68.139	1.149	78.26	27.794	1.283	35.669	42.596	0.625	0.346	○
15	4.125	1.078	74.833	1.209	90.45	31.906	1.375	43.871	46.583	0.622	0.359	○
16	4.400	1.116	81.770	1.269	103.73	36.302	1.467	53.243	50.487	0.617	0.372	○
17	4.675	1.155	88.950	1.328	118.13	40.982	1.558	63.864	54.269	0.610	0.385	○
18	4.950	1.193	96.374	1.387	133.70	45.945	1.650	75.810	57.890	0.601	0.398	○
19	5.225	1.232	104.042	1.446	150.47	51.192	1.742	89.159	61.311	0.589	0.411	○
20	5.500	1.270	111.953	1.505	168.48	56.722	1.833	103.991	64.492	0.576	0.423	○

「土質資料の取扱い」について

- 土質資料の提出は、各申請書の申請時の添付が原則であるが、擁壁の背面土(裏込め土)について、申請段階で土の選定が出来ない等、その他正当な理由があると認められる場合、また、地盤改良する場合など、施工後にしかその資料を提出できない場合は、完了検査時までには土質資料を提出するものとする。
- その場合は、各様式の「誓約書」を申請書に添付すること。
- ただし、擁壁の基礎底面下の土(地盤)、及び背面土においても、練積み擁壁のように背面土が切土等で、土を乱さない場合等については、この取扱いを原則として適用しない。(別途協議によりやむを得ないと認められる場合は除く。)

<裏込め土の場合の例>

誓 約 書 (案)

平成 年 月 日

(あて先)
枚 方 市 長

申請者住所

申請者氏名 (実印)

設計代理者住所

設計代理者氏名 印

施行者住所

施行者氏名 印

今般、枚方市 (所在を記入) において (予定建築物の用途/土地利用計画) の (建築/造成) を目的に、 (開発許可/宅地造成許可) を行いますが、完了検査時まで、擁壁の設計時に使用した数値が確保できる裏込め土を選定し、土質資料を提出することを誓約いたします。

また、設計時の使用土を確保できない場合は、貴市と協議し指導を仰ぐことを併せて誓約いたします。

誓約書(案)

平成 年 月 日

(あて先)
枚方市長

申請者住所

申請者氏名 (実印)

設計代理者住所

設計代理者氏名 印

施行者住所

施行者氏名 印

今般、枚方市 (所在を記入) において (予定建築物の用途/土地利用計画) の (建築/造成) を目的に、 (開発許可/宅地造成許可) を行いますが、擁壁を築造するにあたり地質調査をしたところ設計接地圧が確保できない軟弱地盤でありました。

つきましては、支持層まで地盤改良(浅層混合)を行いますが、擁壁の施工時においては、平板載荷試験により設計接地圧以上の数値が確保されているか調査を行い、その確認後に擁壁の施工を行うことを誓約いたします。また、その調査資料を完了検査時に提出いたします。

なお、地盤改良を行っても設計接地圧を確保できない場合は貴市と協議し指導を仰ぐことを併せて誓約いたします。

誓 約 書 (案)

平成 年 月 日

(あて先)
枚 方 市 長

申請者住所

申請者氏名 (実印)

設計代理者住所

設計代理者氏名 印

施行者住所

施行者氏名 印

今般、枚方市 (所在を記入) において (予定建築物の用途/土地利用計画) の (建築/造成) を目的に、 (開発許可/宅地造成許可) を行いますが、擁壁を築造するにあたり地質調査をしたところ設計接地圧が確保できない軟弱地盤でありました。

つきましては、支持層まで地盤改良(深層混合)を行いますが、擁壁の施工時においては、一軸圧縮試験により改良体に設計基準強度以上の数値が確保されているか調査を行い、その確認後に擁壁の施工を行うことを誓約いたします。また、その調査資料を完了検査時に提出いたします。

なお、改良体が設計基準強度を確保できない場合は貴市と協議し指導を仰ぐことを併せて誓約いたします。

「盛土全体の安定性の検討」について

1. 盛土全体の安定性の検討について

盛土全体の安定性を検討する対象は、次に該当する場合である。

① 谷埋め型大規模盛土造成地

盛土をする土地の面積が 3,000 m²以上であり、かつ盛土をすることにより、当該盛土をする土地の地下水位が盛土をする前の地盤面の高さを超え、盛土の内部に侵入することが想定されるもの。

