

IV-3 最終処分場の構造基準と維持管理基準の概要

IV-3 最終処分場の構造基準と維持管理基準の概要

3.1 構造基準

○：適用、×：適用なし
 条項は最終処分基準省令*1に基づく。

10

20

30

40

基準の内容	産業廃棄物最終処分場			一般廃棄物最終処分場
	遮断型	安定型	管理型	
1 第1条第1項第1号、第2条第1項第2号イ、第2条第1項第3号イ、第2条第1項第4号 埋立地の周囲には、みだりに人が立ち入るのを防止することができる囲いが設けられていること。	○	○	○	○
第1条第1項第1号、第2条第1項第3号イ、第2条第1項第4号 (閉鎖された埋立地を埋立て処分以外の用に供する場合においては、埋立地の範囲を明らかにすることができる囲い、杭その他の設備を設ける。)	×	○	○	○
2 第1条第1項第2号、第2条第1項第1号 入口の見やすい箇所に、最終処分場(遮断型最終処分場については有害な特別管理産業廃棄物又は有害な産業廃棄物の最終処分場)であることを表示する立札その他の設備が設けられていること。	○	○	○	○
3 第1条第1項第3号、第2条第1項 地盤の滑りを防止し、又は最終処分場に設けられる設備の沈下を防止する必要がある場合は、適当地滑り防止工又は沈下防止工が設けられていること。	○	○	○	○
4 第1条第1項第4号、第2条第1項第3号、第2条第1項第4号 廃棄物の流出防止のための擁壁、えん堤その他の設備であって、次の要件を備えたものが設けられていること。 イ. 自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全であること。 ロ. 埋め立てる廃棄物、地表水、地下水及び土壌の性状に応じた有効な腐食防止のための措置が講じられていること。	×	○	○	○
5 第1条第1項第5号、第2条第1項第4号 埋立地からの浸出液による公共の水域及び地下水の汚染を防止するための次に掲げる措置が講じられていること。(表面遮水工) イ. 廃棄物の保有水及び雨水等(保有水等)の埋立地からの浸出を防止することができる次の要件を備えた遮水工又はこれと同等以上の遮水効力を有する遮水工を設けること。ただし、埋立地の側面又は底面に、不透水性地層(厚さ5m以上、透水係数が100nm/秒(=1×10 ⁻⁵ cm/秒)以下の地層若しくはルジオン値1以下の岩盤又はこれと同等以上の遮水の効力を有する地層)がある部分については、この限りでない。 (1) 次のいずれかの要件を備えた遮水層を有すること。 (基礎地盤の勾配が50%以上であって、内部水位が達しない部分については、基礎地盤に吹き付けられたモルタルの表面に遮水シート又はゴムアスファルト等が敷設されている場合にはこの限りでない。) (イ) 厚さ50cm以上、透水係数が10nm/s(=1×10 ⁻⁶ cm/s)以下である粘土その他の材料の層の表面に遮水シートが敷設されていること。 (ロ) 厚さ5cm以上、透水係数が1nm/s(=1×10 ⁻⁷ cm/s)以下であるアスファルト、コンクリートの層の表面に遮水シートが敷設されていること。 (ハ) 不織布その他の物(二重の遮水シートが基礎地盤と接することによる損傷を防止することができるものに限る。)の表面に二重の遮水シート(二重の遮水シートの間に車両の走行等の衝撃により双方のシートが同時に損傷することを防止できる不織布その他の物が設けられているものに限る。)が敷設されていること。 (2) 遮水層の下部に必要な強度を有し、平らな基礎地盤が設けられていること。	×	×	○	○

基準の内容	産業廃棄物最終処分場			一般廃棄物最終処分場	
	遮断型	安定型	管理型		
<p>5 (3) 遮水層の表面に遮光性を有する不織布その他の物が敷設されていること。</p> <p>ロ. 埋立地地下全面に、不透水性地層がある場合は次のいずれかの要件を備えた遮水工を設けること。 (1) 薬剤等の注入により、不透水性地層までの埋立地の周囲の地盤のルジオン値が1以下となるまで固化されていること。 (2) 厚さ50 cm以上、透水係数が10 nm/s (= 1 × 10⁻⁶ cm/s)以下である壁が埋立地の周囲に不透水性地層まで設けられていること。 (3) 鋼矢板（保有水の浸出が防止されるように措置されたものに限る。）が埋立地の周囲に不透水性地層まで設けられていること。 (4) イの(1)から(3)に掲げる要件。</p> <p>ハ. 地下水により遮水工が損傷するおそれがある場合には管渠その他の地下水集排水設備を設けること。</p> <p>ニ. 保有水等を有効に集め速やかに排出することができる堅固で耐久力を有する構造の管渠その他の保有水等集排水設備を設けること。 (ただし、雨水が入らないよう必要な措置が講じられる埋立地であって、腐敗せず保有水が生じない廃棄物のみを埋め立てる場合については、この限りではない。)</p> <p>ホ. 保有水等の水量及び水質の変動を調整することができる耐水構造の調整池を設けること。</p> <p>ヘ. 保有水等を次の排水基準等に適合させることができる浸出液処理設備を設けること。</p> <p>ト. ヘに規定する浸出液処理設備に保有水等集排水設備により集められた保有水等を流入させるために設ける導水管又は当該浸出液処理設備の配管（以下「導水管等」という。）の凍結による損壊のおそれのある部分には、有効な防凍のための措置が講じられていること。</p> <ul style="list-style-type: none"> 最終処分基準省令⁴¹別表第一に規定されている排水基準（BOD、COD、SSについては、それぞれ60、90、60 mg/L以下と総理府令⁴²排水基準より強化されている。） 維持管理計画⁴³上の排水基準（環境影響評価等の結果に基づき生活環境を守るためにより厳しい数値が設定された場合の基準） ダイオキシン類対策特別措置法施行規則別表第2 	×	×	○	○	10
<p>6 第1条第1項第6号、 第2条第1項第2号、第2条第1項第4号</p> <p>埋立地の周囲には、地表水が埋立地の開口部から埋立地へ流入するのを防止することができる開渠その他の設備が設けられていること。</p>	○	×	○	○	20
<p>7 第2条第1項第2号ロ</p> <p>埋立地は次の要件を満たす外周仕切設備が設けられていること。 (1) 日本工業規格A1108（コンクリート圧縮強度試験方法）により測定した一軸圧縮強度が25 N/mm²以上の水密性を有する鉄筋コンクリートで造られ、かつ、その厚さが35 cm以上であることと又はこれと同等以上の遮断の効力を有すること。 (2) 自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全な要件を備えていること。 (3) 埋め立てた廃棄物と接する面が遮水の効力、腐食防止の効力を有する材料で十分に覆われていること。 (4) 地表水、地下水及び土壌の性状に応じた有効な腐食防止のための措置が講じられていること。 (5) 目視等により損壊の有無を点検できる構造であること。</p>	○	×	×	×	30
<p>8 第2条第1項第2号ハ</p> <p>面積50 m²超又は埋立容量250 m³超の埋め立て地は、7の(1)から(4)までの要件を備えた内部仕切設備により、一区画の面積が概ね</p>	○	×	×	×	40

IV-3 最終処分場の構造基準と維持管理基準の概要

基準の内容		産業廃棄物最終処分場			一般廃棄物最終処分場
		遮断型	安定型	管理型	
8	50 m ² 超又は一区画の埋立容量が250 m ³ 超とならないように区画すること。	○	×	×	×
9	第2条第1項第3号ロ 擁壁等の安定を保持するため必要と認められる場合においては、埋立地内の雨水等を排出する設備が設けられていること。	×	○	×	×
10	第2条第1項第3号ハ 水質検査を行うための浸透水採取設備が設けられていること。	×	○	×	×

10

3.2 維持管理基準

○：適用、×：適用なし

基準の内容		産業廃棄物最終処分場			一般廃棄物最終処分場
		遮断型	安定型	管理型	
1	第1条第2項第1号、第2条第2項 埋立地外に廃棄物が飛散し、及び流出しないように必要な措置を講ずること。	○	○	○	○
2	第1条第2項第2号、第2条第2項 最終処分場外に悪臭が発散しないように必要な措置を講ずること。	○	○	○	○
3	第1条第2項第3号、第2条第2項 火災発生を防止するために必要な措置を講ずるとともに、消火器その他の消火設備を備えておくこと。	○	○	○	○
4	第1条第2項第4号、第2条第2項 ねずみが息し、及び蚊、はえその他の害虫が発生しないように薬剤の散布その他必要な措置を講ずること。	○	○	○	○
5	第1条第2項第5号、第2条第2項第1号イ、第2条第2項第2号イ、第2条第2項第3号 埋立地の周囲に設けられた囲いは、みだりに人が立ち入るのを防止することができるようにしておくこと。	○	○	○	○
	第1条第2項第5号、第2条第2項第2号イ、第2条第2項第3号 (閉鎖された埋立地を埋立処分以外の用に供する場合においては、杭その他の設備で埋立地の範囲を明らかにしておくこと。)	×	○	○	○
6	第1条第2項第6号、第2条第2項 立札その他の設備は、常に見やすい状態にしておくとともに、表示すべき事項に変更が生じた場合には、速やかに書換えその他必要な措置を講ずること。	○	○	○	○
7	第1条第2項第7号、第2条第2項第2号、第2条第2項第3号 擁壁等を定期的に点検し、損壊するおそれがあると認められる場合には、速やかにこれを防止するために必要な措置を講ずること。	×	○	○	○
8	第1条第2項第8号、第2条第2項第3号 廃棄物を埋め立てる前に遮水工を砂その他のものにより覆うこと。	×	×	○	○
9	第1条第2項第9号、第2条第2項第3号 遮水工を定期的に点検し、その遮水効果が低下するおそれがあると認められる場合には、速やかにこれを回復するために必要な措置を講ずること。	×	×	○	○
10	最終処分場の周縁の2か所以上の場所から採取した地下水又は地下水集排水設備より採取した水の水質検査を次により行うこと。 第1条第2項第10号、第2条第2項第1号、第2条第2項第2号ハ、第2条第2項第3号 イ. 埋立開始前に地下水等検査項目（最終処分基準省令別表第2）、ダイオキシン類 ^イ 、電気伝導率及び塩化物イオン濃度を測定・記録すること。	○ (ダイオキシン類を除く。)	○ (電気伝導率、塩化物イオン、ダイオキシン類を除く。)	○	○

20

30

40

基準の内容	産業廃棄物最終処分場			一般廃棄物 最終処分場
	遮断型	安定型	管理型	
10 第1条第2項第10号、第2条第2項第1号、 第2条第2項第2号ハ、第2条第2項第3号 ロ. 埋立開始後、地下水等検査項目、ダイオキシン類を1年に1 回以上測定・記録すること。	○ (ダイオキシ ン類を除く。)	○ (ダイオキシ ン類を除く。)	○	○
第1条第2項第10号、 第2条第2項第1号、第2条第2項第3号 ハ. 埋立開始後、電気伝導率又は塩化物イオン濃度を1か月に1 回以上測定・記録すること。	○	×	○	○
第1条第2項第10号、 第2条第2項第1号、第2条第2項第3号 ニ. 電気伝導率又は塩化物イオン濃度に異状が認められた場合に は、地下水等検査項目、ダイオキシン類について測定・記録す ること。	○	×	○	○
11 第1条第2項第11号、第2条第2項第1号、 第2条第2項第2号ニ、第2条第2項第3号 地下水等検査項目に係る水質検査の結果、水質の悪化（その原因 が当該最終処分場以外にあることが明らかな場合を除く。）が認 められる場合は、その原因の調査その他の生活環境の保全上必要 な措置を講ずること。	○	○	○	○
12 第1条第2項第12号、 第2条第2項第1号、第2条第2項第3号 雨水が入らないよう必要な措置が講じられる埋立地については、 埋立地に雨水が入らないように必要な措置を講ずること。	○	×	○	○
13 第1条第2項第13号、第2条第2項第3号 調整池を定期的に点検し、損壊するおそれがあると認められる場 合には、速やかにこれを防止するために必要な措置を講ずること。	×	×	○	○
14 第1条第2項第14号、第2条第2項第3号 浸出液処理設備の維持管理は次により行うこと。 イ. 放流水の水質が排水基準等に適合することとなるように維持 管理すること。 ロ. 浸出液処理設備の機能の状態を定期的に点検し、異状を認め た場合には速やかに必要な措置を講ずること。 ハ. 放流水の水質検査を次により行うこと。 (1) 排水基準等に係る項目（(2)に規定する項目を除く）、ダイ オキシン類について1年に1回以上測定・記録すること。 (2) 水素イオン濃度、BOD、COD、SS、窒素について1か月 に1回以上測定・記録すること。（窒素は技術基準別表第1 の備考4に規定する場合に限る。）	×	×	○	○
14 の 2 第1条第2項第14号の2号、第2条第2項第3号 前項第5号トの規定により講じられた有効な防凍のための措置の 状況を定期的に点検し、異状を認めた場合には、速やかに必要な 措置を講ずること。	×	×	○	○
15 第1条第2項第15号、 第2条第2項第1号、第2条第2項第3号 開渠その他の設備の機能を維持するため、開渠に堆積した土砂等 の速やかな除去その他の必要な措置を講ずること。	○	×	○	○
16 第1条第2項第16号、第2条第2項第3号 通気装置を設けて埋立地から発生するガスを排除すること。ただ し、ガスを発生するおそれのない廃棄物のみを埋め立てる場合を 除く（管理型のみ）。	×	×	○	○
17 第1条第2項第17号、 第2条第2項第2号ト、第2条第2項第3号	×	○	○	○

10

20

30

40

IV-3 最終処分場の構造基準と維持管理基準の概要

	基準の内容	産業廃棄物最終処分場			一般廃棄物最終処分場
		遮断型	安定型	管理型	
10	17 埋立処分が終了した埋立地は、厚さがおおむね50 cm以上の土砂等の覆いにより開口部を閉鎖すること。ただし、雨水が入らないよう必要な措置が講じられる埋立地については、遮水工と同等以上の効力を有する覆いにより閉鎖すること。	×	○	○	○
	18 第1条第2項第18号、第2条第2項第2号チ、第2条第2項第3号 閉鎖した埋立地については、覆いの損壊を防止するために必要な措置を講ずること。	×	○	○	○
	19 第1条第2項第19号、第2条第2項第1号、第2条第2項第2号、第2条第2項第3号 残余の埋立容量について1年に1回以上測定し、かつ、記録すること。	○	○	○	○
	20 第1条第2項第20号、第2条第2項第1号ハ、第2条第2項第2号、第2条第2項第3号 埋め立てられた廃棄物の種類、数量及び最終処分場の維持管理に当たって行った点検、検査その他の措置の記録を作成し、廃止までの間保存すること。	○	○	○	○
20	21 第2条第2項第1号ロ 埋立地のたまり水は、埋立開始前に排除すること。	○	×	×	×
	22 第2条第2項第1号ハ 外周仕切設備及び内部仕切設備を定期的に点検し、これらの設備の損壊又は保有水の浸出のおそれがあると認められる場合には、速やかに新たな廃棄物の搬入及び埋立処分を中止させるとともに、設備の損壊又は保有水の浸出を防止するために必要な措置を講ずること。	○	×	×	×
	23 第2条第2項第1号ニ 埋立処分が終了した埋立地は、速やかに外周仕切設備と同等の覆いにより閉鎖すること。	○	×	×	×
30	24 第2条第2項第1号ホ 閉鎖した埋立地については、覆いを定期的に点検し、覆いの損壊又は保有水の浸出のおそれがある場合には、速やかに覆いの損壊又は保有水の浸出を防止するために必要な措置を講ずること。	○	×	×	×
	25 第2条第2項第2号ロ 廃棄物を埋め立てる前に、展開検査を行い、安定型産業廃棄物以外の廃棄物の付着又は混入が認められる場合には廃棄物を埋め立てないこと。	×	○	×	×
	26 第2条第2項第2号ホ 浸透水について地下水等検査項目を1年に1回以上、BOD又はCODを1か月に1回（埋立終了後は3か月に1回）以上、水質を測定・記録すること。	×	○	×	×
40	27 第2条第2項第2号ヘ 次に掲げる場合には、速やかに、廃棄物の搬入及び埋立処分を中止するとともに、生活環境保全上必要な措置を講ずること。 (1) 浸透水に係る地下水等検査項目の水質検査の結果、別表第2の基準に適合していない場合。 (2) BOD又はCODの水質検査の結果、BODが20 mg/L又はCODが40 mg/Lを超えている場合。	×	○	×	×

注) * 1 最終処分基準省令：一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める省令（昭和52年3月14日総・厚令1号）

* 2 総理府令：排水基準を定める省令（昭和46年6月21日総理府令第35号）

* 3 維持管理計画：廃棄物処理法第8条第2項第7号

* 4 ダイオキシン類対策特別措置法に基づく廃棄物の最終処分場の維持管理の基準を定める省令（平成12年1月14日総・厚令2号）

IV-4 廃棄物埋立地の維持管理に関する放流水等の水質の規制

IV-4 廃棄物埋立地の維持管理に関する放流水等の水質の規制

(単位：mg/L)

処 分 場		管理型最終処分場				安定型最終処分場					遮断型最終処分場		
		対象試料		周縁地下水	放流水	保有水	周縁地下水			浸透水		周縁地下水	
対象期間		埋立開始前	埋立開始～廃止	埋立開始～廃止	廃止時(廃止前2年間)	埋立開始前	埋立開始～廃止	廃止時	埋立開始～廃止	廃止時	埋立開始前	埋立開始～廃止	廃止時
測定頻度	地下水等検査項目 ¹⁾	1回 ³⁾	1回/年	—	—	1回	1回/年	基準 ^{*1)}	1回/年	基準 ^{*1)}	1回	1回/年	基準 ^{*1)}
	電気伝導率又は塩化物イオン ¹⁾	—	1回/月	—	—	—	—	—	—	—	—	1回/月	—
	電気伝導率及び塩化物イオン ¹⁾	1回	—	—	—	—	—	—	—	—	1回	—	—
	BOD又はCOD ¹⁾	—	—	—	—	—	—	—	1回/月	基準 ^{*2)}	—	—	—
	*pH、BOD、COD、SS、N ¹⁾	—	—	1回/月	1回/3か月	—	—	—	—	—	—	—	—
	*の項目を除く排水基準項目 ¹⁾	—	—	1回/年	1回/6か月	—	—	—	—	—	—	—	—
	ダイオキシン類 ²⁾	1回	1回/年	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	排水基準項目(○：地下水等検査項目)	環境基準 ⁴⁾		維持管理基準 ⁵⁾	廃止基準 ¹⁾	環境基準			維持管理基準 ⁵⁾	廃止基準 ¹⁾	環境基準	廃止基準 ¹⁾	
1	○アルキル水銀化合物(地下水：アルキル水銀)	不検出 ⁵⁾		不検出		不検出			不検出		不検出		
2	○水銀及びアルキル水銀その他の水銀化合物(地下水：総水銀)	0.0005		0.005		0.0005			0.0005		0.0005		
3	○カドミウム及びその化合物(地下水：カドミウム)	0.003		0.03		0.003			0.003		0.003		
4	○鉛及びその化合物(地下水：鉛)	0.01		0.1		0.01			0.01		0.01		
5	有機燐化合物 ⁶⁾	—		1		—			—		—		
6	○六価クロム化合物(地下水：六価クロム)	0.05		0.5		0.05			0.05		0.05		
7	○砒素及びその化合物(地下水：砒素)	0.01		0.1		0.01			0.01		0.01		
8	○シアン化合物(地下水：全シアン)	不検出		1		不検出			不検出		不検出		
9	○ポリ塩化ビフェニル	不検出		0.003		不検出			不検出		不検出		
10	○トリクロロエチレン	0.01		0.1		0.01			0.01		0.01		
11	○テトラクロロエチレン	0.01		0.1		0.01			0.01		0.01		
12	○ジクロロメタン	0.02		0.2		0.02			0.02		0.02		
13	○四塩化炭素	0.002		0.02		0.002			0.002		0.002		
14	○1,2-ジクロロエタン	0.004		0.04		0.004			0.004		0.004		
15	○1,1-ジクロロエチレン	0.1		1		0.1			0.1		0.1		
16	○1,2-ジクロロエチレン	0.04		0.4(シス体のみ)		0.04			0.04		0.04		
17	○1,1,1-トリクロロエタン	1		3		1			1		1		
18	○1,1,2-トリクロロエタン	0.006		0.06		0.006			0.006		0.006		
19	○1,3-ジクロロプロペン	0.002		0.02		0.002			0.002		0.002		
20	○チウラム	0.006		0.06		0.006			0.006		0.006		
21	○シマジン	0.003		0.03		0.003			0.003		0.003		
22	○チオベンカルブ	0.02		0.2		0.02			0.02		0.02		
23	○ベンゼン	0.01		0.1		0.01			0.01		0.01		
24	○セレン及びその化合物(地下水：セレン)	0.01		0.1		0.01			0.01		0.01		
25	○1,4-ジオキサン	0.05		0.5		0.05			0.05		0.05		
26	○クロロエチレン(別名：塩化ビニル又は塩化ビニルモノマー)	0.002		—		0.002			0.002		0.002		
27	ホウ素及びその化合物	海域以外	—		50 ⁷⁾		—			—		—	
		海域	—		230		—			—		—	
28	フッ素及びその化合物	海域以外	—		15 ⁷⁾		—			—		—	
		海域	—		15		—			—		—	
29	アンモニア、アンモニウム化合物、亜硝酸化合物、硝酸化合物 ⁸⁾	—		200 ⁷⁾		—			—		—		
30	水素イオン濃度	海域以外	—		5.8~8.6		—			—		—	
		海域	—		5.0~9.0		—			—		—	
31	生物化学的酸素要求量 ⁹⁾	—		60		—			20	20	—		
32	化学的酸素要求量 ⁹⁾	—		90		—			40	—	—		

