

砂防指定地内行為許可技術審査基準

平成27年7月

大阪府都市整備部

(目 次)

第 I 編 総 則

第 1 章 総 説

1. 1 趣 旨 1

1. 2 その他法令基準との関係 1

第 2 章 砂防指定地内行為の基本原則

2. 1 概 説 2

2. 2 治水上影響のある行為についての考え方 3

2. 3 砂防上影響のある行為についての考え方 4

第 II 編 設 計 編

第 1 章 土 地 造 成

1. 1 土 工 9

1. 1. 1 概 説 9

1. 1. 2 伐 開 9

1. 1. 3 切 土 9

(1)切土勾配 9

(2)切土小段 1 2

(3)切土法面保護工 1 2

1. 1. 4 盛 土 1 4

(1)盛土高 1 4

(2)盛土勾配 1 5

(3)盛土構造 1 6

	(4)盛土と地山との接続処理	1 8
	(5)溪流上の盛土	1 8
	(6)盛土の安定計算	1 9
1. 1. 5	法面排水工	2 2
1. 1. 6	軟弱地盤の処理	2 4
1. 2	土留工	2 7
1. 2. 1	概 説	2 7
1. 2. 2	種 別	2 7
1. 2. 3	擁壁の高さ	2 8
1. 2. 3	溪流盛土の堰堤の種類及び高さ	2 9
1. 2. 3	安定計算	3 0
1. 3	排水工	4 3
1. 3. 1	概 説	4 3
1. 3. 2	計画流量	4 3
1. 3. 3	排水路の断面決定	4 5
1. 3. 4	設計流速	4 5
1. 4	地下排水工	4 6
1. 4. 1	概 説	4 6
1. 4. 2	地下排水工の種類	4 6
1. 4. 3	地下排水量の計算	4 7
1. 4. 4	地下排水管の大きさ	4 8
1. 4. 5	地下排水工の構造	4 8
1. 4. 6	埋設及びフィルター材	4 9
1. 4. 7	地下排水工の配置	4 9

1. 5	沈砂池	5 0
1. 5. 1	概 説	5 0
1. 5. 2	設置基準	5 0
1. 5. 3	存置期間	5 1
1. 5. 4	容 量	5 1
	(1)流出土砂量	5 1
	(2)容 量	5 2
1. 5. 5	構 造	5 2
1. 5. 6	工事中の沈砂池	5 3
	(1)容 量	5 3
	(2)構 造	5 4
1. 6	工事中の防災対策	5 4
1. 6. 1	防災計画書	5 4
1. 6. 2	工事の順序	5 5
1. 6. 3	工事中の防災	5 6
1. 6. 4	その他	5 6

第2章 防 災 対 策

2. 1	溪流対策	5 7
2. 1. 1	概 説	5 7
	(1)溪流防災の対象となる流域	5 8
	(2)溪床勾配による対策区分	5 9
2. 1. 2	土砂処理計画	6 0
	(1)計画基準点	6 0
	(2)計画規模	6 1
	(3)計画流出土砂量	6 1

	(4)対策施設とその機能	6 2
	(5)対策施設の効果評価	6 3
	(6)土砂処理の整備目標	6 3
2. 1. 3	施設設計	6 5
	(1)総 説	6 5
	(2)コンクリートダム工	6 5
	(3)流路工	7 4
	(4)床固工	7 9
2. 2	地すべり対策工	8 6
2. 2. 1	概 説	8 6
2. 2. 2	地すべり防止計画	8 7
	(1)地すべり防止計画の基本	8 7
	(2)地すべり防止工法	8 7
	(3)工法の選定	8 8
	(4)全体計画	9 0
	(5)安定解析	9 0
	(6)計画安全率 (P・F s)	9 4
2. 2. 3	地すべり防止施設的设计	1 0 0
	(1)概 説	1 0 0
	(2)抑制工的设计	1 0 0
	(3)抑止工的设计	1 1 7
2. 3	急傾斜地対策工	1 3 4
2. 3. 1	概 説	1 3 4
2. 3. 2	急傾斜地対策工の計画	1 3 4
	(1)工法の分類	1 3 4
	(2)工法選定の一般的基準	1 3 6