② 腹付け型大規模盛土造成地

盛土をする前の地盤面が水平面に対し 20度 以上の角度をなし、かつ、盛土の高さが 5m 以上となるもの。

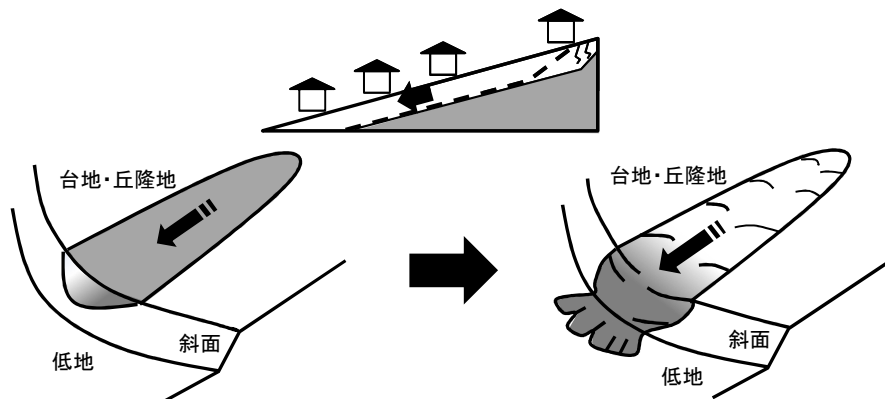
③ 高盛土

上記①、②に該当しない場合で、盛土の高さが 15m を超えるもの。

【解説】

- ① 谷埋め型大規模盛土造成地については、「宅造防災マニュアルの解説(第二次改訂版)」(平成19年12月5日発行 以下、「宅地防災マニュアル」という。)の「VI.5 盛土全体の安定性の検討」において、「盛土をする土地の面積が 3,000 m²以上であり、かつ、盛土をしたことにより、当該盛土をした土地の地下水位が盛土をする前の地盤面の高さを超え、盛土の内部に侵入することが想定されるもの。」と定義されている。また、前述の定義の「かつ」以降は、谷の形状を表しているものであり、盛土後の内部に水が実際に浸入するかの可能性を問うているものではない。

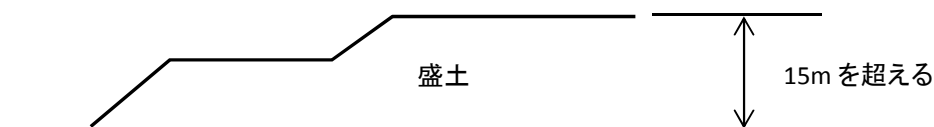
このため、谷の形状の土地を 3,000 m²以上盛土をする場合は安全性の検討の対象とする。



谷埋め型大規模盛土造成地で発生する滑動崩落のイメージ

- ② 腹付け型大規模盛土造成地については、「宅造防災マニュアル」の「VI.5 盛土全体の安定性の検討」において、「盛土をする前の地盤面が水平面に対して 20度 以上の角度をなし、かつ、盛土の高さが 5m 以上となるもの」と定義されている。

③ 高盛土について



2. 安定計算について

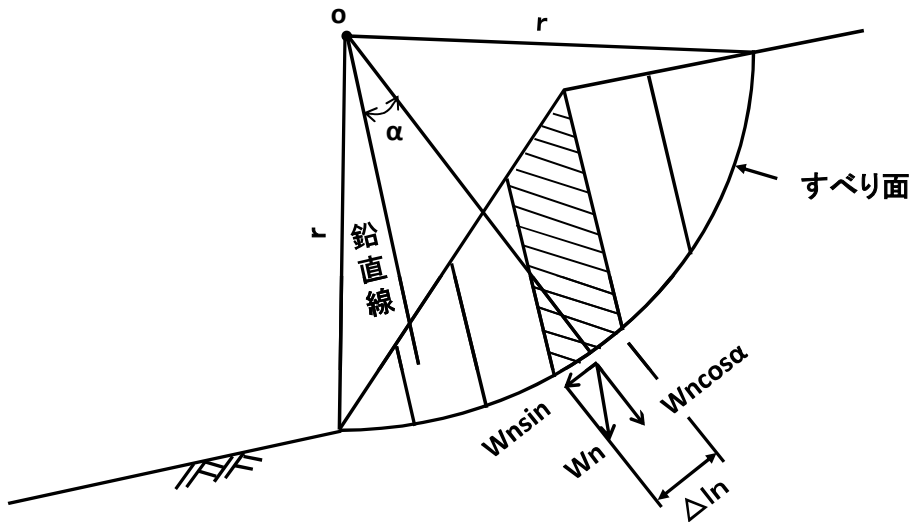
i)【常時の安定性の検討】

盛土のり面の常時の安定性については、円弧すべり面法により検討することを標準とする。

【解説】

盛土のり面の常時の安定検討は、円弧すべり面法によるのが一般的であり、これは盛土のり面のすべり面形状が一般に円弧で近似できることによるものであるが、勾配の緩い谷地形(凹地形)に腹付け盛土をする場合などは、すべり面の形状が非円弧となる場合があるので、このような場合は実情に応じた適切なすべり面を設定する必要がある。