IV-4 廃棄物埋立地の維持管理に関する放流水等の水質の規制

(単位：mg/L)

処 分 場	管理型最終処分場			安定型最終処分場			遮断型最終処分場	
	対象試料	周縁地下水	放流水	保有水	周縁地下水	浸透水	周縁地下水	
排水基準項目(○：地下水等検査項目)	環境基準 ⁴⁾	維持管理基準 ¹⁾	廃止基準 ¹⁾	環境基準	維持管理基準	廃止基準	環境基準	廃止基準
33 浮遊物質量	—	60	—	—	—	—	—	—
34 ノルマルヘキサン抽出物質含有量	—	鉛	5	—	—	—	—	—
		油 動植物油脂	30					
35 フェノール類含有量	—	5	—	—	—	—	—	—
36 銅含有量	—	3	—	—	—	—	—	—
37 亜鉛含有量	—	2* ³⁾	—	—	—	—	—	—
38 溶解性鉄含有量	—	10	—	—	—	—	—	—
39 溶解性マンガン含有量	—	10	—	—	—	—	—	—
40 クロム含有量	—	2	—	—	—	—	—	—
41 大腸菌群数	—	(3,000個/mL) ¹⁰⁾	—	—	—	—	—	—
42 窒素含有量 ¹¹⁾	—	120 (60)	—	—	—	—	—	—
43 燐含有量 ¹²⁾	—	16 (8)	—	—	—	—	—	—
44 ダイオキシシン類	(1 pg-TEQ/L) ¹³⁾	TEQ-10 pg/L ²⁾	—	(1 pg-TEQ/L) ¹³⁾	—	—	(1 pg-TEQ/L) ¹³⁾	—

※1 環境基準に適合していること。

※2 BOD：20 mg/L以下

注)

- 1) 一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める省令（最終処分省令：昭和52年3月総・厚令1号）による。
- 2) ダイオキシシン類対策特別措置法に基づく廃棄物の最終処分場の維持管理の基準を定める省令（平成12年1月総・厚2号）による。
- 3) 測定頻度の欄における回数は～以上を意味する。
- 4) 地下水の水質汚濁に係る環境基準（平成9年3月環告10号）
- 5) 「一般廃棄物の最終処分場又は産業廃棄物の最終処分場に係る水質検査の方法」（平成10年6月環・厚告1号）により検査した場合において、その結果が当該検査方法の定量限界を下回ることをいう。
- 6) パラチオン、メチルパラチオン、メチルジメトン及びEPN（エチルパラニトロフェニルチオノベンゼンホスホネイト）に限る。
- 7) 平成17年4月1日から当分の間適用される。
- 8) 1Lにつきアンモニア性窒素に0.4を乗じたもの、亜硝酸性窒素、硝酸性窒素の合計量
- 9) 海域及び湖沼に排出される放流水については生物化学的酸素要求量を除き、それ以外の公共用水域に排出される放流水については化学的酸素要求量を除く。
- 10) 「日間平均：（ ）」による排水基準値は、一日の排出水の平均的な汚染状態について定めたものである。
- 11) 窒素含有量についての排水基準は、窒素が湖沼植物プランクトンの著しい増殖をもたらすおそれがある湖沼として環境大臣が定める湖沼、海洋植物プランクトンの著しい増殖をもたらすおそれがある海域（湖沼であって水の塩素イオン含有量が1Lにつき9,000 mgを超えるものを含む。以下同じ。）として環境大臣が定める海域及びこれらに流入する公共用水域に排出される排出水に限って適用する。
- 12) 燐含有量についての排水基準は、燐が湖沼植物プランクトンの著しい増殖をもたらすおそれがある湖沼として環境大臣が定める湖沼、海洋植物プランクトンの著しい増殖をもたらすおそれがある海域として環境大臣が定める海域及びこれらに流入する公共用水域に排出される排出水に限って適用する。
- 13) ダイオキシシン類による大気汚染、水質の汚濁及び土壌の汚染に係る環境基準（平成11年12月環告第68号）

巻末資料 3

最終処分場廃止基準の概要

(一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める省令(総理府・厚生省令))

○:適用、×適用無し

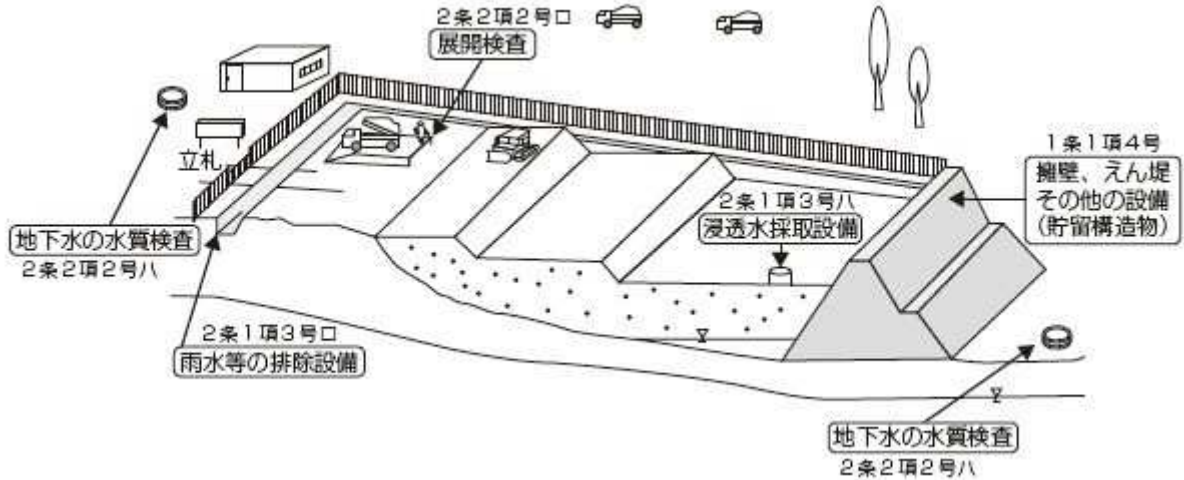
基準の内容	一 廃	産廃		
		安 定	管 理	遮 断
1 廃棄物最終処分場が囲い、立て札、調整池、浸出液処理設備を除き構造基準に適合していないと認められないこと。	○	×	○	×
2 最終処分場の外に悪臭が発散しないように必要な措置が講じられていること。	○	○	○	○
3 火災の発生を防止するために必要な措置が講じられていること。	○	○	○	○
4 ねずみが生息し、はえその他の害虫が発生しないように必要な措置が講じられていること。	○	○	○	○
5 地下水等の水質検査の結果、次のいずれにも該当していないこと。ただし、水質の悪化が認められない場合においてはこの限りでない。 イ 現に地下水質が基準に適合していないこと ロ 検査結果の傾向に照らし、基準に適合しなくなるおそれがあること	○	○	○	○
6 保有水等集排水設備により集められた保有水等の水質が、次に掲げる項目・頻度で2年以上にわたり行った水質検査の結果、排水基準等に適合していると認められること。 (1)排水基準等 6月に1回以上 (2)BOD,COD,SS 3月に1回以上	○	×	○	×
7 埋立地からガスの発生がほとんど認められない、又はガスの発生量の増加が2年以上にわたり認められないこと。	○	○	○	×
8 埋立地の内部が周辺の地中温度に比して異常な高温になっていないこと。	○	○	○	×
9 おおむね50cm以上の覆いにより開口部が閉鎖されていること。	○	○	○	×
10 雨水が入らず、腐敗せず保有水が生じない廃棄物のみを埋め立てる処分場の覆いについては、沈下、亀裂その他の変形が認められないこと。	○	×	○	×
11 現に生活環境保全上の支障が生じていないこと。	○	○	○	○
12 地滑り、沈下防止工及び外周仕切設備が構造基準に適合していないと認められないこと。	×	×	×	○
13 外周仕切設備と同等の効力を有する覆いにより閉鎖されていること。	×	×	×	○
14 埋め立てられた廃棄物又は外周仕切設備について、環境庁長官及び厚生大臣の定める措置が講じられていること。	×	×	×	○
15 地滑り、沈下防止工、雨水等排出設備について、構造基準に適合していないと認められないこと。	×	○	×	×
16 浸透水の水質が次の要件を満たすこと。 ・地下水等検査項目:基準に適合 ・BOD:20mg/l以下	×	○	×	×

巻末資料 4

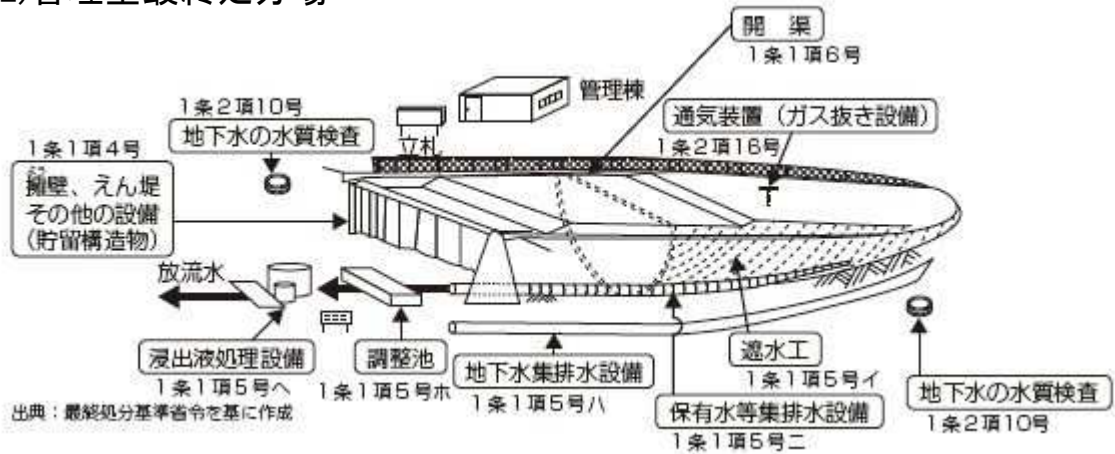
最終処分場の概念図

最終処分場の概要と施設の構成

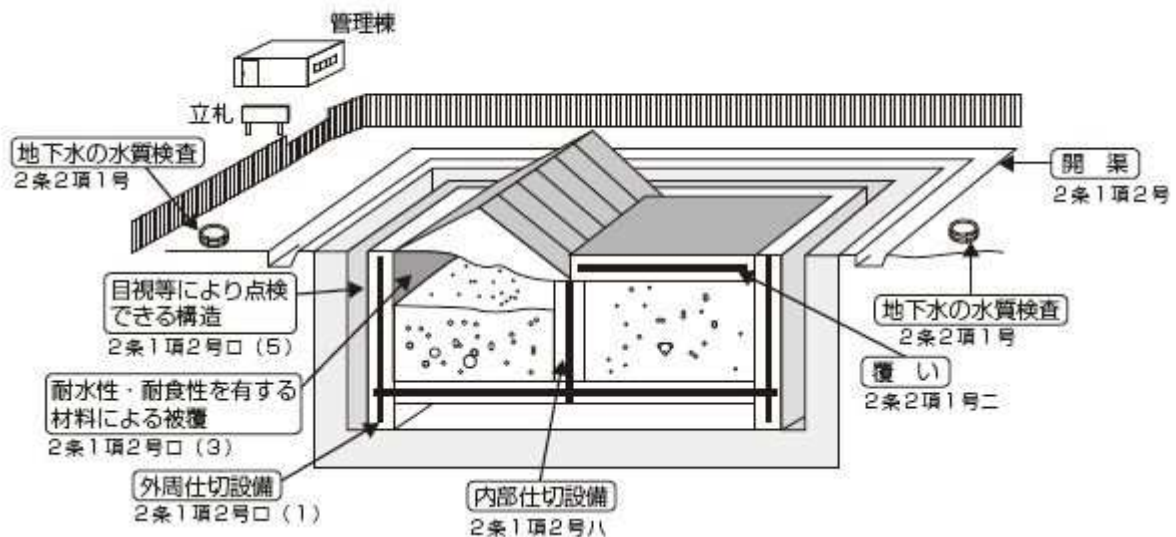
(1)安定型最終処分場



(2)管理型最終処分場



(3)遮断型最終処分場



巻末資料5 擁壁の安定計算

社団法人日本道路協会発行「道路土工—擁壁工指針(平成24年7月改訂)」抜粋

1	総説	(省略)
2	擁壁工の基本方針	(省略)
3	計画・調査	(省略)
4	設計に関する一般事項	(省略)
4-1	基本方針	

(1) 擁壁の要求性能

擁壁の設計に当たっては、使用用途との整合性、構造物の安全性について、安全性、供用性、修復性の観点から次に従って要求性能を設定することを基本とする。

・擁壁の要求性能の水準は、以下を基本とする。

性能1：想定する作用によっては擁壁としての健全性を損なわない性能

性能2：想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、擁壁としての機能の回復が速やかに行い得る性能

性能3：想定する作用による損傷が擁壁して致命的とならない性能

・擁壁の重要度の区分は、以下を基本とする。

重要度1：万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合、あるいは隣接する施設に重大な影響を与える場合

重要度2：上記以外の場合

一般的には、擁壁の要求性能は表4-1をめやすとするのがよい。

表4-1 擁壁の要求性能の例

想定する作用		重要度	
		重要度1	重要度2
常時の作用		性能1	性能1
降雨の作用		性能1	性能1
地震動の作用	レベル1地震動	性能1	性能2
	レベル2地震動	性能2	性能3

※ なお、最終処分場における主要構造物（貯留構造物等）については、原則「重要度1」とする。

4-2 荷重

4-2-1 一般

(1) 考慮すべき荷重

擁壁の設計に当たっては、一般に次の荷重を考慮するものとする。

(主荷重)

- ① 自重
- ② 積荷重
- ③ 土圧
- ④ 水圧及び浮力

(従荷重)

- ⑤ 地震の影響
- ⑥ 風荷重

(主荷重に相当する特殊荷重)

- ⑦ 雪荷重

(従荷重に相当する特殊荷重)

- ⑧ 衝突荷重

擁壁の設計に当たって考慮する荷重の組合せは、同時に作用する可能性が高い荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して設定するものとする。

(2) 荷重の組合せ

擁壁の設計は、同時に作用する可能性が高い組合せのうち、擁壁に最も不利となる条件を考慮して行わなければならない。擁壁の設計における一般的な荷重の組合せは次のとおりである。ただし、設置地点、構造形式、環境、形状・寸法等の諸条件によっては、次の組合せその他の荷重を付加して設計しなければならない。

- ① 自重+載荷重+土圧
- ② 自重+土圧
- ③ 自重+地震の影響

一般には、上記の組合せのうち、常時の作用に対しては①及び②、地震動の作用に対しては③の組合せについて設計を行うものとする。

水圧及び浮力、雪荷重については、擁壁の設置地点の状況によって、上記①～③の組合せに付加して設計するものとする。

擁壁の設計における荷重の組合せは、同時に作用する可能性が低いと考えられる組合せについては検討を省くことができる。例えば、擁壁の頂部に遮音壁や防護柵を直接取り付ける場合には、雪荷重や衝突荷重を考慮するものとし、それぞれ上記②の組合せに付加して設計するものとする。これは、風荷重や衝突荷重は、載荷重や地震の影響と同時に作用する一般的に低いと考えられることから、組合せは考慮しなくてもよい。

4-2-2 自重

擁壁の設計に用いる自重は、躯体重量のほか、逆T型、L型擁壁などの場合には、一般にかかと版の突出長が長いために、**図4-1**に示すかかと版上の載荷土(abcdで囲まれた土)を躯体の一部と見なし土の重量を含めたものとする。

また、逆T型擁壁のつま先版上の土砂は、通常の場合これを無視してよいが、根入れ深さが大きい場合や逆L型擁壁のつま先版上の土砂は、通常の場合これを無視してよいが、根入れ深さが大きい場合や逆L型擁壁などの場合にはその影響を考慮するものとする。

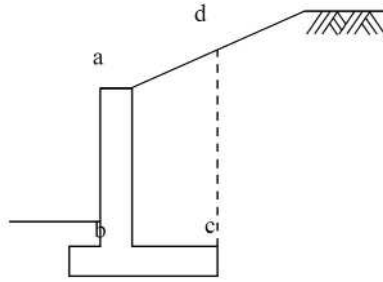


図4-1 逆T型、L型擁壁などの躯体自重

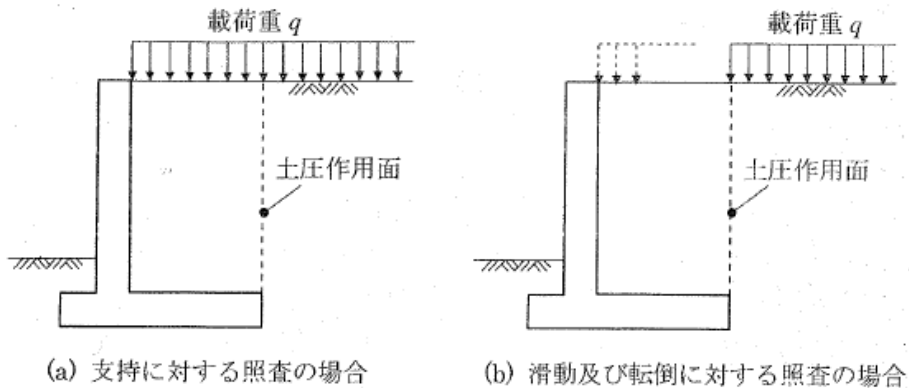
躯体自重の算出に用いる鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量は、次の値を用いてもよい。

鉄筋コンクリート	24.5kN/m ³
コンクリート	23.0kN/m ³

また、土の単位体積重量は、土質試験結果をもとにして決定するのが望ましいが、高さが8m以下の擁壁では、土質検査によらないで、表4-5に示す値を用いてもよい。

4-2-3 載荷重

設計に用いる載荷重として活荷重などを考慮するものとし、その値は、一般に $q = 10\text{kN/m}^2$ とする。載荷重は、擁壁に最も不利となるように載荷するものとする。図4-2に載荷重の載荷方法の一例を示す。この例では、擁壁に最も不利となるように、支持に対する安定を照査する場合にはかかと板上の載荷重を考慮し、活動・転倒に対する安定を照査する場合にはかかと板上の載荷重を無視している。



(a) 支持に対する照査の場合

(b) 滑動及び転倒に対する照査の場合

図4-2 載荷重の載荷方法の例

4-2-4 土圧

擁壁は土と接して築造される構造物であり、擁壁には壁面土圧が作用する。

土圧には擁壁の変位に応じて主働土圧、静止土圧、受動土圧の状態がある。

(1) 主働土圧

壁が前方（盛土から遠ざかる方向）に移動し、それに伴って背面土が崩れかかるときの土圧は主働土圧と呼ばれている。擁壁は土塊を支えるのが目的であるので、一般にこの主働土圧をもとに設計が行われている。このとき、一般に土圧の計算はクーロンやランキン等の土圧公式