	(3)安定度の考え方	138
2. 3. 2	急傾斜地対策工の設計	139
	(1)排水工	139
	(2)切土工	144
	(3)法面保護工	145
	(4)擁壁工	155
	(5)アンカー工	157
	(6)落石防止工	159
	(7)その他工法	166
第3章	申請に必要な書類	170

第 1 編 総 則

第 1 章 総 説

1.1 趣 旨

この技術基準は、大阪府砂防指定地管理条例第 4 条の規定に基づき知事の許可を必要とする行為について、砂防指定地の適正な管理を図るために必要とされる一般的技術基準を定めるものとする。

1.2 他の法令、基準との関係

砂防指定地内行為が砂防法令のみならず次の他法令と競合する場合の技術基準の運用にあたっては、これらの法令の趣旨や基準等と十分調整を図るものとする。

- 1 都市計画法に基づく開発行為で、同法令及び「大阪府都市計画法開発許可制度の運用」で規定しているもの。
- 2 宅地造成等規制法に基づく宅地造成で、同法令で規定しているもの。
- 3 砂利採取法に基づく砂利採取で、同法令及び砂利採取計画認可基準で規定しているもの。
- 4 採石法に基づく採石行為で、同法令及び採石技術指導基準で規定しているもの。
- 5 その他自然公園法、森林法等により土地の形質の変更について、特に規定のあるもの。
- 6 「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等大規模開発審査基準（案）」（建設省河川局）と異なる内容については、本基準書を適用するものとする。

第2章 砂防指定地内行為の基本原則

2.1 概 説

砂防指定地とは、治水上砂防のため、砂防設備を要し、又は一定の行為を禁止し、若しくは制限すべき土地として国土交通大臣が指定した一定の土地の区域であって、一定の行為が禁止制限され、あるいは特定の義務が課される、いわゆる公用制限、公用負担のかかる土地である。また、同法第4条第1項に「第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ニ於テハ都道府県知事ハ治水上砂防ノ為一定ノ行為ヲ禁止若ハ制限スルコトヲ得」と規定されている。ここで特に問題となるのは「治水上砂防の為」と「一定の行為を禁止若しくは制限」と言うことであり、その解釈・運用にあたっては次の点に留意する必要がある。

1 「治水上砂防の為」

砂防指定地内における一定の行為の禁止又は制限は、私人の土地所有権等の財産権について、その自由な使用、収益を制限するものであるから、「治水上砂防の為」という公益上の必要な限度に止めるべきで、許可申請のあった場合、この公益上の見地から判断して、治水上砂防のため支障のないときは、許可すべきであると考えられる。

しかし、一定の行為によるこれらの公益の減少は、自然環境の破壊、森林緑地の荒廃等と密接な関係があるので、自然保護関係等の行政方針と調整を図り、慎重なる措置がのぞまれるところである。

2 「一定の行為の禁止若しくは制限」

砂防指定地における「一定の行為の禁止若しくは制限」は絶対的なものではなく、一応これを禁止し、砂防行政上弊害のないものについてはこれを認めるとしたもので、許可はこの禁止の解除であると考えられる。許可にあたっては条件を附しうるし、必ずしも申請者との意思の一致は必要ではないが、条件を附しうる範囲は許可行為によって、砂防上の弊害を生ず

るおそれがある場合に限るもので、しかも必要最小限の措置を命ずるものであり、許可前より砂防上良好な状態となるような条件は附せられない。

2.2 治水上影響のある行為についての考え方

1. 開発行為に起因する流量の増加量は、調整池（遊水池）等で調節しなければならない。

また、調整池の設置基準については関係河川管理者との協議によるものとする。

【解説】

宅地造成、土砂採取等の開発行為によって、当初地表面に繁茂していた樹木、草類等の地被が剥脱されたうえ、最終的には建築物、舗装道路等の不透水性の構造物で覆われるか、又は、裸地の状態で放置されることが多いため、雨水が一時に流出し、流量が増加する。水理計算上、これらを流出係数の変化でもって表わすと、その差は開発行為に起因していると考えられるので、行為者に調整池（遊水池）等を設置させ、元の流量まで調節を行って放流することとし、洪水等の災害発生を未然に防止することを義務づけている。