有効応力法と全応力法の使い分けとしては、施工後、長期間経過した盛土の安定性は、有効応力法によって計算し、細粒度で急速に盛土する場合、施工中及び施工直後の安定性などについては全応力法によって検討する。



円弧すべり面法における各分割片に働く力

<有効応力法による場合>

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\{ C' \cdot l + (W \cos \alpha - U \cdot l) \tan \phi' \}}{\sum W \sin \alpha}$$

<全応力法による場合>

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\sum (C \cdot l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha}$$

- F_s : 安全率
 M_R : 土塊の抵抗モーメント(kN・m/m)
 M_D : 土塊の滑動モーメント(kN・m/m)
 W : 各スライスの単位長さ重量(kN/m)
 U : 各スライスのすべり面上に働く間隙水圧(kN/m²)
 α : 各スライスのすべり面の midpoint とすべり面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度(°)
 l : 各スライスのすべり面の長さ(m)
 ϕ : 盛土の内部摩擦角(°)
 ϕ' : 有効応力に関する盛土の内部摩擦角(°)
 C : 盛土の粘着力(kN/m²)
 C' : 有効応力に関する盛土の粘着力(kN/m²)

安定計算に用いる土の強度定数 C 、 ϕ 及び間隙水圧は下記の表を標準とする。

	検討時期	全応力法		有効応力法
常時	施工直後	透水性が低い場合	C_u 、 ϕ_u 、 U_0	C' 、 ϕ' 、 U_0 、 U_r
		透水性が高い場合	C_d 、 ϕ_d 、 U_0	
	施工後 長時間後	透水性が低い場合	C_{cu} 、 ϕ_{cu} 、 U_0 、 U_1	C' 、 ϕ' 、 U_0 、 U_1
		透水性が高い場合	C_d 、 ϕ_d 、 U_0 、 U_1	

表-① 全応力法、有効応力法による安定計算に用いる強度定数及び間隙水圧

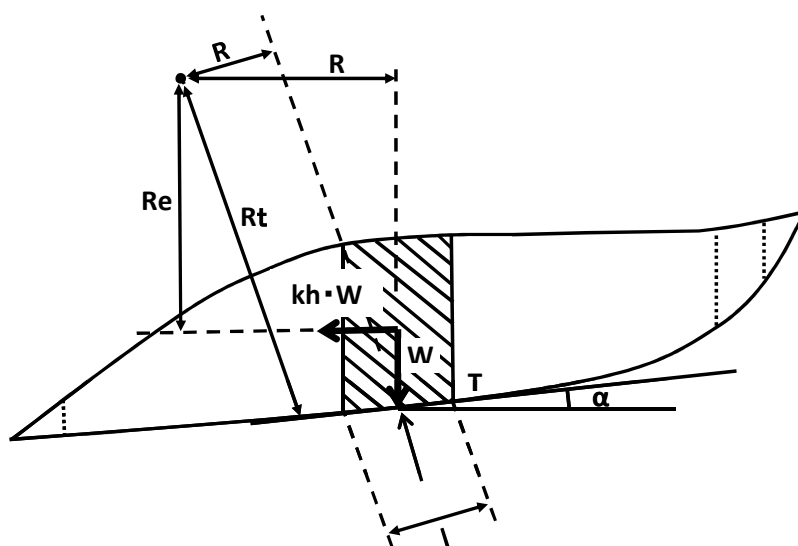
ii)【地震時の安定性の検討】

- ① 谷埋め型大規模盛土造成地の安定性については、二次元の分割法により検討することを標準とする。
- ② 腹付け型大規模盛土造成地及び高盛土の安定性については、二次元の分割法のうち簡便法により検討することを標準とする。

【解説】

①二次元の分割法について

谷埋め型大規模盛土造成地のすべり面については、複数の円弧または直線に近似できることを想定している。この場合、安定計算は、「宅地防災マニュアル」で示されているとおり二次元の分割法により検討することを標準とする。二次元の分割法は、土塊の表面が曲線であってもすべり面が複雑であっても適用できるため、極めて実用性の高い計算方法である。