が用いられるが、本指針においては原則としてクーロン系の土圧算定手法である施行くさび法により土圧算定するものとした。

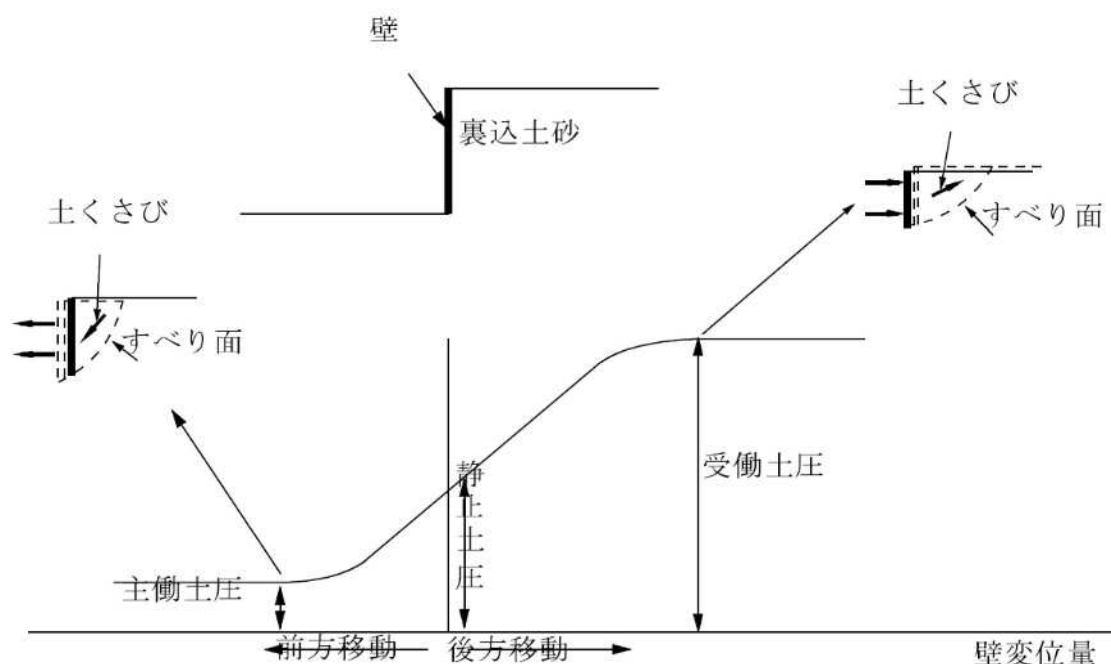


図4-3 壁の移動と土圧

(2) 受働土圧

主働土圧とは逆に壁が土塊側に押し込まれ、土塊が上方に押し上げられるような状態で破壊するときの土圧は受働土圧と呼ばれている。擁壁前面の埋戻し土による受働土圧は、擁壁の滑動抵抗力となるが、洪水時や豪雨時の洗掘、人為的な掘返しにより前面の埋戻し土が取り除かれるおそれや、凍結融解によって前面土圧が十分に発揮されないおそれ等があるため、擁壁の設計では前面埋戻し土による受働土圧は一般には無視する。

(3) 静止土圧

壁体に全く変位が生じていない時に壁に作用する土圧を静止土圧という。静止土圧は不静定力であり、これを性格に推定することは困難であるが、過去の実験や経験によって概略推定する方法が提案されている。

擁壁に作用する土圧は、ここに述べたように単純ではなく、構造物や基礎地盤との相互作用の結果生じると考えられる。したがって、擁壁に作用する土圧を推定するには、土の応力～ひずみ関係を考慮する必要があるが、土の粒度や間隙比、含水状態等の物理条件のほかに、応力履歴や境界条件等によって複雑な挙動を示す。このため、実務上は、構造物の変形特性等を考慮して、前述の考え方を経験的に応用した計算法を適用している。

4-2-5 水圧および浮力

(1) 水圧

地下水位以下に設置されるU型擁壁や河川の水際に設置される擁壁のように壁の前後で水位

差が生じるような場合には、この水位差に伴う静水圧を考慮するものとする。

静水圧は、式（4-1）により算出するものとする。ただし、擁壁が地下水位以下であっても、擁壁の一部または全部に水圧が作用しないことが明らかである場合には、擁壁に作用する水圧を低減あるいは考慮しないことができる。

$$p_w = \gamma_w \cdot h \quad \dots \dots \dots (4-1)$$

ここに p_w : 水面より深さ h における静水圧 (k N/m^2)
 γ_w : 水の単位体積重量 (9.8 kN/m^3)
 h : 水面からの深さ (m)

(2) 浮力

擁壁が河川等の水際や地下水位以下に設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる浮力を考慮する必要がある。

擁壁底面の地盤が粘性土層や亀裂の少ない岩盤等の不透水層の場合でも、経年的な水の浸透などによって浮力が作用する場合がある。このような場合に擁壁の長期的な安定性を照査するため浮力を考慮する。

浮力は、水位の変動が著しい箇所においては擁壁に最も不利となるように载荷するものとする。例えば、滑動や転倒に対する安定性を照査する場合には浮力を考慮し、支持に対する安定性を照査する場合には浮力を考慮し

地盤の支持力、部材の応力度について検討する場合には浮力を無視する場合がある。

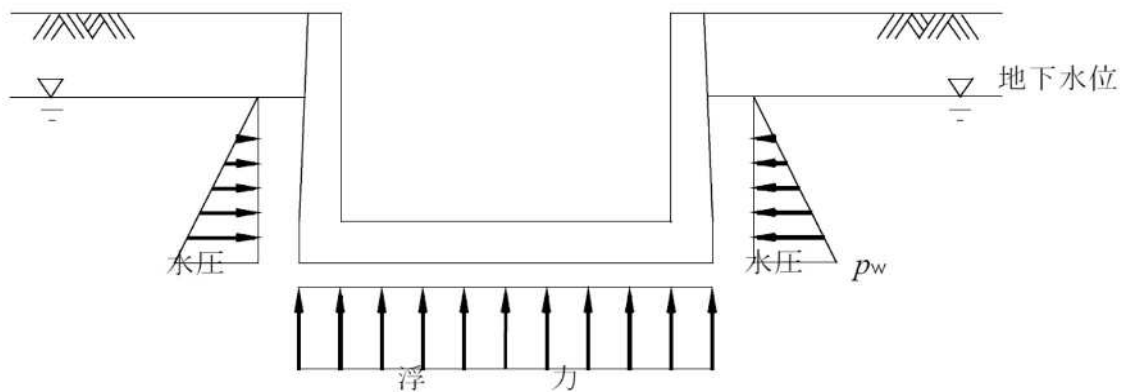


図4-4 U型擁壁に作用する水圧および浮力

4-2-6 地震の影響

地震の影響として次のものを考慮するものとする。

- ・ 擁壁の自重に起因する地震時慣性力
- ・ 地震時土圧
- ・ 地盤の液状化

地震動の作用に対しては、震度法等の性的照査法に基づく照査を行えばよい。この際、自重に起因する慣性力、及び地震時土圧の算定には、次に示す設計水平震度を用いてよい。

また、高さ 8m 以下のコンクリート擁壁において常時の作用に対して、擁壁の安定性と部材の

安全性を満足する場合には、地震動の作用に対する照査を行わなくてもレベル1地震動に対して性能2を、レベル2地震動に対して性能3を満足するとみなしてよい。

① 設計水平震度

地震の影響を考慮する場合の設計水平震度は式(4-2)により算出するものとする。

$$k_h = c_2 \cdot K_{h0} \dots \dots \dots (4-2)$$

- ここに K_h : 設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)
- K_{h0} : 設計水平震度の標準値で、**参表4-1**を用いてもよい。
- c_2 : 地域別補正係数 (**表4-2**、**図4-5**)

[参考1-1]

参表4-1 設計水平震度の標準値 k_{h0}

地盤種別	I種	II種	III種
レベル1地震動	0.12	0.15	0.18
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

表4-2 地域別補正係数 c_z

地域区分	補正係数 c_z	対象地域	建設省告示第1793号第1項中の表
A	1.0	鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡	(一)
B	0.85	鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡	(二)

図4-5 地域別補正係数 c_z (省略)

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_G により区別し、**表4-3**によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合はI種地盤とする。

表4-3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I種	$T_G < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_G$

地盤の特性値 T_G は、式(4-3)によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} \dots \dots \dots (4-3)$$

- ここに T_G : 地盤の特性値 (s)
- H_i : i番目の地層の厚さ (m)
- V_{Si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

値は式(4-4)によるものとする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{粘性土層の場合} \\ V_{si} = 100 N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \\ \text{砂質土層の場合} \\ V_{si} = 80 N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \end{array} \right\} \dots (4-4)$$

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるときの地表面から i 番目の地層の番号

ここでの基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

(1) 慣性力

地震時慣性力は、自重 W に設計水平震度 k_h を乗じたものとし、躯体断面の重心位置 G を通って水平方向に作用させる (図 4-6 (a))。なお片持ばり式擁壁の場合は、躯体とかかと版上の土塊を含めた領域を躯体断面と考えて重心位置に作用させる (図 4-6 (b))。

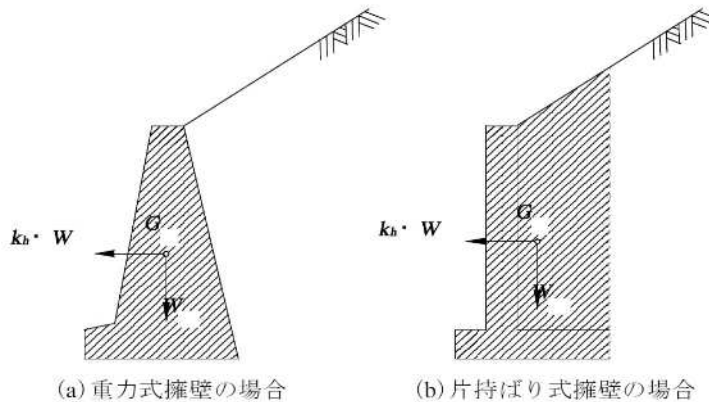


図 4-6 地震時慣性力の考え方

(2) 地震時土圧

地震時土圧は、裏込め土のすべり土塊の自重による水平方向の慣性力を考慮して算定する。コンクリート擁壁における地震時土圧の算定法を 5-2-4 に述べている。補強土壁、その他の擁壁においても、同様な方法で地震時土圧を算定するものとする。

(3) 地盤の液状化の影響

基礎地盤で液状化すると判定された砂質土層は、地震時に不安定となる地盤であり、土の強度及び支持力が低下する可能性があると考えられる。液状化生じると判定された砂質土層については、土質定数を低減させるなど適切に考慮する必要がある。

U型擁壁が地下水位以下に埋設される場合で、U型擁壁が設置される周辺地盤が液状化した場合には、過剰間隙水圧が作用するとともに側壁の土との摩擦抵抗力が低下する可能性がある。したがって、U型擁壁が地下水位以下に真伊勢宇される場合で、周辺地盤が液状化する可能性がある場合には、その影響を考慮する必要がある。地盤の液状化の可能性の判定お酔い土質定数の低減については、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」によるものとする。

また、軟弱地盤上で地下水位が高い場合には、基礎地盤の置換え土に砂質土を用いると、砂質土が液状化し、擁壁に沈下や返上が生じる場合がある。このため、軟弱地盤で地下水位が高い場合には、置換え砂の安定処理を行うなどの置換え砂に液状化が生じないような処理を施す必要がある。

4-2-7 風荷重 (省略)

4-2-8 雪荷重 (省略)

4-2-9 衝突荷重 (省略)

4-3 土の設計諸定数

(1) 土の強度定数と試験

擁壁の設計に用いる土圧は、土質試験を行うなど十分な検討によって求められた定数により算出する。

土質調査を行って土の強度定数を求める場合、現場において予想される試料の状態、たとえば含水比、密度、飽和度、乱れの程度などを十分に考慮する必要がある。これらの土質定数の設定は原則として各種土質試験に拠ることを原則とする。粘着力 c を考慮する場合は、施工中の乱れの影響などを考慮し、過大評価にならないよう注意する必要がある。なお高さ 8m 以下の擁壁で、これら土質検査を行うのが困難な場合、土質分類から推定したせん断定数を用いてもよい。

(i) 土のせん断定数

① 一軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土の場合、一軸圧縮試験によって粘着力 c を求めてもよい。

$$c = \frac{1}{2} q_u \quad \dots \dots \dots (4-5)$$

ここに c : 粘着力(kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強さ(kN/m²)

② 三軸圧縮試験によるせん断定数

基礎地盤については乱さない試料、裏込め土については突き固めた試料をもとに三軸圧縮試験を行い、 c 、 ϕ を求めるのが望ましい。

このときのせん断強さは式(4-6)で示される。

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad \dots \dots \dots (4-6)$$

ここに s : せん断強さ(kN/m²)

σ : せん断面に作用する全垂直応力(kN/m²)

c : 土の粘着力(kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角(°)

③ 標準貫入試験による N 値から推定するせん断定数

標準貫入試験による N 値から式(4-7)~式(4-10)によって、経験的に推定した値を用いてもよい。

粘性土の粘着力 c

$$c = 6N \sim 10N \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots \dots \dots (4-7)$$

砂質土のせん断抵抗角 ϕ

$$\phi = 4.8 \log N1 + 21 \quad \text{ただし、} N > 5 \quad \dots \dots \dots (4-8)$$

$$N1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \quad \dots \dots \dots (4-9)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \dots \dots \dots (4-10)$$

ここに c : 粘着力(kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角 (°)

σ'_v : 標準貫入試験を実施した地点の有効上載圧 (kN/m²)

$N1$: 有効上載圧 100kN/m²相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50\text{kN/m}^2$ である場合には、50kN/m²として算出する。

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

x : 標準貫入試験を実施した地点の原地盤面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

(2) 裏込め材料・盛土材料の諸定数

1) 土の強度定数

高さ 8m 以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合は、経験的に推定した表 4—4 の値を用いてもよい。

表 4—4 裏込め土のせん断定数

裏込め土の種類	せん断抵抗角(ϕ)	粘着力 (c) ^{注2)}
礫質土 ^{注1)}	35°	—
砂質土	30°	—
粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注 1) 細粒分が少ない砂は礫質土の値を用いてもよい。

注 2) 土質定数をこの表から推定する場合、粘着力 c を無視する。

2) 土の単位体積重量

土圧の計算に用いる土の単位体積重量 γ (kN/m³)、裏込め土(盛土)に使用する土質試料を用いて求める。高さ 8m 以下の擁壁で土質計算を行うことが困難な場合は、土質試験によらないで表 4—5 の値を用いてもよい。

表 4—5 土の単位体積重量 (kN/m³)

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 (ただし $w_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9kN/m³ (0.9tf/m³) を差し引いた値としてよい。

(3) 基礎地盤の諸定数

1) 地盤の支持力

地盤の許容支持力は、原位置試験など試験などを行って決定することを原則とする。

特に大規模な擁壁、特殊な施工条件のもの、重要度の高い擁壁あるいは、緩い砂質地盤、軟らかい粘土地盤上の擁壁については慎重に検討する必要がある。

地盤の許容支持力は標準貫入試験によるN値、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等の結果を検討して決定した粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて求める場合と、平板載荷試験の結果により求めた地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて求める場合とがあり、それぞれ「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」の「10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力」に従って求めるものとする。なお、ここで用いる奥行き幅 L は図4-7に示すように、一般にはブロック長（伸縮目地間隔）としてよい。

平板載荷試験で求められる地盤の変形特性や支持力特性は、載荷面から載荷板の幅の1.5～2.0倍程度の深さまでの地盤を対象としているので、許容鉛直支持力度を決定する際には、平板載荷試験の結果だけではなく、N値、土質試験結果等を総合的に判断して決めなければならない。

地盤の許容鉛直支持力度は、上記で求めた基礎地盤の極限支持力を、一般には表4-6の安全率及び図4-7に示す擁壁底面の有効載荷面積 A' で除した値とする。なお、支持力の照査に用いる鉛直荷重は、擁壁底面に作用する安全鉛直力を有効載荷面積で除した値とすることに注意しなければならない。加重の強力 R の作用位置が擁壁底面の中央より後方にある場合には、許容鉛直支持力度及び地盤反力度とも有効載荷面積は擁壁底面面積とする。

また、岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式より極限支持力を推定することが困難であるので、岩盤においては設計の実情を考慮し、表4-7に示す従来からの許容鉛直支持力度を用いてよい。

また、基礎地盤の極限支持力は剛塑性理論に基づき得られるため、沈下量と関係付けられたものではない。そこで、擁壁のせっけいでは一般的には沈下の照査は行わないが、擁壁に生じる沈下に対する制限が厳しい場合には、常時の最大地盤反力度を表4-7に示す程度に抑えれば、沈下の照査を行ったと考えてよい。なお、軟弱地盤における沈下の検討については、「道路土工-軟弱地盤対策工」を参照されたい。

なお、高さ8m以下の擁壁で、現地の試験を行うことが困難な場合には表4-7を使用してもよい。表4-7は常時のものであり、地震時はこの値の1.5倍の値としてよい。

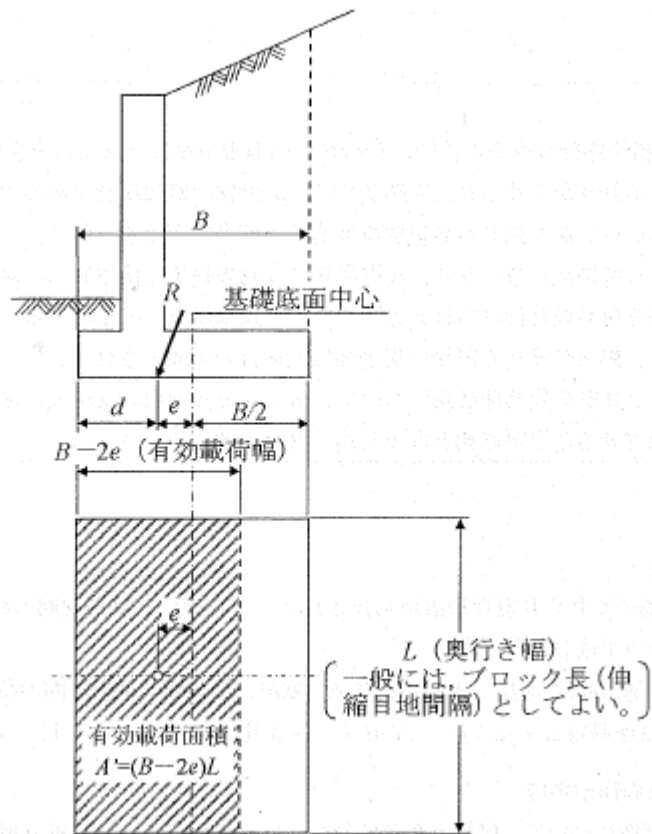


図4-7 有効載荷面積 (偏心が1方向の場合)

表4-6 安全率

常時	地震時
3	2

表4-7 指示地盤の種類と許容支持力度(常時値)

支持地盤の種類		許容支持力度 $q_a(\text{kN/m}^2)$	備考	
			一軸圧縮強度 $q_u(\text{kN/m}^2)$	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000 以上	—
	軟岩・土丹	300	1,000 以上	—
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	非常に硬いもの	200	200~400	15~30
	堅いもの	100	100~200	10~15

2) 擁壁底面と地盤との間の摩擦角 ϕ_B と付着力 c_B

擁壁底板と地盤の間のせん断抵抗力は、摩擦角及び付着力に支配されるので、これらの値は地盤条件とともに施工条件等を十分に考慮して決めることが望ましい。

土質試験や地盤調査により支持地盤のせん断定数 c 、 ϕ が求められた場合、擁壁底面の摩擦角 ϕ_B は、現場打ちコンクリート擁壁では $\phi_B = \phi$ 、プレキャストコンクリート擁壁では $\phi_B = 2/3\phi$ としてよい。ただし、プレキャストコンクリート擁壁は基礎コンクリート及び敷きモルタルを設置して施工することを原則とするが、基礎コンクリートおよび敷きモルタルが良質な材料で適切に施工されている場合には、 $\phi_B = \phi$ としてよい。なお、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、摩擦係数 μ の値は 0.6 を超えないものとする。擁壁底面と地盤の付着力 c_B は、施工時の地盤の乱れ等を考慮して決定する。

また、土質検査などを行うことが困難な場合には、表 4—8 の値を用いてもよい。土のせん断定数は、地震時でも常時と同じであると考えてよい。

表 4—8 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi^B$	付着力 c_B
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に割栗石または碎石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、摩擦係数は 0.6 を超えないものとする。

3) 杭基礎の支持力計算に用いる定数

杭基礎の安定性照査に用いる地盤定数は、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」によるものとする。

4) 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討に用いる地盤定数

背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性を検討する際は、一般に円弧すべりの計算を行う。このときの地盤定数は「道路土工—盛土工指針」、「道路土工—切土工・斜面安定工指針」及び「道路土工—軟弱地盤対策工指針」によるものとする。

安全率 F_s は式 (4—11) により求める。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha)} \dots \dots \dots (4-11)$$