2. 開発行為によって、原則として現況の流域を変更してはならない。

【解説】

流出量変化のもっとも顕著なものに対する規制であって、開発行為の責任分の流量が調節されても、流域そのものが開発行為によって、変更されたのでは、基本的に問題を残すことになる。「原則として」としたのは2流域以上にわたり各々の流域で調節することが不可能な場合、一方の流域にとりこんで、その流域で変更区域の流量を全量カットすることも可能であると考えられるからである。この場合には、治水上の弊害は少ないが、流

域を変更することによって起り得る利水上の弊害がないことが前提となっている。すなわち、下流側で農業用のため池とか取水行為がある場合、流域を増減することによって、平常時の流水使用に支障がないことが明確にされていなければならない。

放流地点を変更する場合には、流域変更と同様の問題が生ずるので、十分検討の上、その弊害がないことが立証されねばならない。

3. 行為区域内に現存するため池等の遊水機能を有するものは、原則的に保存しなければならない。

【解説】

ため池等は、雨水を一時的に貯留したり、流出量を調節したりするため、これらの施設を保存するのが治水上有効である。

やむを得ず、これらの施設をとりこわすときは、雨水の調節機能に代わるべき施設が必要になってくるのである。すなわち、この場合には、行為による一般的な流出量増加に対処する調整池に加算して、代替施設としての調整池が設置され、行為前の流出量以下に制限されなければならない。

2.3 砂防上影響のある行為についての考え方

1. 砂防設備を損傷し、又は、その機能を低下させる行為は禁止する。

【解説】

砂防設備そのものを損傷するものと、その機能を低下させるものとに分類される。前者はえん堤、護岸等施設そのものを破壊したり、傷つけたりするものであり、後者はえん堤の堆砂敷を埋設する等、その施設の持つ機能を低下させる行為であって、いずれも禁止行為である。

2. 地すべり防止区域，急傾斜地崩壊危険区域，災害危険区域，及び活断層とその破碎帯，もしくは，これに類する地質的に脆弱な地域または，これらの隣接地での行為は，原則として禁止する。

【解 説】

地質構造上，脆弱な地域での行為は，地すべり，土砂の崩壊等を惹起して，溪流への悪影響を与えるほか，行為地そのものも危険にさらされて，土地利用も制限されるので，行為をするのは好ましくない。

「これに類する地質構造的に脆弱な地域」とは，洪積層の海成粘土層，あるいは人工的なものでは，ため池に見られるような底質がすべりやすい粘土層の箇所も含めて考える必要がある。

3. 切土法面の勾配は，法高，法面の土質に応じて安定勾配で切取を行うか，またはがけ面を法面保護工で保護しなければならない。
4. 盛土の場合には，極力高さを低くし，法尻には必ず土留工を施工するとともに，地盤がすべりやすい地層のときは土の置換え等を行う。また，著しく傾斜しているときは段切りを行うとともに，埋設フトン籠えん堤等ですべり防止の措置を講じなければならない。

【解 説】

傾斜度30度以上の斜面をがけと称している。

切土によって生じたがけは，法面保護工で保護することが望ましい。盛土は必ず法面保護工で保護することが必要である。15mを超える高盛土は，沈下や崩壊等の危険性が高いため，これを避けるのが望ましい。やむ得ない場合には適切なすべり防止対策，排水対策等十分な安全対策が必要である。

また、法面の法尻には擁壁等を設け、直高5mごとに小段を施す必要がある。法面は土質に応じて法枠工、コンクリート吹付工、緑化工等の保護工を施し、斜面の安定を図るものとする。