二次元の分割法における各分割片に働く力(地震時) 図

安定計算は、二次元の分割法(図-1参照)のうち下記の方法により検討することを標準とする。

地震時及びその土地の自重による当該盛土のすべり出す力及びそのすべり面に対する最大摩擦抵抗抗力その他の抵抗抗力は、以下の通り計算する。

盛土のすべり面に対する最大摩擦抵抗抗力その他の抵抗抗力は、地盤の特性に応じ全応力法または有効応力法により求めることができる。全応力法で解析する場合には、表-①に示すように地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮しないで、土の透水性に見合った排水条件による静的試験から求めた設計強度定数を用いる。有効応力法で解析する場合には、地震時に土中に発生する間隙水圧は、間隙水圧の測定にを伴う繰返し三軸試験などから求められる。

<有効応力法による場合>

$$F_s = \frac{M' R + \Delta M' R}{M' D} = \frac{\sum [[C' \cdot l + \{ W(\cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha) - U \cdot l \} \tan \phi'] \cdot R_t] + P \cdot R_t'}{\sum W \cdot R_w - \sum W(\cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha) \cdot R_r + \sum K_h \cdot W \cdot R_e}$$

間隙水圧の測定を伴う繰返し三軸試験による場合

$$F_s = \frac{M' R + \Delta M' R}{M' D} = \frac{R_t \sum (C_u \cdot l) + P \cdot R_t'}{\sum W \cdot R_w - \sum W(\cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha) \cdot R_r + \sum K_h \cdot W \cdot R_e}$$

<全応力法による場合>

$$F_s = \frac{M' R + \Delta M' R}{M' D} = \frac{\sum [[C \cdot l + W(\cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha) \tan \phi] \cdot R_t] + P \cdot R_t'}{\sum W \cdot R_w - \sum W(\cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha) \cdot R_r + \sum K_h \cdot W \cdot R_e}$$

F_s : 安全率(地震時)

$M' R$: 地震時の土塊の抵抗モーメント(kN・m/m)

$\Delta M' R$: 抵抗モーメントの増分

$M' D$: 地震時の土塊の滑動モーメント(kN・m/m)

R_w : 各分割片のすべり面上の自重によるモーメントの腕の長さ(m)

R_r : 各分割片のすべり面上の底面反力によるモーメントの腕の長さ(m)

R_e : 各分割片のすべり面上に作用する地震力によるモーメントの腕の長さ(m)

R_t : 分割されたそれぞれのすべり面のモーメントの腕の長さ(m)

R_t' : 対策工の工法により決まるモーメントの腕の長さ(m)

P : 対策工の抵抗力(抑止力) (kN/m)

注) 地滑り抑止杭、グラウンドアンカー工、地下水排除工等の対策によって異なる。

W : 各分割片の単位長さ重量(kN/m)

U : 各分割片のすべり面上に働く間隙水圧(kN/m²)

K_h : 設計水平震度(地震力の作用位置は分割片の重心位置)

α : 次の式によって計算した各分割片のすべり面の勾配(ラジアン)

$$\alpha = \tan^{-1}(H/L)$$

この式においてH及びLは、それぞれ次の数値を表すものとする。

H : 各分割片のすべり面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値(m)

L : 各分割片のすべり面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値(m)

l : 各分割片のすべり面の長さ(m)

ϕ : 盛土の内部摩擦角(°)

ϕ' : 有効応力に関する盛土の内部摩擦角(°)

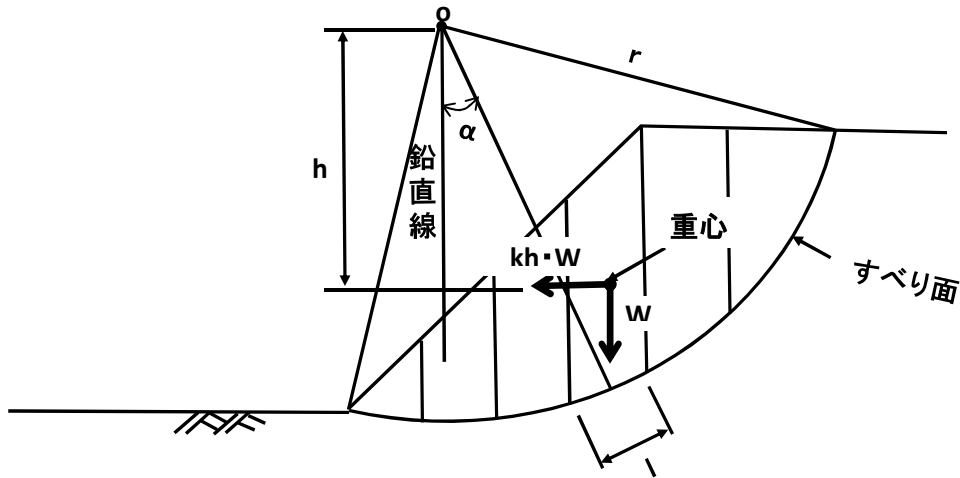
C : 盛土の粘着力(kN/m²)