- ここに c : 仮想すべり面における土の粘着力 (kN/m²)
- ϕ : 仮想すべり面における土のせん断抵抗角 (°)
- l : 各分割片で切られたすべり面の長さ (m)
- W : 各分割片の重量 (kN/m²)
- u : 間隙水圧 (kN/m²)

b : 各分割片の幅 (m)

α : 各分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (°) (図4-8参照)

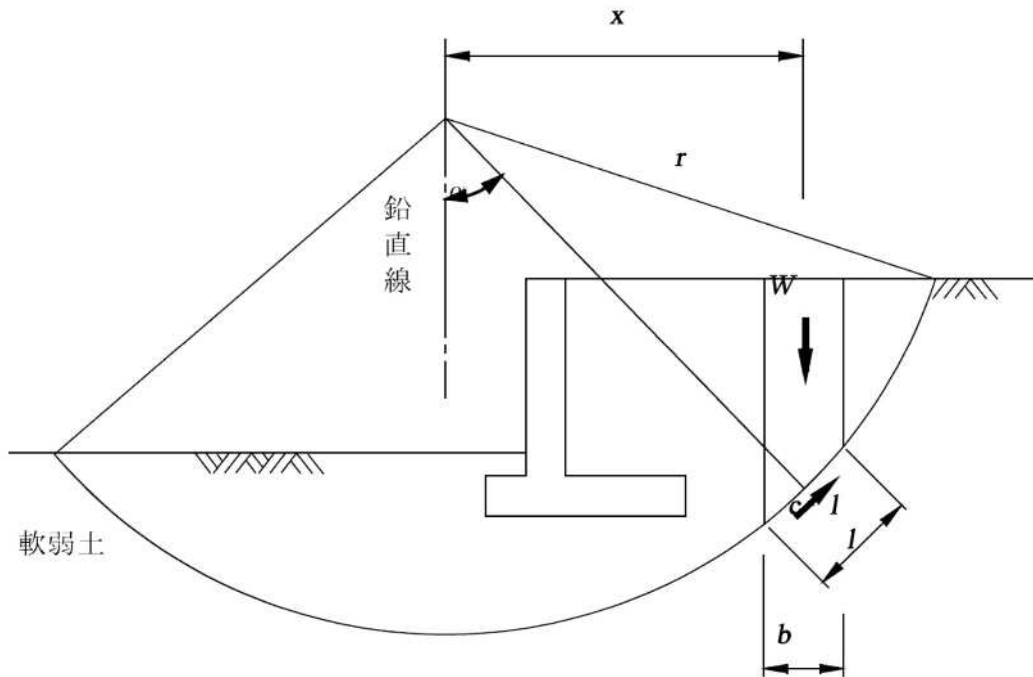


図4-8 分割法による安定計算

5) 沈下の検討に用いる定数

基礎地盤に圧密沈下が懸念される軟弱な土層がある場合には、擁壁の沈下に対する検討が必要となる。このときの地盤定数は、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」によるものとする。

6) 地盤の液状化の判定に用いる定数

基礎地盤に液状化が懸念されるゆるい砂質地盤がある場合には、液状化の判定の検討が必要となる。このときの地盤定数は、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」によるものとする。

4-4 使用材料

4-4-1 一般

(省略)

4-4-2 コンクリート

(1) コンクリート

擁壁の躯体に用いるコンクリートは、原則として次に示す設計基準強度以上のものを用いるものとする。

無筋コンクリート部材	18N/mm ²
鉄筋コンクリート部材	21N/mm ²
プレキャスト鉄筋コンクリート部材	30N/mm ²

コンクリートの耐久性は、水セメント比W/Cに関係する。このため、劣悪なコンクリートを排除する趣旨から、水セメント比W/Cと直接的に関係するコンクリートの設計基準強度につ

いて少なくとも上記の最低設計基準強度以上としなければならないこととした。

また、耐久性確保の観点から水セメント比W/Cの最大値が別途指定される場合では、水セメント比W/Cの最大値がみたされるように使用するコンクリート呼び強度の値を定めなければならない。

(2) 積みブロックの材料及び製品規格

ブロック積擁壁に用いるコンクリート積みブロックは、「JIS A 5371 (プレキャスト無菌コンクリート製品) 付属書4」及び「JIS A 5372 (プレキャスト鉄筋コンクリート製品) 付属書2」に適合するものについては品質を満足するものとみなしてよい。ただし、施工面積1㎡当たりの質量は350kg以上とする。

近年の、施工の省力化等の目的のために大型の積みブロックを用いたブロック積擁壁が増えてきている。特に、JIS規格に定められたものよりも大型の積みブロックと称し、大型積みブロックにより構成されたブロック積擁壁を大型ブロック積擁壁と呼ぶ。

大型積みブロックは主に次の3タイプに分けられる。

- ① 控長はJIS規格に定められた35cmのまま、ブロックの形状を大型化したもの
- ② 従来のブロックに比べ、控長を大型化したもの
- ③ その他

また、薄肉構造として施工時に配筋、中詰め等をして使用するものなどがある。これらの大型積みブロックを使用する際には、その強度や質量などを十分に検討して使用する。

(3) RC杭及びPHC杭 (省略)

(4) 場所打ち杭 (省略)

4-4-3 鋼材 (省略)

(1) 鉄筋コンクリート用鋼棒の材料 (省略)

(2) 鋼管杭の材料 (省略)

4-4-4 裏込め材料

(1) 裏込めに用いる材料

擁壁の裏込め土に用いる土質材料(裏込め材料)は、施工の難易、完成後の擁壁の安定に大きな影響を与えるので、良質な材料を使用しなければならない。

一般的に裏込め土としての材料は、敷均し・締固めの施工が容易で、締固め後の強度が大きく、圧縮性が少なく、透水性がよく雨水などの浸透に対して強度低下が生じない材料が望ましい。これらの条件から良質な裏込め材料としては粒度の良い粗粒土が挙げられる。

その一方で、土工は切土と盛土のバランスを考慮して行うので、経済性または環境への配慮から現地発生土を使用することが求められている。このため現地発生土の内から裏込めに適した良質な材料を選定し使用する。また、現地発生土がそのままでは良質な裏込め材料とはならない場合には、安定処理等による利用の検討を行う。その際、過度に安定処理を行うと変形特性が変化するとともに、透水性が低下し、通常とは異なった土圧や水圧等が作用するので十分に留意する必要がある。

液性限界の大きな粘性土は、含水量の影響を受けやすく、圧縮・膨張量が大きいために裏込め材料には適さない。また、温泉余土やベントナイト・腐植土を多量に含んだ土、風化の進んだ蛇紋岩等も膨張性や圧縮性が大きいので裏込め材料には適さない。新第三紀層の泥岩や頁岩等には乾湿繰返しの影響を受け、容易に細粒化するものがあり、これらは裏込め材料として望ましくない。

(2) 軽量材

(省略)

4-4-5 設計計算に用いるヤング係数

鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とする。また、コンクリートのヤング係数は、表4-9に示す値とする。

ただし、鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

表4-9 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40
ヤング係数	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4

4-5 許容応力度

4-5-1 一般

(1) 許容応力度

許容応力度法による設計を行う場合に用いる許容応力度の設定方法について示したものである。

(2) 許容応力度の設定方法

「1-4-5-2 コンクリートの許容応力度」から「1-4-5-5 鋼管杭の許容応力度」までに示していない材料の許容応力度は、(1)を踏まえ、1-4-5-2から1-4-5-5までに示す材料の許容応力度と同等以上の安全度を確保するように設定しなければならない。

(3) 許容応力度の割増し

荷重の組合せにより、発生頻度や擁壁に与える影響度が異なるので、ここでは表4-10に示すように、荷重の組合せに応じて許容応力度の割増し係数を示した。なお、これ以外の荷重の組合せによる許容応力度の割増し係数を考慮する場合には、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に準じてよい。

表4-10 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
地震の影響を考慮する場合	1.50
風荷重を考慮する場合	1.25
衝突荷重を考慮する場合	1.50

4-5-2 コンクリートの許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 鉄筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容応力度、許容せん断応力度及び許容付着応力度は、表4-11の値とする。なお、許容付着応力度は、直径51mm以下の鉄筋に対して適用する。

表4-11 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類		21	24	27	30	40
		圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0
軸圧縮応力度	5.5		6.5	7.5	8.5	11.0
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合	0.22	0.23	0.24	0.25	0.27
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合	1.6	1.7	1.8	1.9	2.4
	押し抜きせん断応力度	0.85	0.9	0.95	1.0	1.2
付着応力度	異形棒鋼に対して	1.4	1.6	1.7	1.8	2.0

また、コンクリートのみでせん断を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{al} は、次の影響を考慮して補正を行う。

① 部材断面の有効高 d の影響

表4-12に示す部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e を τ_{al} に乗じる。

表4-12 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

② 軸方向引張鉄筋比 p_t の影響

表4-13に示す軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{p_t} を τ_{al} に乗じる。ここで、 p_t は中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和を部材断面の幅 b 及び部材断面の有効高 d で除して求める。

表4-13 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{p_t}

軸方向引張鉄筋比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
c_{p_t}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

③ 軸方向圧縮力の影響

軸方向圧縮力が大きな部材の場合、式(4-12)により計算される軸方向圧縮力による補正係数 c_N を τ_{a1} に乗じる。

$$c_N = 1 + M_0 / M \quad \dots \dots \dots (4-12)$$

ただし、 $1 \leq c_N \leq 2$

ここに、 c_N : 軸方向圧縮力による補正係数

M_0 : 軸方向によるコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント (N・mm)

$$M_0 = N / A_c \cdot I_c / y$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

A_c : 部材断面積 (mm²)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

2) コンクリートの許容支持応力度は、式(4-13)により算出するものとする。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck} \leq 0.5 \sigma_{ck} \quad \dots \dots \dots (4-13)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

ここに、 σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (mm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

杭基礎における杭と底版の結合部等の設計に用いるコンクリートの許容支圧応力度は、式(4-12)により算出するものとするが、**図4-9**に示すように、その際の支圧面積のとり方については、次の事項に注意しなければならない。

- ① A_c と A_b の重心は一致すること。
- ② A_c の幅、長さはそれぞれ A_b の幅、長さの5倍以下とする。
- ③ A_b が多数ある場合、各々の A_c は重複してはならない。
- ④ A_b の背面は支圧力の作用方向に直角な方向に生じる引張力に対し、格子状の鉄筋等で補強しなければならない。

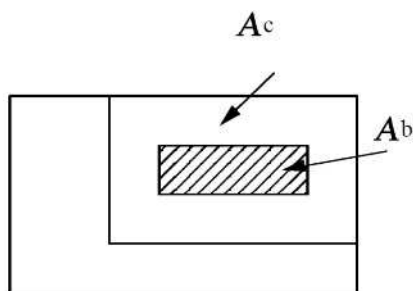


図4-9 支圧面積のとり方

(2) 無筋コンクリート部材

無筋コンクリート部材におけるコンクリート許容応力度は、表1-14の値とする。ただし、局部載荷の場合の許容支圧応力度は、式(4-13)により算出する値とする。

表4-14 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	許 容 応 力 度	備 考
圧 縮 応 力 度	$\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5$	σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 σ_{tk} : コンクリートの設計基準引張強度 (JIS A 1113の規定による)
曲げ引張応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{7} \leq 0.3$	
支 圧 応 力 度	$0.3 \sigma_{ck} \leq 6.0$	

(3) 場所打ち杭 (省略)

(4) 既製コンクリート杭 (省略)

4-5-3 鉄筋の許容応力度 (省略)

4-5-4 鋼材の許容応力度 (省略)

4-5-5 鋼管杭の許容応力度 (省略)

第 5 章 コンクリート擁壁

5-1 設計一般

コンクリート擁壁の設計に当たっては、5-2から5-10に従って次の照査・検討を行う。

- 1) 擁壁の安定性
 - ① 壁自体の安定性
 - ② 背面盛土の安全性
- 2) 部材の安全性
- 3) 排水工、付帯工

地震動の作用に対しては、「5-2-3 地震の影響」を考慮して、5-2から5-10までに示す事項に従えば、「5-7 各種構造形式のコンクリート擁壁の設計」に示す構造形式の擁壁について、以下のようにみなせる。

- i) レベル1地震動に対する設計水平震度に対して、5-3及び5-4に従い擁壁の安定性と部材の安全性を満足する場合には、レベル1地震動に対して性能1をレベル2地震動に対して性能3を満足する。
- ii) レベル2地震動に対する設計水平震度に対して、5-3及び5-4に従い擁壁の安定性と部材の安全性を満足する場合には、レベル2地震動に対して性能2を満足する。
- iii) 高さ8m以下の擁壁で常時の作用に対して、5-3及び5-4に従い擁壁の安定性と部材の安全性を満足する場合には、地震動の作用に対する照査を行わなくともレベル1地震動に対して性能2を、レベル2地震動に対して性能3を満足する。

これらの照査・検討は図5-1に示す設計の手順に従って行うのがよい。

図5-1 コンクリート擁壁の設計手順 (省略)

a) 要求性能の設定

「4-1-3 擁壁の要求性能」に従い各作用に対する擁壁の要求性能を設定する。

b) 設計条件の整理

擁壁の立地条件及び各種の調査結果（「3-2 調査」を参照）等を整理し、設計諸定数（「4-3 土の設計諸定数」を参照）の設定を行う。

c) 設計荷重の設定（「4-2 荷重」、「5-2 設計に用いる荷重」を参照）

設計時に考慮すべき荷重の種類、組合せ及び作用方法の設定を行う。その際、擁壁の安定性の照査時と部材の安全性の照査時で異なる荷重を考えなければならない場合もあるので注意する。

d) 構造形式の選定

「3-1 計画」を参考に擁壁の構造形式を選定する。

e) 基礎形式の選定

「3-1 計画」を参考に擁壁の基礎形式を選定する。

f) 標準設計の利用

整理した設計条件をもとにして標準設計の利用が可能かどうかを検討する。標準設計は、標準的な形式・条件の擁壁については設計業務の省力化が可能となるため、積極的に活用するのが望ましい。ただし、形式毎に適用条件が定められているので、利用に当たっては、現地の条件等について十分に検討するとともに、安易な拡大適用は行ってはならない。

g) 断面形状・寸法の仮定

選定した形式、地盤条件等に応じて断面形状・寸法の仮定を行う、それぞれの形式には経済的に定められた標準的な断面があるので、標準設計等を参考にして概略の形状・寸法を仮定するのがよい。

h) 擁壁自体の安定性の照査（「5-3 擁壁の安定性の照査」、「5-7 各種構造形式のコンクリート擁壁の設計」を参照）

擁壁自体の安定性としては、滑動、転倒、支持、変位の照査を行う。

この安定性の照査によって「不安定」の結果が出た場合は、再度断面形状の仮定を変更して、「安定」の結果が得られるまで照査を繰り返す。ただし、最終的な形状が当初の仮定からかけ離れて不経済もしくは不合理なものとなった場合、あるいは所要の性能を確保できる形状とならない場合は、構造形式及び基礎形式の選定から見直しを行うことが必要である。

i) 平面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討（「5-3 擁壁の安定性の照査」を参照）

h) により、擁壁自体の安定性が確保されても、中間層に軟弱な土層が存在する地盤や斜面上に擁壁を設置した場合、擁壁の上部に長大なのり面を有する場合には、背面盛土や基礎地盤を通るすべりが生じ、前面側の地盤がもり上るような現象が起き、擁壁のブロック間でずれや段差が生じることがある。飽和した緩い砂質土層が存在する地盤では、地震時に、液状化により大きく変形が生じることがある。また、軟弱地盤上に設ける杭基礎の擁壁では、背面盛土による偏荷重を受け、杭基礎が側方移動を起こし、擁壁が背面方向回転しながら倒れこみ、沈下し、擁壁のブロック間では、ずれや段差が生じることがある。このような地盤上に擁壁をする場合には、背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性について検討を行う。検討の結果、安定性が確保できない場合には、擁壁の断面形状や寸法、もしくは構造形式や基礎形式を変更するか、あるいは、盛土荷重の軽減や必要に応じ基礎地盤の改良等の対策工を検討する。

j) 部材の安全性の照査（「5-4 部材の安全性の照査」、「5-5 耐久性の検討」、「5-6 鉄筋コンクリート部材の構造細目」、「5-7 各種構造形式のコンクリート擁壁の設計」、「5-8 コンクリート擁壁における基礎の部材の設計」を参照）

c) で設定した設計荷重に対して、コンクリート擁壁を構成する部材の安全性を照査する。

k) 排水工の検討（「5-9 排水工」を参照）

排水工の検討では、裏込め土への水の浸入の防止・排除のための排水対策を検討する。

l) 付帯工の検討（「5-10 付帯工」を参照）

付帯工の検討に当たっては、個々の部位に働く作用等を考慮して構造を決定していく方法と、計算によらず仕様を指定して決定する方法がある。

ここで検討する構造には、遮音壁等が含まれるが、h)、i)、j)の際に考慮する風荷重等の大きさに影響を与える場合があるので、あらかじめ設計条件の整理の段階で付帯工を含めた検討を行っておく必要がある。

m) 設計図書の作成

擁壁の安定性の照査で決定した断面形状、部材の安全性の照査で決定した部材の形状・寸法、構造及び検討した構造細目をもとに施工に必要な計算書、材料表、詳細な図面を作成する。また、標準設計を利用した場合は材料数量、図面を整理する。

5-2 設計に用いる荷重

5-2-1 一般

(省略)

5-2-2 擁壁の自重

設計に用いる擁壁の自重は、重力式擁壁の場合は躯体自重のみとし、片持ばり擁壁等の場合は、かかと版上の裏込め土等を躯体の一部とみなし土の重量を含めるものとする。なお、自重を算出する際はの単位体積重量は、「4-2-2 自重」に示す値を用いてもよい。

また、片持ばり擁壁等のつま先版上の土砂は、通常の場合これを無視するが、根入れ深さが大きい場合や逆L型擁壁等の場合にはその影響を考慮する。

5-2-3 地震の影響

地震時の作用に対しては、震度法等の静的照査法に基づき照査を行えばよい。この際、擁壁の自重に起因する慣性力、及び地震時土圧の算定には4-2-6に示す設計水平震度を用いてよい。

5-2-4 土圧の算定

(1) 土圧の作用面と壁面摩擦角

土圧を算定する際の作用面のとり方を示したものである。重力式擁壁やもたれ式擁壁等において擁壁自体の安定性の照査及び躯体の部材設計を行う場合や、片持ばり式擁壁等のたて壁の部材設計を行う場合は図5-2、図5-3(b)に示すように土圧の作用面は躯体コンクリート背面とする。

一方、片持ばり式擁壁等における擁壁自体の安定性の照査、及び底版の部材設計においては、図5-3(a)に示すように、かかと版の先端b点から鉛直上方へ伸ばした面を仮想背面とし、この仮想背面に土圧が作用するものとする。

壁面摩擦角 δ は、土圧作用面の状態に応じて表5-1のとおりとしてよい。なお、片持ばり式擁壁等でかかと版の張出しが短く、たて壁が接近している場合、仮想背面（土圧作用面）における壁面摩擦角 δ は、別途適切に検討する必要がある。

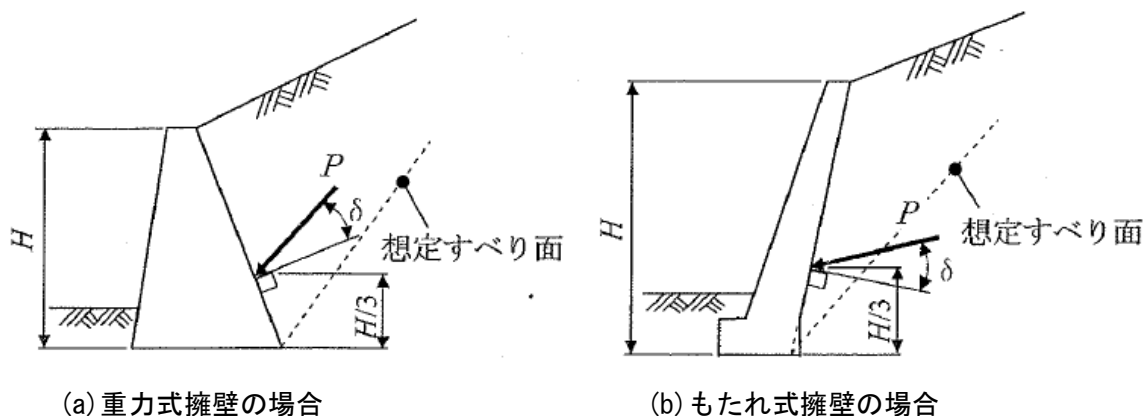
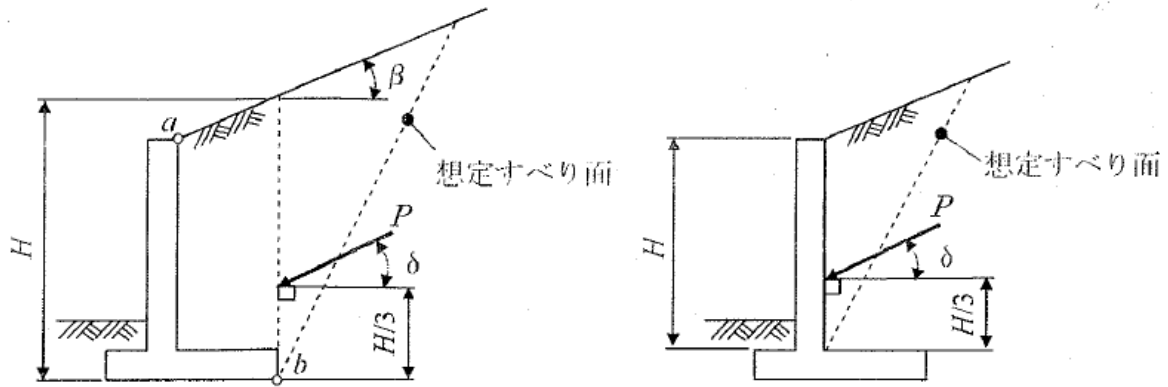