5. 切土又は盛土する場合には、雨水及び地中の浸透水を排除するために必要な地下排水工を設置しなければならない。

水が斜面を流れるときは土砂を徐々に持ち去り、亀裂を生じて侵食作用が進行する。切土及び盛土で土が乾燥した状態では、さほど危険のない箇所でも水を含むことにより、重量が増加したり、土の内部摩擦角が減少する。また、すべり面に水が作用して、崩落しやすい状態におかれることが多い。

これらの水による悪影響を速やかに排除するため、地表水及び地下水を排出する施設を設置することを義務づけている。

特に盛土箇所では、地中へ浸透しやすいため、旧地盤面にそって伏流水を生じ、崩壊を誘発したり、あるいはえん堤、擁壁等に過大な外力を与える原因になるので、地下排水工を設置して、これらの排除に努めねばならない。

6. 行為地内での土砂の崩壊、溪流への土砂流出を防止するために必要な砂防設備を設置しなければならない。

【解説】

行為そのものを、危険のないよう保護するとともに、工事区域外への土砂流出を防止するため、えん堤、擁壁、沈砂池等の砂防設備を設置しなければならない。

ゴルフ場等の造成で、自然の地形を利用するため、工事区域内に砂防設備を設置することが不可能な場合は、行為地にできるだけ近接して設置し

なければならぬ。

7. 溪流の盛土は、原則として行わないものとする。やむを得ない場合には、全土量を対象とした土砂流出防止のためのコンクリートえん堤等の設置を先行しなければならない。

【解説】

谷筋を埋設する行為は、多量のゆるめた土砂を雨水の集中する谷間に持込むことになるので、流水の作用を受けて最も土砂の流出しやすい状態になるため、砂防上禁止すべき行為である。

やむを得ず溪流の盛土を行う場合には、下流に砂防えん堤等を施すほか、必要に応じて、砂防設備を設置することを義務づけている。

また、盛土上に雨水が停滞しないよう排水施設を施工するとともに浸透した雨水を速やかに排出するため、地下排水工を設置しなければならない。

8. 行為地のの上流に残流域が存在する場合は、残流域の荒廃により、行為地が被害を受けるのを防止するため、砂防ダムを設置するとともに、行為地内を通過する水路は砂防溪流として土石の流下等を考慮したものでなければならない。

【解説】

宅地造成等において行為区域の上流に残流域がある場合、その流域からの土石流の襲来によって、新たに造成された区域に被害が生ずるのを防止するため、対策施設（砂防ダム、流路工）を設置する等防災に対する措置を講じるものとする。

また、行為地内を通過する水路は、上流からの土石流が流下すると予測されるので、法線、断面構造等は、これを考慮して施工すべきである。

9. 工事期間中は、行為地の地形、地質、気象その他の条件から予想される最悪の状態を想定して防災計画書を作成し、工事の施工を行なわなければならない。

【解説】

工事期間中は、土留、排水施設等の防災施設が不十分な状態のまま、土工工事が行われるため防災上は最悪の状態となる。このため必要な防災工事を先行して行うことを義務づけている。

工事の実施にあたっては、防災計画書を作成し、その施工方法なり、工程管理に十分注意し、災害を未然に防止するよう努めなければならない。

第 II 編 設 計 編

第1章 土 地 造 成

1.1 土 工

1.1.1 概 説

砂防指定地内において宅地造成、土砂採取などの開発行為を行う場合の土工は、本節に規定する事項を適用するものとする。

【解 説】

土工を設計、施工する場合、本節を適用するものとする。なお、砂防指定地内であって、かつ、他に法規制がかかっている場合にはこれらの規制に定められた基準等も満足しなければならない。

1.1.2 伐 開

本工事に先立って工事の障害となる樹木、及び土構造物（盛土工、築堤工等）に混入してはいけない有害物質（腐食土、木根等）を除去しなければならない。

1.1.3 切 土

（1）切土勾配

切土法面の勾配は、法高、法面の土質等に応じて決める必要があるが、原則として表1.1-1、表1.1-2によるものとする。ただし、次のような条件の場合には安定性の検討を行い、総合的に判断した上で勾配を決定する。