C' : 有効応力に関する盛土の粘着力(kN/m²)

C_u : 各分割片のすべり面の非排水せん断動的強度

②簡便法について

腹付け型大規模盛土造成地及び高盛土のすべり面において、安定計算は二次元の分割法のうち簡便法により検討することを標準とする。



円弧すべり面法における各分割片に働く力(地震時) 図

安定計算は、二次元の分割法のうち、円弧すべり面(簡便法(図-2))を仮定した震度法による安定計算を用いることとする。

地震と豪雨が重なり合うことは少ないので、地震時には豪雨による浸透水を考慮しないのが一般的である。しかし、盛土内に地下水が存在する等の場合、常時のみではなく地震時においても法面の安定性を著しく損なうおそれがあるため、地下水位の設定には十分注意する必要がある。

地震時の安定計算も全応力法または有効応力法により行うことができる。全応力法で解析する場合には、地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮しないで土の透水性に見合った排水条件による静的試験から求めた強度定数を用いる。有効応力法で解析する場合には地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮する。地震時に土中に発生する間隙水圧は測定を伴う繰返し三軸圧縮などから求めることができる。

<有効応力法による場合>

$$F_s = \frac{M'R + \Delta M'R}{M'D} = \frac{r \sum [C' \cdot l + \{ W(\cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha) - U \cdot l \} \tan \phi'] + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot h)}$$

間隙水圧の測定を伴う繰返し三軸試験による場合は次の式によることができる。

$$F_s = \frac{M'R + \Delta M'R}{M'D} = \frac{r \sum (C_u \cdot l) + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot h)}$$

<全応力法による場合>

$$F_s = \frac{M'R + \Delta M'R}{M'D} = \frac{r \sum \{ C \cdot l + (W \cos \alpha - K_h \cdot W \sin \alpha) \tan \phi \} + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot h)}$$

- F_s : 安全率(地震時)
 $M'R$: 地震時の土塊の抵抗モーメント(kN・m/m)
 $\Delta M'R$: 抵抗モーメントの増分
 $M'D$: 地震時の土塊の滑動モーメント(kN・m/m)
 P : 対策工の抵抗力(抑止力) (kN/m)
 注) 地滑り抑止杭、グラウンドアンカー工、地下水排除工等の対策によって異なる。
 r : すべり面の半径(m)
 r' : 対策工の工法により決まるモーメントの腕の長さ(m)
 W : 各分割片の単位長さ重量(kN/m)
 U : 各分割片のすべり面上に働く間隙水圧(kN/m²)
 Kh : 設計水平震度(地震力の作用位置は分割片の重心位置)<大地震時で0.25とする。>
 α : 各分割片のすべり面の中心とすべり面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が縁直線となす角度(°)
 h : 各分割片のすべり面を円弧とする円の中心と各分割片の重心との鉛直距離(m)
 l : 各分割片のすべり面の長さ(m)
 ϕ : 盛土の内部摩擦角(°)
 ϕ' : 有効応力に関する盛土の内部摩擦角(°)
 C : 盛土の粘着力(kN/m²)
 C' : 有効応力に関する盛土の粘着力(kN/m²)
 C_u : 各分割片のすべり面の非排水せん断動的強度

安定計算に用いる土の強度定数 C 、 ϕ 及び間隙水圧は下記の表を標準とする。

地震時	全応力法		有効応力法
	透水性が低い場合	C_{cu} 、 ϕ_{cu} 、 U_s	C' 、 ϕ' 、 U_s 、 U_e
透水性が高い場合	C_d 、 ϕ_d 、 U_s		

表-② 全応力法、有効応力法による安定計算に用いる強度定数及び間隙水圧

- C_{cu} 、 ϕ_{cu} : 圧密非排水試験(CU)より求められる強度定数
 C_d 、 ϕ_d : 圧密排水試験(CD)より求められる強度定数
 C' 、 ϕ' : 間隙水圧測定に伴う圧密非排水試験(CU)より求められる強度定数
 U_s : 常時の地下水による間隙水圧
 U_e : 地震時に発生する過剰間隙水圧

3. 最小安全率等について

盛土の安定については常時の安全性(常時の最小安全率(F_s)は、宅地の場合 $F_s \geq 1.5$ 、露天駐車場、資材置場等の場合 $F_s \geq 1.2$)を確保するとともに、地震時の最小安全率(F_s)は $F_s \geq 1.0$ とすることを原則とする。