図5-2 重力式擁壁等の土圧作用面



(a) 安定性の照査時及び底版の部材設計時の土圧作用面
(b) たて壁の部材設計時における時の土圧作用面

図5-3 片持ちばり式擁壁の土圧作用面と想定すべり線

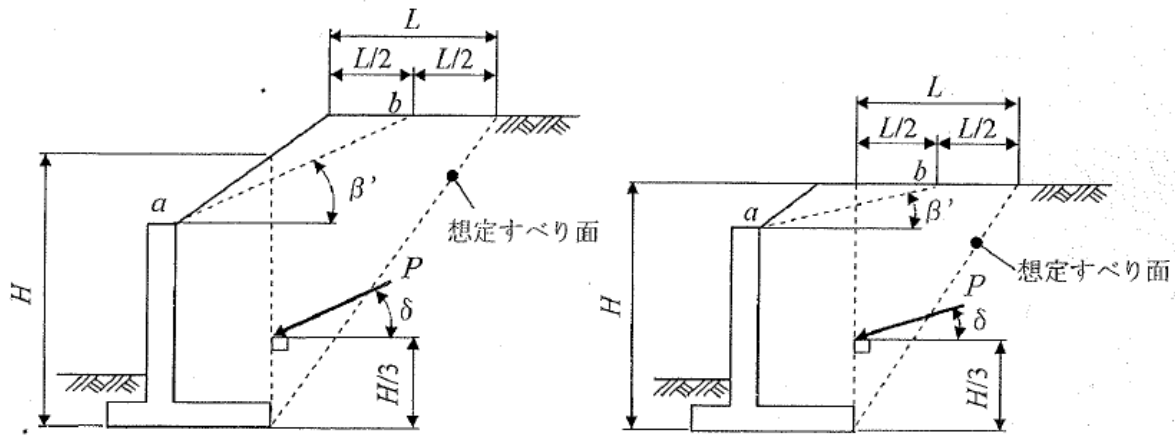
表5-1 主働土圧の算定に用いる壁面摩擦角

擁壁の種類	検討種類	土圧作用面の状態	壁面摩擦角	
			常時(δ)	地震時(δ_E)
重力式擁壁等	擁壁自体の安定性 部材の安全性	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$
片持ちばり式擁壁等	擁壁自体の安定性	土と土	β' 注)	式5-7による。
	部材の安全性	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$ ㄱ

注) 土圧作用面の状態が土と土の場合は、壁面摩擦角に代わって仮想のり面傾斜角 β' (土圧作用方向)を用いるものとする。ただし $\beta' > \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。

仮想のり面傾斜角 β' の設定は、次のとおりとする。

図5-3(a)に示すように擁壁天端と試行くさび法で想定するすべり面の範囲内で背面のり面が一樣な場合は、 β' をのり面傾斜角 β とする。また、擁壁天端とすべり面の範囲内でのり面が変化する場合は、図5-4(a)に示すように擁壁のたて壁天端の背面a点と、のり肩からすべり面と盛土の天端水平面の交点までの距離を二分したb点とを結んだ線の傾き β' を用いることとする。また、仮想背面が盛土の天端水平面と交差する位置にある場合は、図5-4(b)に示すように擁壁のたて壁天端の背面a点と、仮想背面とすべり面と天端水平面の交点までの距離を二分したb点とを結んだ線の傾き β' とする。



(a) 仮想背面がのり面と交差する場合

(b) 仮想背後が平坦面と交差する場合

図5-4 嵩上げ盛土形状が変化する場合の β' の設定方法

(2) 主働土圧の算定

常時の作用において、U型擁壁を除くコンクリート擁壁自体の安定性の照査及び部材の安全性の照査に用いる土圧は、主働土圧を用いることとする。

1) 盛土部擁壁に作用する主働土圧

盛土部擁壁に作用する土圧は、現場条件に応じて背面の盛土形状が異なるので、試行くさび法により算定するのがよい、試行くさび法は図5-5に示すようにクーロン土圧を図解によって求める方法の一つである、その手順を以下に示す。

① すべり面の仮定

擁壁のかかと（擁壁背面の下端）から水平面に対して角度 ω で直線を伸ばしたすべり面を仮定する。

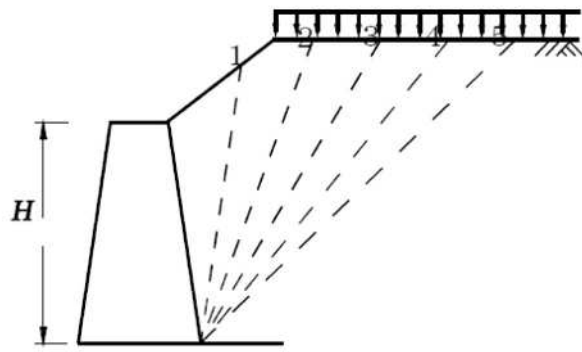
② 土くさび重量を算出し、力の釣り合いを考える

一般にはすべり面上の載荷重や雪荷重を含んだ土くさび重量 W 、すべり面における地盤からの反力 R 、擁壁に作用する土圧合力の反力 P が釣り合うという条件の下で未知の P の大きさを求める。

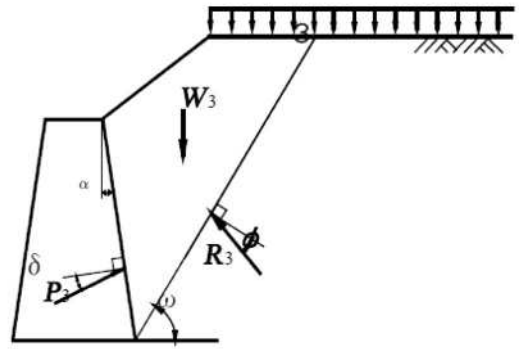
③ すべり面の角度 ω を変化させて P の最大値を求める

力の釣り合い条件より、 P はすべり面が水平方向に対してなす角 ω の関数として与えられる。図5-5(a)に示すように角度 ω を変化させたときに最大となる P が、設計時に考慮すべき主働土圧合力 P_A である。

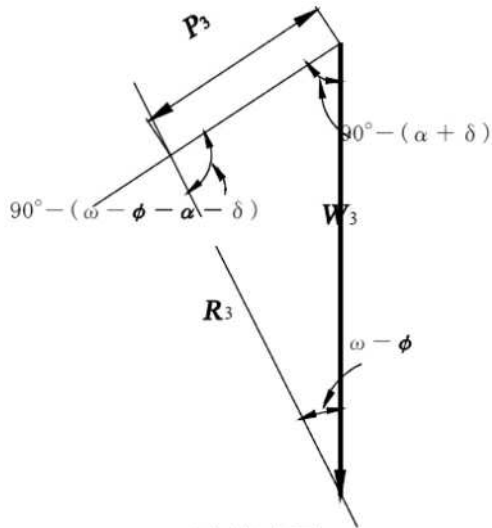
主働土圧合力 P_A の作用位置は、土圧分布の重心位置とする。一般的に、土圧分布は三角形分布と仮定することができ、この場合の作用位置は擁壁下端から土圧作用高 H の $1/3$ としてよい。



(a) 試行くさび



(b) 仮定された土くさび
(すべり線位置 3)



(c) 連力図

W_3 : 大きさと方向既知

P_3, R_3 : 方向のみ既知

$$P_3 = \frac{W_3 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここに

W : 土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m(tf/m))

R : すべり面に作用する反力 (kN/m(tf/m))

P : 土圧合力 (kN/m(tf/m))

α : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角(°)

δ : 壁面摩擦角(°) (表 5-1 による)

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

図 5-5 試行くさび法

なお試行くさび法において、擁壁背面の盛土形状が一様で裏込め土の粘着力がない場合の単位幅当たりの壁面に作用する土圧は、式（5-1）、（5-2）で与えられるクローンの主働土圧と一致する。ただし、 $\phi < \beta$ の場合、この公式は適用できない。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (5-1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad \dots \dots \dots (5-2)$$

- 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 : 土圧作用高 (m)
 - ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
 - α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
 - β : のり面傾斜角 (°)
 - δ : 壁面摩擦角 (°)

ここで用いる角度 α 、 β 、 δ は反時計回りを正とする。

2) 長大のり面を有する擁壁に作用する主働土圧

土のせん断抵抗角とのり面勾配の値が近い場合に、擁壁に作用する主働土圧を試行くさび法によって算出すると過大な土圧が算定される場合がある。これは実際のすべり面は円弧に近い形状であるのに対し、試行くさび法による土圧の計算に際してはすべり面を直線で近似していることや、粘着力を無視した場合に計算上のすべり土塊が大きくなってしまふなどの理由による。

これまでの経験によれば、**図5-6**に示したかさ上げ盛土高比 (H_i/H) が1を超える場合でも土圧は、盛土高 ($H+H_i$) が15mまではかさ上げ盛土高比を1とみなして計算してもよい。なお、盛土高が15mを超える場合は、擁壁の要求性能や重要度等に応じて適宜、土質試験等を実施したうえで主働土圧を適切に算定することが望ましい。

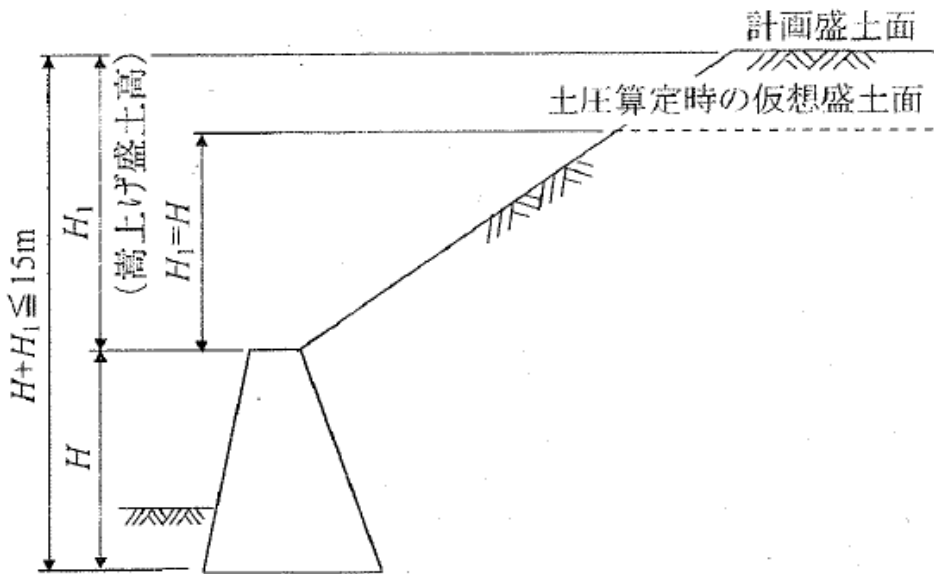


図5-6 嵩上げ盛土高比が $H_1/H > 1$ の場合

3) 切土部擁壁に作用する主働土圧

擁壁の背後に切土のり面または地山斜面等が接近し、擁壁に作用する主働土圧がこれらの影響を受け、通常の盛土部擁壁に作用する主働土圧とは異なってくることがある。

切土のり面や地山斜面の安定については、長期的な風化や雨水、地下水の影響を考慮して慎重に評価する必要がある。切土のり面等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主働土圧と比較して、その値は切土のり面等の位置や勾配、粗度、排水条件等によって大きくなることもある。

また、切土のり面等の長期的な安定が確保できない場合は、切土のり面等を含んだ全体について主働土圧を検討する必要がある。切土のり面等が安定している場合の主働土圧は、試行くさび法を用いて以下のように算定することができる。

切土のり面等における壁面摩擦角 δ' は地山の地質や表面状態によって異なるが、通常は $\delta' = 2/3\phi \sim \phi$ の間にあると考えられ、表5-2を目安に適切な値を定めるものとする。なお、切土部土圧の大きさは δ' の値によって影響されるので、 δ' の値は慎重に決定しなければならない。

表5-2 切土のり面等における壁面摩擦角 δ'

地山の地質や表面状態	壁面摩擦角 δ'
軟岩以上で比較的均一な平面をなしている場合	$2\phi/3$
粗面であるか、段切り等の処理がされ粗面とみなしうる場合	ϕ

注) 表中の ϕ は裏込め土のせん断抵抗角である。

- δ_1 : 仮想背面 mn における壁面摩擦角 (°) で、 $\delta_1 = \beta$ とする。
 $\beta = \phi$ のときは $\delta_1 = \phi$ とする。
- α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- ε : 切土のり面等 (cd) の傾斜角 (°)

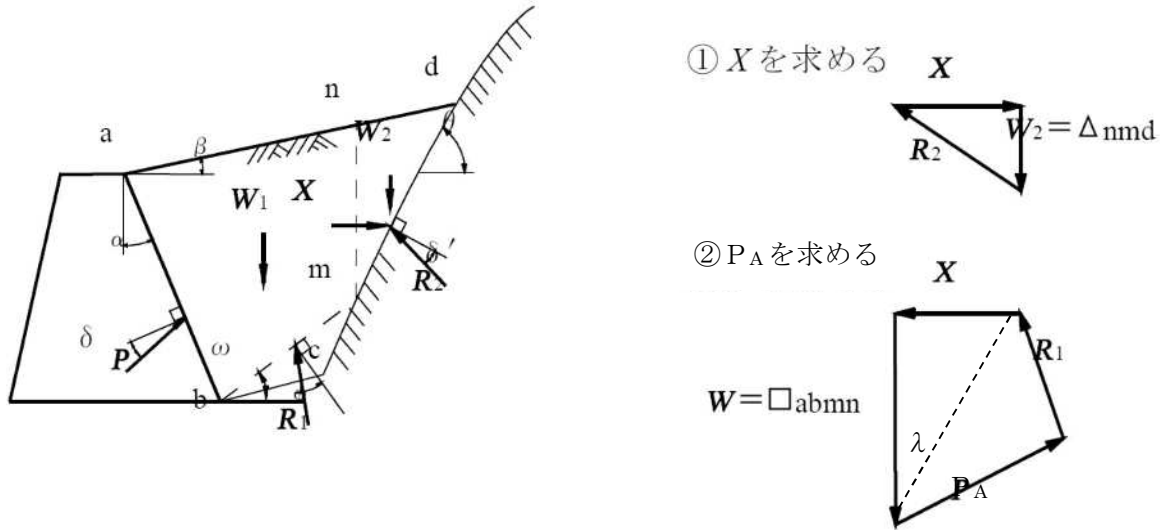


図5—8 すべり線が地山線と交わる場合

(3) 静止土圧の算定

U型擁壁のように、常時の作用において、土圧による水平方向の変位がほとんど生じないと考えられる場合は、静止土圧が作用すると考える。

静止土圧合力 P_0 は次の式 (5-4) によって計算してよい。

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (5-4)$$

ここに、 P_0 : 静止土圧合力 (kN/m)

K_0 : 静止土圧係数で、土質や締固めの方法によって 0.4~0.7 の値をとるが、通常の砂質土や粘性土 ($w_L < 50\%$) に対しては $K_0 = 0.5$ としてよい。

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 土圧作用高 (m)

静止土圧合力 P_0 の作用位置は土圧分布の重心位置とするが、一般的に擁壁下端から土圧作用高 H の $1/3$ としてよい。

(4) 受動土圧の算定

「4-2-4(2) 受動土圧」で示したように、通常、擁壁の設計では全面埋戻し土による受動土圧を蒸ししているが、擁壁前面の抵抗力を考慮する場合には、クーロンの受動土圧公式を用いるのがよい。地表面が一様な場合のクーロンの受動土圧公式を式 (5-5)、式 (5-6) に示す。この土圧は受動すべり面を平面と仮定しているが、実際には一般的に曲面すべり面で

あることから壁面摩擦角 δ が大きい場合、受動土圧は過大に評価される。したがって、設計上受動土圧を考慮する場合には、壁面摩擦角を $\delta = 0^\circ$ として算定してよい。

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (5-5)$$

$$\cos^2(\phi + \alpha)$$

$$K_p = \cos(\alpha + \delta) \cdot \cos^2 \alpha \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2 \quad \dots \dots \dots (5-6)$$

- ここに、 P_p : 受動土圧合力 (kN/m)
 K_p : 受動土圧係数
 γ : 全面埋戻し土のせん断抵抗角 ($^\circ$)
 H : 土圧作用高 (m)
 ϕ : 前面埋戻し土のせん断抵抗角 ($^\circ$)
 α : 壁前面と鉛直面のなす角 ($^\circ$)
 β : 擁壁前面の地盤面と水平面のなす角 ($^\circ$)
 δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$) で、通常 $\delta = 0^\circ$ とする。

ここで用いる角度 α 、 β 、 δ は、反時計回りを負とする。また受動土圧合力 P_p の作用位置は土圧分布の重心位置とするが、一般的に擁壁下端から土圧作用高 H の $1/3$ としてよい。

(5) 地震時主働土圧の算定方法

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慣性力を作用させる方法を用いるのがよい。

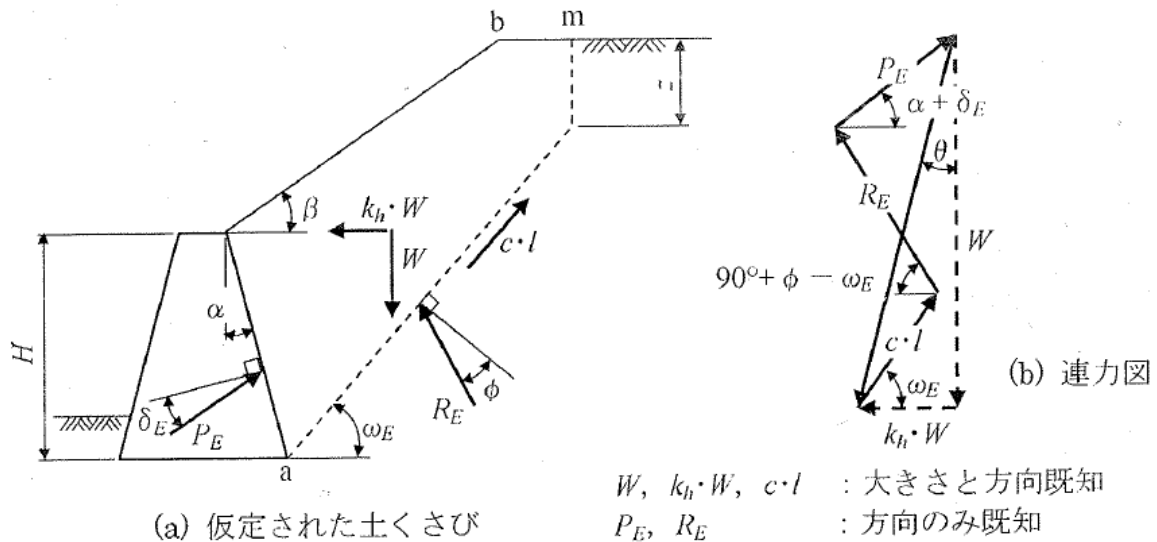
試行くさび法により地震時主働土圧を算定するには、**図5-9**に示すように仮定された土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させ、これを考慮した連力図を解けばよい。なお、すべり面 am を求める時、のり肩 b の前後2箇所において土圧合力 P_E の極値が存在することがあるので注意を要する。また、**図5-9**は粘着力 c を有する裏込め土の場合を示しているが、粘着力 c を考慮しない場合は、図中の粘着高 z 及び仮定したすべり面上の抵抗力 $c \cdot 1$ をゼロとして求めればよい。ここに、粘着高 z は自立高さとも呼び、**図5-9**に示しているランキン式により求められる。

地震時土圧合力 P_E の作用位置は、土圧分布の重心位置とするが、一般的に擁壁下端から土圧作用高 H の $1/3$ としてよい。壁面摩擦角 δ_E については、**表5-1**によるものとする。なお、片持ちばり式擁壁等のように土中の鉛直の仮想背面に土圧を作用させる場合には、式(5-9)によるものとする。

$$\tan \delta_E = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \sphericalangle - \beta')}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \sphericalangle - \beta')} \quad \dots \dots \dots (5-7)$$

$$\text{ここに } \sin \sphericalangle = \frac{\sin(\beta' + \theta)}{\sin \phi} \quad \dots \dots \dots (5-8)$$

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



ここに k_h : 設計水平震度 z : 粘着高(m)で次式による。

θ : 地震合成角(°) $\theta = \tan^{-1} k_h$ $z = \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

c : 粘着力(kN/m²)

l : 假定したすべり線の長さ(m) γ : 単位体積重量(kN/m³)

β' : 仮想のり面傾斜角(°)で ϕ : せん断抵抗角(°)

図5-3(a)、図5-4による。

図5-9 地震時土圧の算定法

5-3 擁壁の安定性の照査

5-3-1 一般

(1) コンクリート擁壁における安定性の照査の基本

コンクリート擁壁の安定性の照査は(2)に示す擁壁自体の安定性の照査、及び(3)に示す背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討により行うことを示したものである。

(2) 擁壁自体の安定性の照査

擁壁は、「5-2 設計に用いる荷重」に示す設計で考慮する常時及び地震時の荷重に対し、滑動、転倒及び支持に対して所定の安全率を確保するとともに、変位が許容範囲以下であることを、「5-3-2 直接基礎の擁壁における擁壁自体の安定性の照査」、「5-3-3 杭基礎の擁壁における擁壁自体の安定性の照査」に従い照査する。このときの許容変位は、擁壁により形成される道路及び隣接する施設に有害な影響を及ぼさない変位としなければならない。なお、通常の地盤では、滑動、転倒、支持の安定に対する照査を行えば、一般に変位の照査は省略してもよい。

擁壁の基礎形式は直接基礎と杭基礎に大別できるが、それぞれの抵抗機構に応じた照査の考え方を示すと次のとおりである。

① 直接基礎

直接基礎では、擁壁からの荷重を擁壁底面より直接、基礎地盤に伝えるので、擁壁が滑動、転倒及び支持に対して所定の安全率または許容値を確保し、変位が許容変位以下でなければならない。

② 基礎

杭基礎では、擁壁が杭に支持されていることから、擁壁を転倒及び滑動させようとする外力を杭基礎に対する荷重項として、杭反力及び変位に対する所定の安全率または許容値を確保しなければならない。なお、杭基礎では、従来どおり転倒及び滑動に対する照査は不要である。

(3) 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討

擁壁自体は滑動、転倒及び支持に対して安定であっても、中間層に軟弱な土層あるいは液状化が懸念されるゆるい砂質土層が存在する地盤や斜面上に擁壁を設置する場合、または擁壁の上部に長大なり面を有する場合には、擁壁の背面盛土及び基礎地盤を含む地盤全体が広い範囲にわたって沈下やすべり破壊を生じることがある。

したがって、上記のような場所に設置する擁壁の場合には、(2)に示した擁壁自体の安定性の照査に加え、背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性について「5-3-4 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討」に従い検討する。

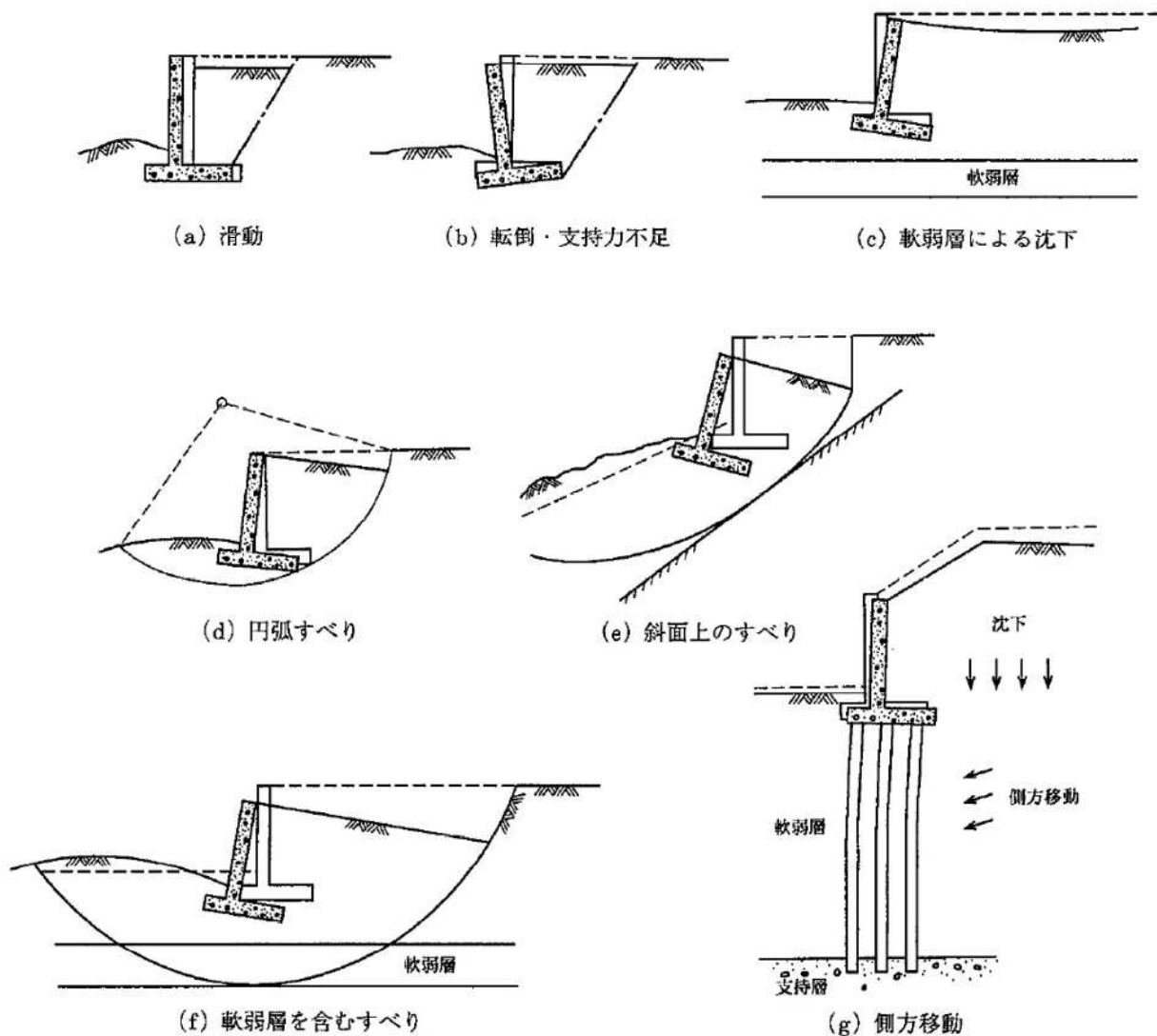


図5-10 擁壁の破壊状態

5-3-2 直接基礎における擁壁自体の安定性の照査

(1) 擁壁自体の安定性の照査

1) 滑動に対する安定の照査

擁壁には、擁壁を前面側に押し出そうとする滑動力と、これに対して擁壁底面と地盤と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面に押し出されるように滑動する。

滑動力は、主として土圧、慣性力等の荷重の水平成分であり、滑動抵抗力は主として擁壁底面と地盤との間に生じるせん断抵抗力である。

滑動に対する安定の照査では、式(5-9)により求まる安全率が常時では1.5、地震時では1.2を下回ってはならない。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{V_0 \cdot \mu + c_B \cdot B'}{H_0} \dots \dots (5-9)$$

ここに、 V_0 : 擁壁底面における全鉛直荷重(kN/m)で擁壁に作用する各荷重の鉛直成分の合計値。

H_0 : 底版底面における全水平荷重(kN/m)で擁壁に作用する各荷重の水平成分の合計値。

μ : 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数で $\mu = \tan \phi_B$ または表4-8の値とする。

c_B : 擁壁底面と地盤の間の付着力(k N/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅(m)で
 $B' = B - 2e$ とする。

B : 擁壁底面幅(m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離(m)で、図5-12を参照。

滑動に対する安全率の値が所定の安全率を満足できない場合は、擁壁底面幅を変化させるなどにより安定させるものとする。ただし、地形条件等の制約によりやむをえない場合は、基礎の根入を深くし前面土の受動土圧を考慮したり、あるいは突起を設けるなどの対処方法を検討しなければならない。

【参考5-1】前面地盤の受動土圧を考慮する場合

通常的设计で擁壁の前面地盤による滑動抵抗力を無視するのは、前面地盤は埋め戻された部分であり、ある程度変位が大きくなると確実な受動抵抗の発揮が期待できないこと、洪水時や豪雨時の洗掘や人為的な掘り返し(例えば埋設管補修、路盤復旧工)により前面地盤が取り除かれるおそれがあること、凍結や融解によって前面土圧が十分に発揮されないおそれがあることなどによる。したがって、滑動に対する抵抗力として擁壁の前面地盤の受動土圧を考慮する場合には、これらの事項を踏まえたうえで、受働土圧が考慮できる範囲を設定する必要がある。

一般に受働土圧を考慮できる仮想地盤面は、図5-11に示すように原地盤面または計画地盤面より1m以上深い位置に設定するのが望ましい。また、洗掘等の可能性の高い場合は河川状況等の条件を十分に考慮して仮想地盤面を設定し、考慮する受働土圧の大きさが過大にならないように安全側の設計をすることが望ましい。なお、前面地盤の埋戻しに当たっては、十分な締固めが行われることが不可欠である。

また、受働土圧が発揮される地盤変位は受働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧におおむね0.5を乗じた値を前面地盤の抵抗力としている。

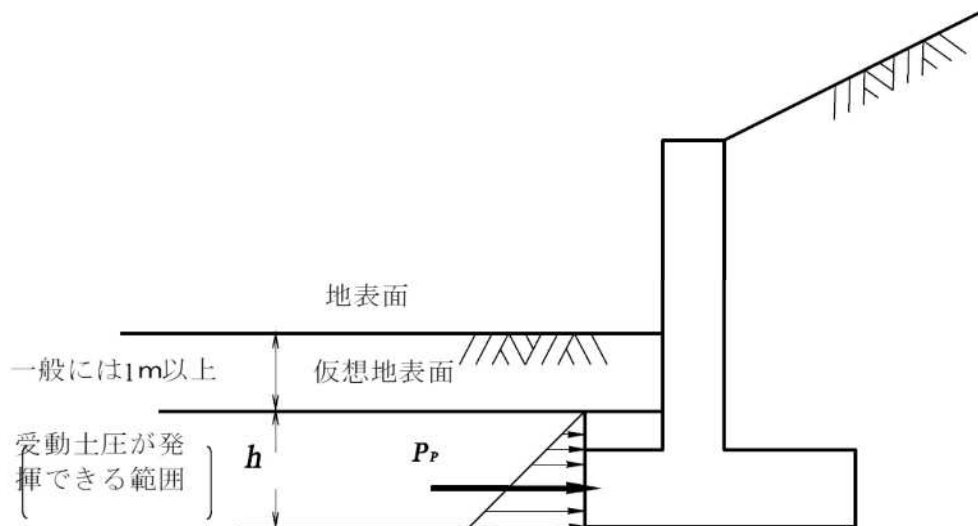


図5-11 擁壁の前面地盤による受働土圧

【参考5-2】 突起を設ける場合

突起は、堅固な地盤や岩盤の場合に採用され、これらの地盤を乱さないように周辺地盤との密着性を確保するように施工されてはじめてその効果が期待できるものである。

突起を設けた場合、図5-11に示すようにせん断抵抗力 H_k は、突起の先端面と平行な面を仮想の擁壁底面とみなし、この仮想擁壁底面に沿うせん断抵抗力から算出する。

突起を設けた場合のせん断抵抗力 H_k は式(5-10)より求め、滑動に対する安全率 F_s は式5-11より求める。

$$H_k = c \cdot b_1 + v_1 \cdot \tan \phi + (v_2 + v_3) \cdot \tan \phi_B \quad \dots \dots (5-10)$$

$$F_s = \frac{H_k}{H_o} \quad \dots \dots (5-11)$$

- ここに、 H_k : 擁壁底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN/m)
 H_o : 擁壁底面における全水平荷重(kN/m)で擁壁に作用する各荷重の水平成分の合計値。
 B' : 有効載荷幅(m)。ただし、荷重の偏心率
 b_1 : 有効載荷幅内の擁壁底面の先端から突起前面までの距離(m)
 b_2 : 有効載荷幅内の突起幅(m)
 b_3 : 突起背面から有効載荷幅の後方までの距離(m)
 $v_1 \sim v_3$: $b_1 \sim b_3$ に作用する鉛直荷重(kN)で、 $v_i = b_i / B' \cdot V_o$ で求める。
 V_o : 擁壁底面における全鉛直荷重(kN/m)
 ϕ : 基礎地盤のせん断抵抗角($^\circ$)
 ϕ_B : 擁壁底面と地盤との間の摩擦角($^\circ$)
 c : 基礎地盤の粘着力(kN/m 2)

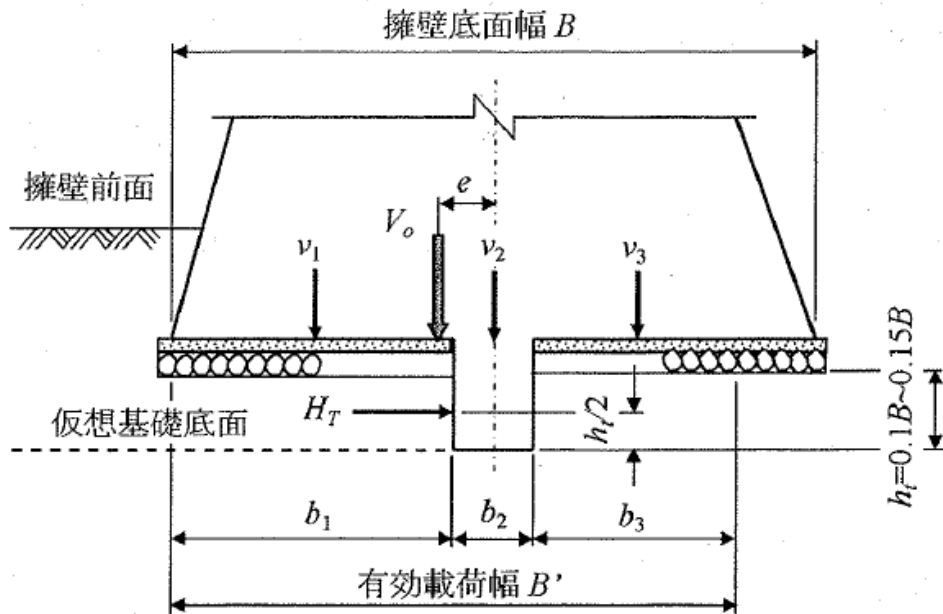


図5-11 突起を設けた場合の滑動に対する安定

突起は、せん断力を基礎地盤に伝えるよう十分貫入させなければならない。したがって、一般に突起は擁壁底面の中央付近に設置し、基礎地盤に貫入する突起の高さ h_i は、擁壁底面幅 B の 10~15% の範囲にするのが望ましい。

なお、岩盤の場合は c のみを評価し、 ϕ を無視する方法があるが、これらの値は岩盤の種類及び岩盤内の亀裂の状態等により大きく異なるので、その決定にさいしては注意が必要である。

突起の部材の照査は、突起に加わる水平力 H_t を式 (5-12) により求め、作用位置を基礎地盤に貫入する突起の高さ h_i の $1/2$ の点とし、擁壁底面との結合部を肯定端とする片持ばりとして設計してよい。

$$H_t = \left[c \cdot b_1 + v_1 \cdot (\tan \phi - \tan \phi_B) + v_2 \cdot \tan \phi_B \right] \frac{H_o}{H_k} \dots \dots (5-12)$$

2) 転倒に対する安定の照査

擁壁には、つま先を視点として擁壁を転倒させようとする転倒モーメントと、擁壁の転倒を抑止しようとする抵抗モーメントが作用し、転倒モーメントが過大となると擁壁は前面側に転倒を起こす。転倒に対する安定については、擁壁のつま先回りの転倒に対する安全率 (抵抗モーメント/転倒モーメント) により照査する方法もあるが、ここでは、擁壁底面における荷重の合力の作用位置で照査するものとし、常時及び地震時において、荷重の合力の擁壁底面の中央から偏心距離の許容範囲内であれば、通常の擁壁では転倒に対して安定であるものとする。なお、後述する式 (5-15) を満足することによって、常時においては地盤反力度の分布形状が台形となり、地盤への偏土圧を少なくすることで不同沈下等の発生も避けることができる。

図5-12における擁壁底面のつま先（○点）から荷重の合力Rの作用位置までの距離dは、式（5-13）で表される。

$$d = \frac{M_r - M_o}{V_o} = \frac{\sum V_i \cdot a_i - \sum H_i \cdot b_j}{\sum V_i} \quad \dots \dots \dots (5-13)$$

- ここに、
 M_r : 擁壁底面のつま先(○点)回りの抵抗モーメント (kN・m/m) で各荷重の鉛直成分によるモーメント $V_i \cdot a_i$ の合計値。
 M_o : 擁壁底面のつま先(○点)回りの転倒モーメント (kN・m/m) で各荷重の水平成分によるモーメント $H_i \cdot b_i$ の合計値。
 V_o : 底版底面における全鉛直荷重 (kN/m) で各荷重の鉛直成分 V_i の合計値。
 V_i : 擁壁に作用する各荷重の鉛直成分 (kN/m)
 a_i : 擁壁底面のつま先(○点)から各荷重の鉛直成分 V_i の作用位置までの水平距離 (m)
 H_j : 擁壁に作用する各荷重の水平成分 (kN/m)
 b_j : 擁壁底面のつま先(○点)から各荷重の水平成分 H_i の作用位置までの鉛直距離 (m)

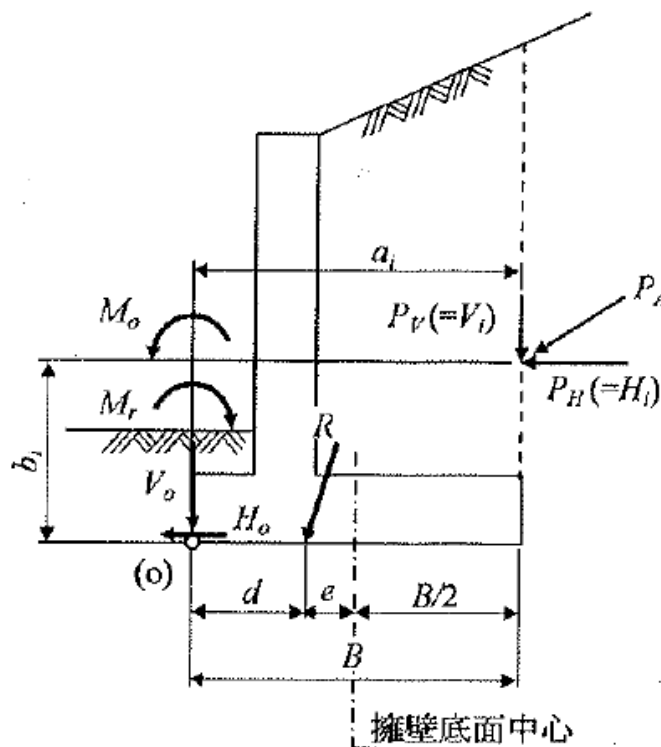


図5-12 合力作用位置の決め方

また、擁壁底面の中央から荷重の合力Rの作用位置までの偏心距離eは式（5-14）で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \dots \dots \dots (5-14)$$

転倒に対する安定条件は、荷重の合力Rの作用位置が常時では擁壁底面幅中央の $B/3$ の範囲内、地震時では擁壁底面幅中央の $2B/3$ の範囲内になければならない。式で表せば式(5-15)のとおりである。

$$|e| \leq B/6 \text{ (常時)}, \quad |e| \leq B/3 \text{ (地震時)} \quad \dots \dots \dots (5-15)$$

2) 支持基盤の支持力に対する安定

擁壁に作用する荷重は、支持基盤によって支持されるが、抵抗モーメント及び転倒モーメントと鉛直荷重の関係から求まる荷重の合力の作用位置によって、擁壁底面での地盤反力及び地盤反力分布が異なり、基礎地盤の鉛直支持力が不足すると擁壁底面の前面側または背面側が地面にめり込むような変状を起こす。支持に対する安定の照査は、許容鉛直支持力度を「4-3(3) 基礎地盤の諸定数」に示すように、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」の「10.3 地盤の許容支持力」による極限支持力 Q_u から求めた許容支持力度を用いる場合と表4-7の値等を用いる場合があり、それぞれ以下のように照査を行う。

前者の許容支持力度 q_a を静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した極限支持力度 q_u から求めた場合には、単位奥行き幅当たりの全鉛直荷重 V_o を有効載荷幅 B' で除して得られる鉛直地盤反力度が式(5-16)を満足しなければならない。また、後者の許容支持力度 q_{a0} に表4-7の値等を用いる場合は、式(5-19)～式(5-21)で求まる擁壁底面端部における鉛直地盤反力度 q_1 、 q_2 が式(5-17)を満足しなければならない。

なお、常時において支持力による擁壁の沈下が問題となる場合には、 q_1 、 q_2 が式(5-18)を満足しなければならない。この際、 q_{max} は表4-7に示す許容鉛直支持力度を用いてよい。

$$\frac{V_o}{B'} \leq q_a = \frac{q_u}{n} \quad \dots \dots \dots (5-16)$$

$$q_1, q_2 \leq q_{a0} \quad \dots \dots \dots (5-17)$$

$$q_1, q_2 \leq q_{max} \quad \dots \dots \dots (5-18)$$

ここに、 q_a : 静力学公式による基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)

q_u : 静力学公式による基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)

n : 安全率で表4-6による。(常時: 3.0、地震時: 2.0)

q_{a0} : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)

q_{max} : 常時に基礎地盤の最大地盤反力度の上限値 (kN/m²)

q_1, q_2 : 擁壁底面端部における鉛直地盤反力度 (kN/m²)

V_o : 擁壁底面における全鉛直荷重 (kN/m²) で擁壁に作用する各荷重の鉛直成分の合計値

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅(m)で、

$B' = B - 2e$ とする。

図5-13に示す擁壁底面における地盤反力度は、式(5-19)～式(5-21)により求める。

① 荷重の合力作用位置が擁壁底面幅中央の $B/3$ の範囲にある場合

$$q_1 = \frac{V_0}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \dots \dots (5-19)$$

$$q_2 = \frac{V_0}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \dots \dots (5-20)$$

② 荷重の合力作用位置が擁壁底面幅中央の $B/3$ から $2B/3$ の範囲にある場合

$$q_1 = \frac{2V_0}{3d} \quad \dots \dots (5-21)$$

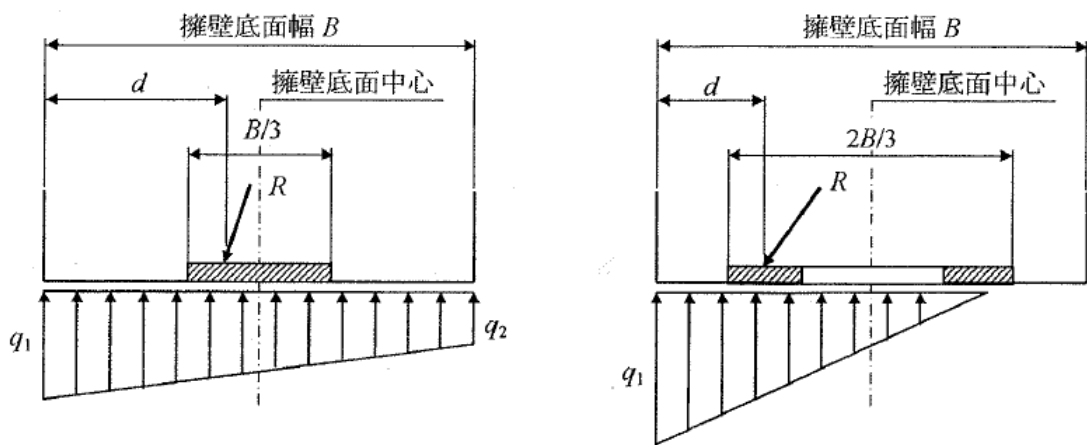
ここに、 V_0 : 擁壁底面における全鉛直荷重 (kN/m^2) で、擁壁に作用する各荷重の縁著億成分の合計値

q_1, q_2 : 擁壁底面端部における地盤反力度 (kN/m^2)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)

d : 擁壁底面のつま先 (o点) から荷重の合力作用位置までの距離 (m)

B : 擁壁底面幅 (m)



① 荷重の合力 R の作用位置が擁壁底面幅中央の $B/3$ の範囲にある場合 (台形分布)

② 荷重の合力 R の作用位置が擁壁底面幅中央の $B/3$ から $2B/3$ の範囲にある場合 (三角形分布)

図5-13 合力作用位置と地盤反力度の関係

[参考5-3] 斜面上の基礎地盤の極限支持力の算出方法 (省略)

3) 変位に対する照査

変位は、「5-3-1 一般」で定める許容変位以下とする。なお、直接基礎に生じる水平変位は、擁壁に滑動が生じ始めるまでは、擁壁から伝達される水平力によって生じるせん断変形が主であり、この値は非常に小さいため、擁壁に悪影響を及ぼす可能性はほとんどない。したがって、一般に直接基礎の水平変位の照査は省略してよい。また、鉛直変位については、

支持に関する照査においては通常の擁壁では考慮することはないが、特に、変位を制限された場合には、常時の最大地盤反力度を表4-7に示す値程度にすればよい。

基礎地盤の内部の軟弱土層における圧密に伴う沈下については、「5-3-4 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討」に従い照査すればよい。

【参考5-4】 変位に対する限界状態が明示されている場合の照査法 (省略)

(2) 根入れ深さ

擁壁の直接基礎の根入れ深さ D_f は、原地盤面あるいは計画地盤面から擁壁底面までの深さとし、原則として50cm以上は確保するものとする。

直接基礎の根入れ深さは、風化作用による地盤の劣化や将来予想される地盤の洗掘や掘削(既設構造物の維持補修や改築、新規構造物の施工等)の影響を考慮する必要があり、特に、河川や海岸等の浸水域内に直接基礎を設ける場合には河床低下や洗掘について十分検討した上で根入れ深さを決めなければならない。

なお、片持ばり式擁壁等のように底版を有する形式の擁壁においては、図5-14(a)に示すように原則として底版厚さに50cm以上を加えた根入れ深さを確保するものとする。また重力式擁壁の場合には、図5-14(b)に示すように50cm以上の根入れ深さを確保し、中位な砂質土地盤において高さ2.5m以上の重力式擁壁を設ける場合には、擁壁高の0.2倍以上の十分な根入れ深さを確保することが望ましい。通常ブロック積擁壁においては、図5-14(c)に示すように積みブロック1個以上が土中に没する程度の根入れ深さを確保すればよい。大型ブロック積擁壁や井げた組擁壁の根入れ深さは、原則として基礎コンクリート天端までの深さを50cm以上確保するものとする。また、図5-14(d)に示すように、擁壁に接して河床低下や洗掘のおそれのないコンクリート水路を設ける場合の根入れ深さは、原則として水路底面より30cm以上確保するものとする。

直接基礎の根入れ深さは、基礎地盤の支持力と密接な関係にあることを踏まえつつ、擁壁の規模や支持層までの深さとの関係等から、経済性、施工性等の観点より不合理とならないように留意して決定する必要がある。

(3) 置換えコンクリート基礎等 (省略)

(4) 改良地盤(安定処理、置換え)上の直接基礎 (省略)

5-3-3 杭基礎の擁壁における擁壁自体の安定性の照査 (省略)

5-3-4 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討

(1) 基礎地盤の内部に軟弱な土層や飽和したゆるい砂質土層が存在する場合

軟弱な土層を含む基礎地盤上に擁壁が設置されると、擁壁背面の盛土の重量によって地盤に図5-14、図5-15に示すような地盤の圧密沈下や地盤内でのすべり破壊が生じることがある。飽和したゆるい砂質土層が存在する場合には、地震時に地盤が液状化し、多大な被害が生じることがある。また、図5-16に示すように軟弱地盤上の擁壁が杭基礎で支持されている場合には、基礎が背面盛土による偏荷重を受け、地盤の側方移動により擁壁が変

位し、杭体に過大な変形や応力が生じることがある。したがって、このような場合には、地盤内でのすべり破壊や圧密沈下、地盤の液状化に対して安定性を検討する。

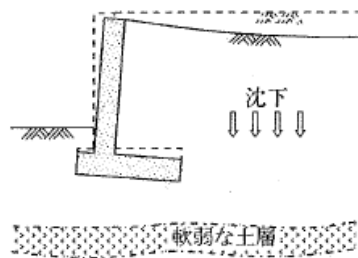


図5-14 軟弱な土層における沈下

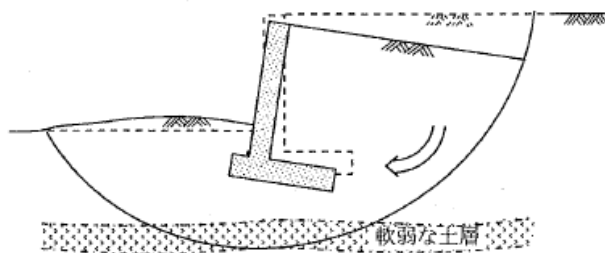


図5-15 軟弱な土層（液状化を含む）を含むすべり

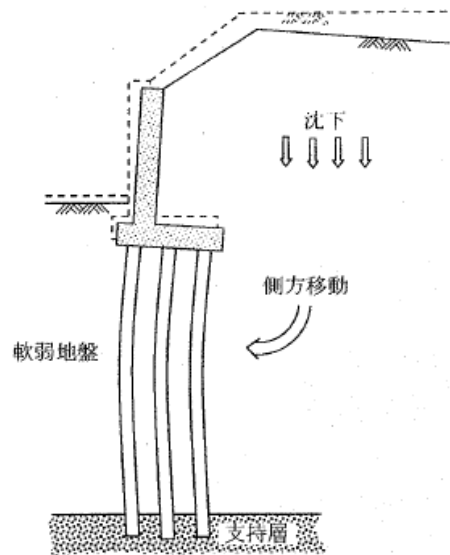


図5-16 側方移動

① すべり破壊の検討

軟弱な土層を含んだ地盤のすべり破壊に対する安定性を検討する場合には、一般に円弧すべり法により計算を行う。円弧すべり法は「道路土工—盛土工指針」及び「道路土工—軟弱地盤対策工指針」によるものとする。なお、地震時の地盤の液状化による影響についても、「道路土工—盛土工指針」及び「道路土工—軟弱地盤対策工指針」を参考として検討するものとする。

② 圧密沈下

中間層に軟弱な土層が存在する場合には、圧密沈下にとまなう不同沈下が生じることがある。不同沈下が生じると目地の開きなど様々な問題が生じるので、過大な圧密沈下が生じないような対応を検討する必要がある。圧密沈下量は、圧密試験結果の荷重と間隙比の関係 $e-\log p$ 曲線（図5-17）により式（5-22）を用いて計算される。

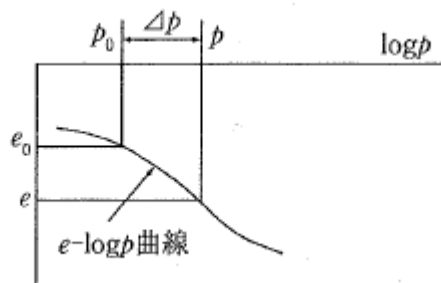


図5-17 $e-\log p$ 曲線

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H_0 \quad \dots \dots (5-22)$$

ここに、 S : 圧密沈下量 (m)

e_0 : 圧密層の初期間隙比、 $e-\log p$ 曲線上で載荷重を加える前の土かぶり圧 p_0 に対する間隙比

e : 載荷重 Δp で圧密後の間隙比、すなわち $e-\log p$ 曲線で載荷重を加えた後の土かぶり圧 $p = p_0 + \Delta p$

H_0 : 圧密層の層厚(m)

なお、圧密沈下の検討方法は、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」を参考にするとよい。

③ 地盤の液状化

基礎地盤に飽和したゆるい砂質土層が存在すると、地震時において液状化により強度及び支持力が低下する可能性がある。したがって、このような地盤上に擁壁を適用する場合には、設計において土質定数の低減や必要に応じ地盤改良等による基礎地盤の対策を検討する。なお、周辺地盤の液状化の判定については、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」を参考にするのがよい。

④ 側方移動の検討

側方移動を起こす原因は、土質、背面盛土の形状や寸法、地盤と基礎との相互作用、盛土の施工条件等の多くの因子があると考えられる。したがって、側方移動により擁壁が変位するとともに擁壁を支持する杭体に過大な変形や応力が生じるおそれのある場合には、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」及び「道路橋示方書・同解説 IV下部構造偏」に従ってその影響を検討しなければならない。なお、側方移動に対処するには、地盤改良や基礎構造物の剛性を高めるなど抵抗力を増加する方法や盛土荷重を軽減する方法が考えられる。

また、杭と地盤の沈下量の相対的な差に起因する負の周面摩擦力（ネガティブフリクション）が作用することもあるので、同様に「道路橋示方書・同解説 IV下部構造偏」に従って検討しなければならない。

(2) 斜面上に擁壁を設置する場合や擁壁上部に長大なり面を有する場合

斜面上に擁壁を設ける場合には、**図5-18**に示すような斜面全体を含むすべり破壊が生じる場合があるので、背面盛土及び基礎地盤を含む斜面全体としての安定性について検討しなければならない。また、擁壁の上部に長大なり面を有する場合には、擁壁自体の安定性に加えて、のり面全体の安定性も確認しておく必要がある。さらに、地すべり地において擁壁をとまなう盛土を行う場合も注意する必要がある。これらの場合は、「道路土工—盛土工指針」及び「道路土工—切土工・斜面安定工指針」を参考にその安定性を検討するのがよい。

なお、擁壁が斜面上に多段に配置される場合があるが、このような場合には、個々の擁壁自体の安定性を検討するとともに、斜面全体としての安定性及び基礎端部を通るすべりの安定性についても検討する必要がある。

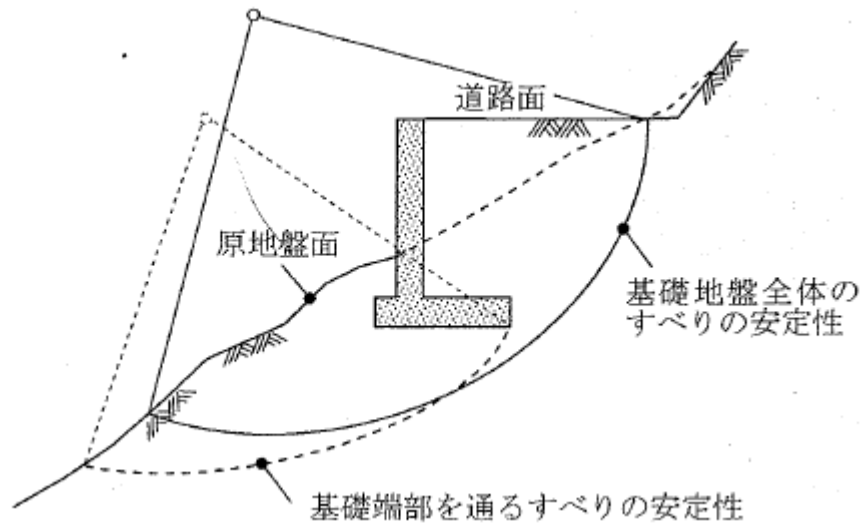


図5-18 擁壁を含む斜面のすべり

- 5-4 部材の安全性の照査 (省略)
- 5-5 耐久性の検討 (省略)
- 5-6 鉄筋コンクリート部材の構造細目 (省略)
- 5-7 各種構造形式のコンクリート擁壁の設計 (省略)
- 5-7-1 一般 (省略)
- 5-7-2 重力式擁壁

重力式擁壁は、図5-19に示すように、自重によって土圧に抵抗する形式の擁壁である。また、重力式擁壁と同様な形式の半重力式擁壁は、設置場所や地形条件等により躯体幅を重力式擁壁より薄くする必要がある場合に用いられる。設計の考え方は、重力式擁壁と同様であるが、躯体幅を薄くすることにより躯体断面に引張応力が生じるため、必要量の鉄筋を配置する必要がある。

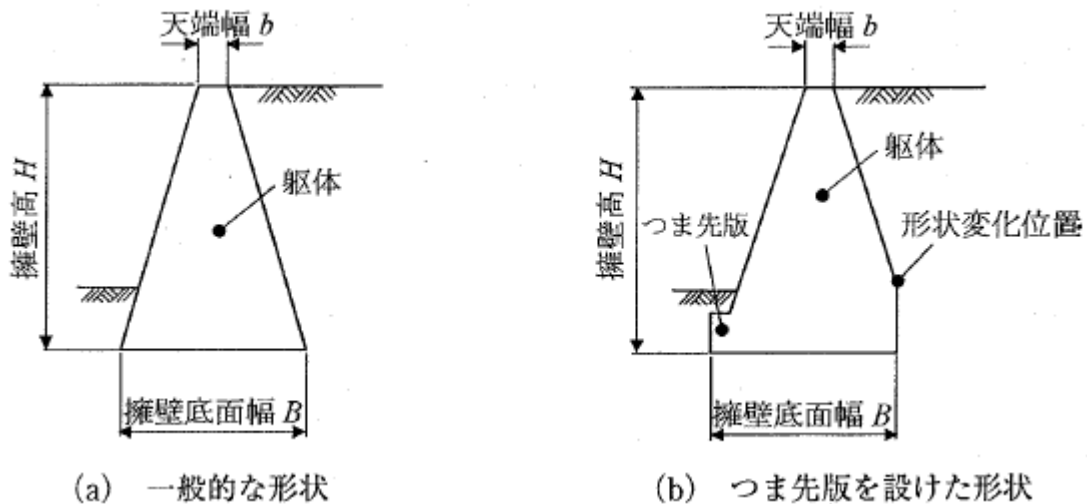


図5-19 重力式擁壁の構造と名称

(1) 形状・寸法

重力式擁壁の形状・寸法は、(2)、(3)によるが、一般には次の項目を参考にするとよい。

- ① 重力式擁壁は、一般に無筋コンクリートとして設計されるため、躯体断面に引張応力が生じないように、擁壁底面幅 B を擁壁高 H に対して $0.5 \sim 0.7$ 倍程度を目安にするのがよい。
- ② 天端幅 b は、擁壁の規模、天端に防護柵等の設置の有無、施工性等を考慮して設定し、一般に $15 \sim 40\text{cm}$ 程度を目安にするのがよい。

(2) 擁壁自体の安定性の照査

重力式擁壁の擁壁自体の安定性の照査は、「**5-3-1 (2)** 擁壁自体の安定性の照査」によるものとする。

(3) 部材の安定性の照査

1) 躯体の設計

重力式擁壁の形状が**図5-19 (a)**のような場合は、通常躯体の設計を省略してもよい。**図5-19 (b)**のような場合は、躯体の設計を行い、その方法は形状変化位置及びつま先版上面を固定端とする片持ばりとして設計してよい。躯体の断面計算に用いる荷重を**図5-20**に示す。

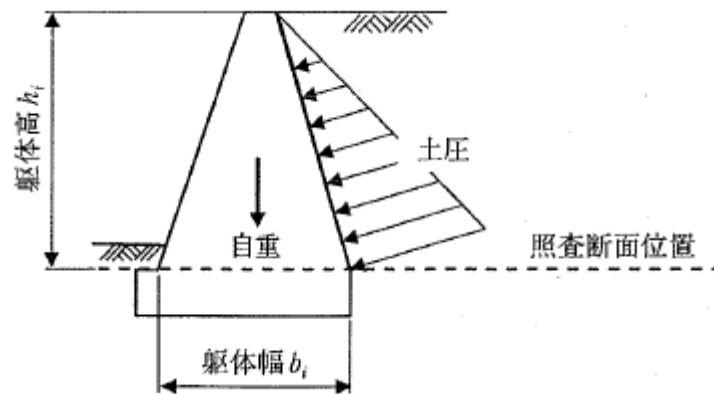


図5-20 躯体の断面計算に用いる荷重

2) つま先版の設計

つま先の設計は、躯体との接合部を固定端とする片持ばりとして行い、つま先版の張出し長がつま先版の厚さの $1/2$ に満たない場合は照査を省略してもよい。つま先版の断面計算に用いる荷重を、**図5-21**に示す。

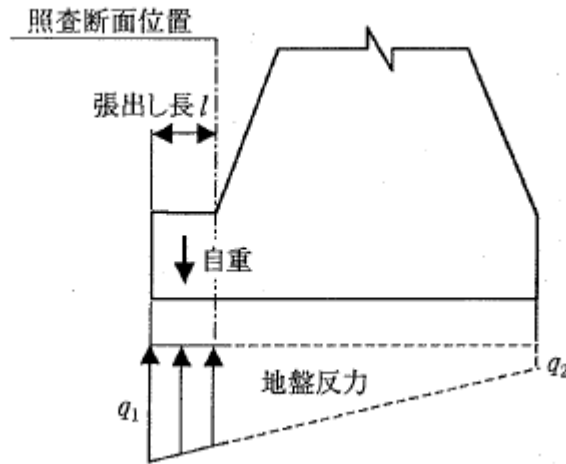


図5—21 つま先版の断面計算に用いる荷重

- 5-7-3 もたれ式擁壁 (省略)
- 5-7-4 ブロック積(石積)擁壁 (省略)
- 5-7-5 片持ばり式擁壁 (省略)
- 5-7-6 U型擁壁 (省略)
- 5-7-7 井げた組擁壁 (省略)
- 5-7-8 プレキャストコンクリート擁壁 (省略)

- 5-8 コンクリート擁壁における基礎の部材の設計 (省略)

- 5-9 排水工 (省略)

- 5-10 付帯工 (省略)

- 5-11 施工一般 (省略)

- 第6章～第8章、巻末資料 (省略)

計 算 例

(1) 設計条件

単位体積重量	無筋コンクリート	$\gamma = 23.0 \text{ kN/m}^3$
	土 砂	$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$
支持地盤の条件	許容支持力度	$q_a = 300 \text{ kN/m}^2$
	滑動摩擦係数	0.6(前出表 1—7 より)
	内部摩擦角	$\phi = 25^\circ$

(2) 土圧の算定

土圧は試行くさび法により求める。試行くさび法は、図-1のように、擁壁のかかと A を通る任意のすべり面を仮定し、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あいから土圧 P を求め、そのうちの最大値を主働土圧合力とする方法で、土圧合 P は前出図 2—5 中の式より求める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \sigma)}$$

ここで $\phi = 25^\circ$

$\alpha = 21.80^\circ$ α ; 壁背面と鉛直角のなす角

$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$

$\beta = 26.57^\circ$

$\delta = 2\phi/3 = 16.67^\circ$

W は土くさびの重量で、土くさびの面積に土砂の単位体積重量をかけて求められる。

図-2、図-3 で、 $AC = x$ 、 $DE = y$

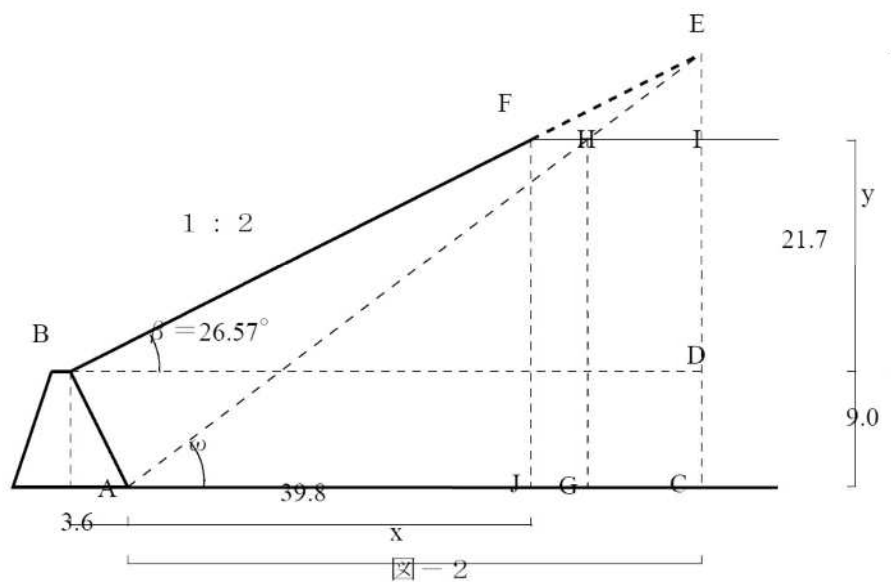
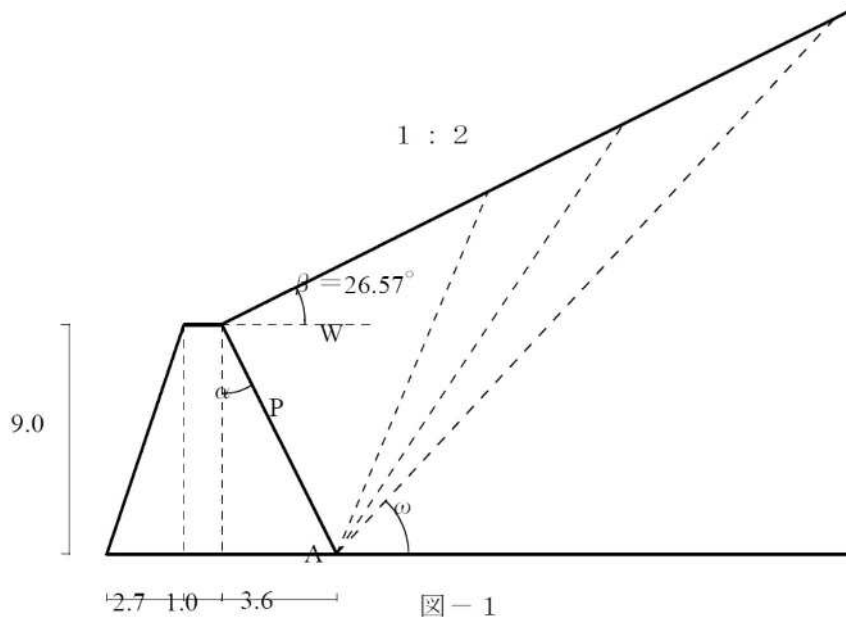
$$\begin{aligned} DE = BD \times \tan \beta \text{ より } y &= (x + 3.6) \times \tan \beta \\ &= (x + 3.6) / 2 \end{aligned} \quad \text{①}$$

$$CE = AC \tan \omega \text{ より } y + 9.0 = x \times \tan \omega \quad \text{②}$$

ω ; 仮定したすべり線と水平面とのなす角

①, ② をといて、 $x = 21.6 / (2 \tan \omega - 1)$

$$Y = (9.0 + 3.6 \tan \omega) / (2 \tan \omega - 1)$$



$\omega = 37^\circ$ 以下の場合。(図-2)

$$\begin{aligned}
 S &= \text{土くさびの面積} ABFH = ABDC + BED - AEC - FHE \\
 &= (x + 3.6 + x) \times 9 / 2 + (x + 3.6) \times y / 2 \\
 &\quad - x \times (y + 9) / 2 \\
 &\quad - \frac{(30.7 / \tan \omega - 39.8)}{AG \quad AJ} \times \frac{(y - 21.7)}{EI} / 2 \\
 &= 248.78 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$W = 1.7 \times S = 4,229.3 \text{ kN/m}$$

以上の計算をトライアルし、 ω 、 x 、 y 、 W 、 P をもとめると、下表のようになる。

ω	x (m)	y (m)	W (kN/m)	P (kN/m)
32	86.50	45.05	6,419	917
33	72.29	37.94	5,934	958
34	61.89	32.75	5,475	983
35	53.95	28.77	5,039	995
36	47.67	25.64	4,625	994
37	42.60	23.10	4,229	982
38	38.39	21.00	3,852	960

すべり角度 $\omega = 35^\circ$ のとき P が最大になる。したがって、主働土圧合力の大きさは、955kN/m となり、その水平成分 P_h 及び鉛直成分 P_v は以下のようにになる。

$$\begin{aligned}
 P_h &= P \times \cos(\alpha + \delta) \\
 &= 995 \times \cos(21.80^\circ + 16.67^\circ) \\
 &= 779 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_v &= P \times \sin(\alpha + \delta) \\
 &= 995 \times \sin(21.80^\circ + 16.67^\circ) \\
 &= 619 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

(3) 安定計算 (図-4 参照)

No.	断面積 A (m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	奥行 1 m あたりの 重量 w (kN/m)	つま先と w の重心 との水平距離 X (m)	つま先の回りの抵抗 モーメント M _x (kN・m)
①	12.15	23.0	279.5	1.80	503.1
②	9.00	23.0	207.0	3.20	662.4
③	16.20	23.0	372.6	4.90	1825.7

合計 $\Sigma w = 859.1$ $\Sigma M_x = 2,991.2$

1) 転倒

前出 2-7 式より

$$d = (\Sigma M_x + P_v \times b - P_h \times h) / (\Sigma w + P_v)$$

$$= (2,991.2 + 619 \times 6.10 - 779 \times 3.00) / (859.1 + 619)$$

$$= 3.00 \text{ m}$$

前出 2-8、2-9 式より

$$e = B / 2 - d$$

$$= 7.30 / 2 - 3.00$$

$$= 0.65 < B / 6 = 1.22 \text{ m} \quad \text{O.K.}$$

2) 滑動に関する検討

$$F = [(\Sigma w + P_v) \times 0.6 + (C \times B)] / P_h$$

$$= (1,478 \times 0.6) / 779$$

$$= 1.13 < 1.5$$

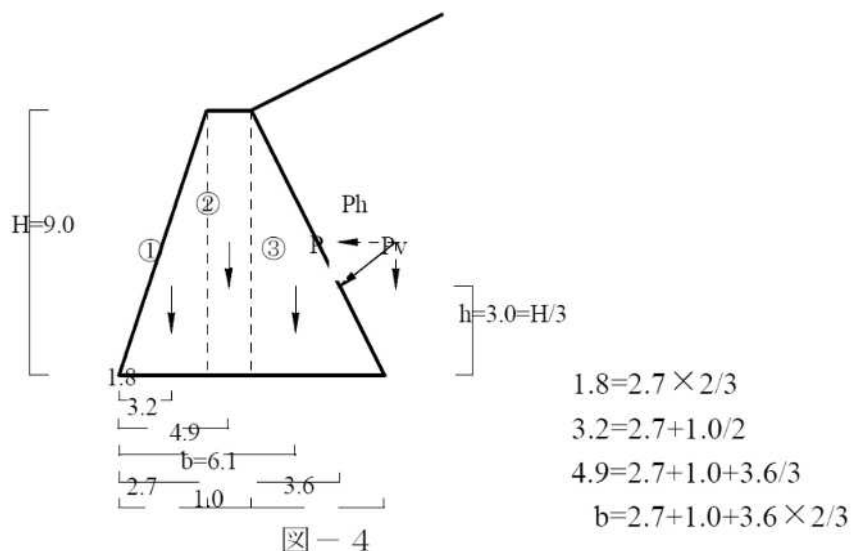
0.6; 滑動摩擦係数
c = 0 c; 粘着力
安全率を満足せず。

3) 支持力

$$q = (\Sigma w + P_v) \times (1 \pm 6e / B) / B$$

$$= 1,478 \times (1 \pm 6 \times 0.65 / 7.3) / 7.3$$

$$= \begin{matrix} 311 \text{ kN/m}^2 \\ 94 \text{ kN/m}^2 \end{matrix} > 300 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OUT}$$



巻末資料6 のり面の安定計算

のり面の安定計算は通常図6-1に示すような円弧すべり面を仮定した分割法が多く用いられる。

この方法はすべり面上の土を垂直面で分割し、分割片のすべり面のせん断力と抵抗力をそれぞれ累計し、その日によって安全率を求めるものである。

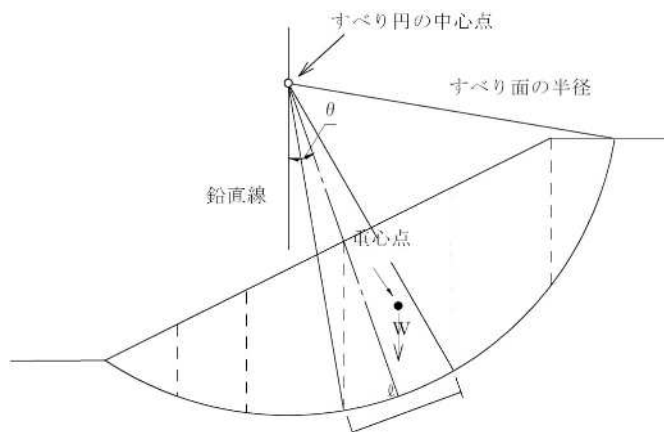


図6-1 円形すべり面の安定計算法

図6-1 円弧すべり面の安定計算

a. 全応力法の場合(間隙水圧を考慮しない場合)

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot \ell + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (6.1)$$

せん断強さは $s = c + \sigma \tan \phi$ で示され、 $\sigma = \frac{P}{\ell}$, $P = W \cdot \cos \theta$ である。

ここに F_s : 安全率
 σ : 垂直応力 (kN/m²)
 P : 分割片の底面に作用する垂直応力 (t)
 W : 分割片の重量 (kN)
 C : 粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 内部摩擦角 (度)
 ℓ : 各分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

b. 有効応力法の場合 (間隙水圧を考慮する場合)

$$F_s = \frac{\sum \{ c' \cdot \ell + (W \cdot \cos \theta - u \cdot \ell) \cdot \tan \phi \}}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (6.2)$$

せん断強さは $s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$ で示され、

$$\sigma' = \sigma - u = \left(\frac{W \cdot \cos \theta}{l} - u \right) \text{ である。}$$

- ここに
- u : 間隙水圧 (kN/m²)
 - C' : 有効応力に関する土の粘着力 (kN/m²)
 - ϕ' : 有効応力に関する土の内部摩擦角 (度)
- (他の記号は a. に同じ)

〈電算機による安定計算例〉

粘性土の上に 2 種類の廃棄物を積み重ねた場合の円弧すべり面法による電算機の計算結果を図 6-2 に示す。

(電算機による安定計算例)

粘性土の上に 2 種類の廃棄物を積み重ねた場合の円弧すべり面法による電算機の計算結果を図 6-2 に示す。

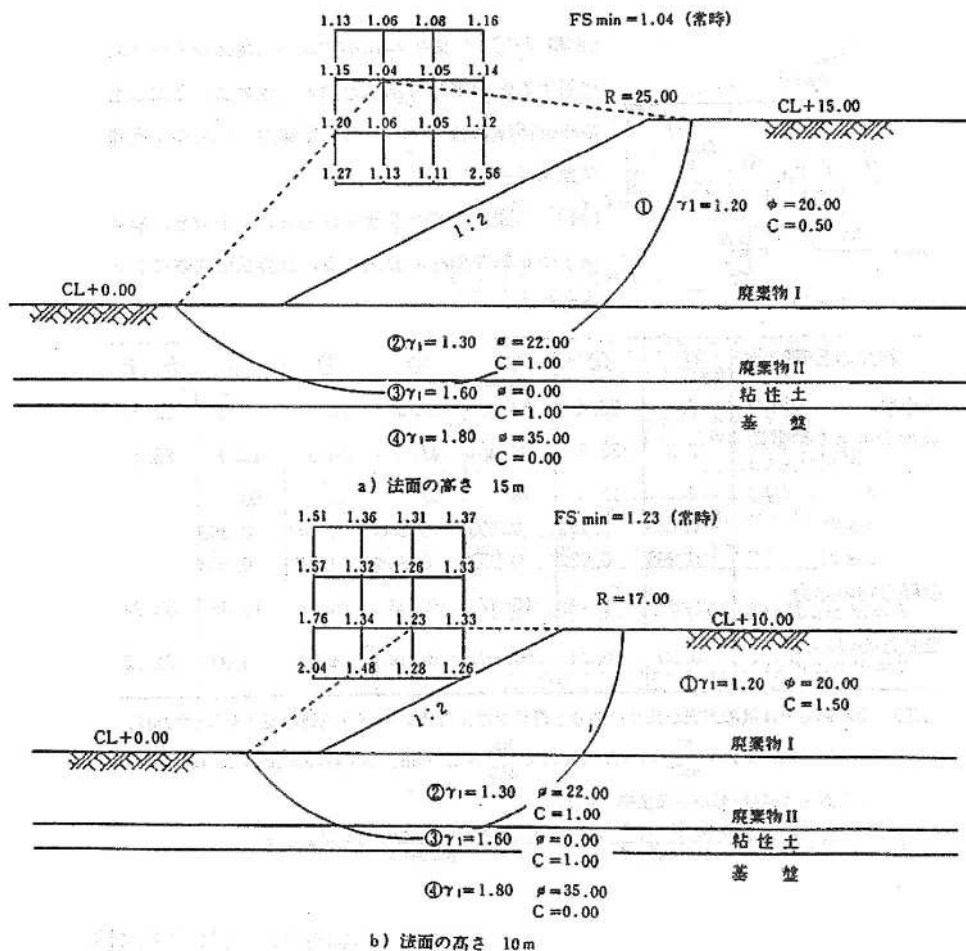


図 6-2 電子計算法による安定計算例

計算例は図上部に示す格子の交点を中心として半径が異なるすべり円を設定し、求めた安全率の中から最小の値を交点に打ち出すようにし、この一連の計算を他の交点についても行うと共に、これらの中で最小の安全率となるすべり面を選び図中に描いたものである。

この例では底部にすべりを生じやすい粘性土層があるため、ここを通るすべり面が最小安全率となっている。またその安全率はのり面の高さが 15m の時は 1.04 と不確実な状態になっているが、10m の時は 1.23 であり、のり面の安定性が確保されていると考えることができる。

(廃棄物最終処分場指針抜粋)

計算例

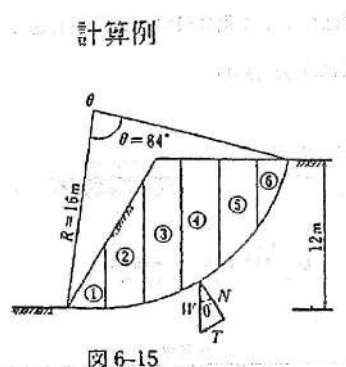


図 6-15

〔例題〕 図 6-15 に示すような斜面のすべり面に対する安全率を分割法を用いて求めよ。ただし土の単位体積重量 $\gamma = 16\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c = 50\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 10^\circ$ とする。

〔解〕 図示のすべり面で仕切られる部分を、幅 3m ずつ 6 個の細片に分割する。計算値は次表にまとめてある。

細片の番号	①	②	③	④	⑤	⑥	合計
断面積 $A(\text{m}^2)$	8.3	23.4	33.3	29.5	21.8	7.5	123.8
奥行 1m 当りの重量 $W = \gamma V$ (kN)	133	375	534	473	346	120	1,981
θ' (度)	-2	11	18	32	45	60	
$\sin \theta'$	-0.035	0.191	0.309	0.530	0.707	0.866	
$\cos \theta'$	0.999	0.982	0.951	0.848	0.707	0.500	
横線方向の応力 $T = W \sin \theta'$ (kN)	-4.66	71.6	165.0	250.7	244.6	103.9	831.1
垂直方向の応力 $N = W \cos \theta'$ (kN)	132.9	368.3	507.9	401.1	244.6	60.0	1,714.7

(注) ①の部分では接点方向が残りの部分と符号が逆になる。すべり円弧の長さを L とすれば、

$$L = 2 \pi R \times \frac{\theta}{360^\circ} = 2 \times 3.14 \times 16 \times \frac{84}{360} = 23.44\text{m}, \quad \tan \phi = \tan 10^\circ = 0.176$$

したがって式 (6-4) から安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \theta' \cdot \tan \phi + c L}{\sum W \cdot \sin \theta'} = \frac{0.176 \times 1,714.7 + 50 \times 23.44}{82.94}$$

$$= 1.77 > 1.2 \quad (\text{O. K})$$

巻末資料 7

降雨強度曲線

- 1 資料として添付した降雨強度曲線は、「河川計画の手引き」（平成26年4月鳥取県）による。
- 2 県下観測所の位置は、鳥取県防災情報 (<http://tottori.bosai.info/>) のとおりであり、最終処分場計画においては当該箇所の近傍観測所の降雨強度を適用するものとする。
- 3 その他
 - (1) 降雨強度式は数年間で更新されることがあるため、計画時点で最新の降雨強度式を県の土木担当部署に確認し、適用について検討を行うこと。

鳥取県降雨強度式