1. 法高が特に大きい場合
2. 法面が割れ目の多い岩、流れ盤、風化の速い岩、侵食に弱い土質、崩積土である場合。
3. 法面に湧水が多い場合

表1.1-1 切土標準勾配

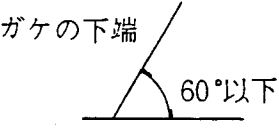
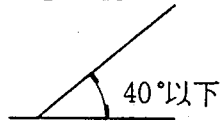
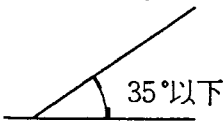
軟 岩 (風化の著しいものを除く)	風化の著しい岩	砂利、真砂土、 硬質粘土、その他、 これに類するもの
1:0.58 ガケの下端 	1:1.19 	1:1.43 

表1.1-2 砂利または土石採取等の切土標準勾配

土 質	法 高	大走り小段	角 度	勾 配	
普通土	切土	5.0 m以下	2.0m以上	35°以下	1 : 1.428
	盛土	〃	〃	30° 〃	1 : 1.732
風 化 岩	〃	〃	40° 〃	1 : 1.192	
硬 岩	15m以下	5 m以上	60° 〃	1 : 0.577	

【解 説】

切土の法面勾配は、法高、法面の地質および地質構造（断層、破碎帯、節理）の状況に応じて決める必要があるが、標準的には表1.1-1を基準とする。

ただし、法高が5 mを越え、傾斜度30°以上で人家と連担する法面の場合には、1.1.3-(3)「切土法面保護工」あるいは2.3.3「急傾斜地対策工」による対策を構じなければならない。

切土法面の安定性の検討にあたっては、土質試験等に基づく地盤の安定計算の適用できる場合は少なく、定量的にこれを評価することが難しい。したがって、切土勾配は次の各事項に留意して総合的に検討した上で決定する必要がある。

① 法高が特に大きい (15m 以上) 場合

切土する地山は一般に複雑な地層構成をしている場合が多く、切土法面の法高が大きくなるにしたがい、法面が不安定になる要素が多く

なる。したがって、法面に沿った各地点における地山の状況に応じて、下記の②～⑥の項によるほか、できれば余裕のある法面勾配にするなど法面の安定化を図ることが望ましい。

② 法面が割れ目の多い岩、流れ盤である場合

地山は、地質的構造により、多くの割れ目が存在していることが多く、これら割れ目に沿って崩壊が生じやすい。割れ目の発達程度、破碎の度合、流れ盤の傾斜等に応じて、周辺の既設法面の施工実績等を勘案のうえ、法面勾配を決めることが望ましい。

③ 法面が風化の速い岩（神戸・二条層群・古期泥質岩等）である場合

掘削時に硬く安定した法面であっても、切土後の時間の経過とともに表層から風化して土砂となり、崩壊が発生することがあるので保護工で法面を密閉するか、風化が進んでも崩壊しない法面勾配とすることが望ましい。

④ 法面が侵食に弱い土（風化花崗岩、砂礫層等）である場合

砂質土からなる土砂は、表面水による侵食に特に弱く、落石や崩壊、土砂流出が起こることが多いので、地山の固結度や粒度に応じた適正な法面勾配とするとともに、法尻、法肩の排水等に十分配慮するものとする。

⑤ 法面が崩積土である場合

崖錐、風化斜面等は、固結度の低い崩積土が堆積しており、また、斜面の勾配が地山の限界安定勾配となっていることが多く、急な勾配で切土すると当然不安定となって、崩壊が発生することがあるので、安定計算等により検討を行い、必要に応じ法面勾配の緩和を図る。

⑥ 法面に湧水が多い等の場合

湧水の多い地点や地下水位の高い箇所を切土する場合には、その法面は不安定になりやすいので、法面勾配をそれだけ緩くしたり、特に後記の「法面排水工」の項により、湧水の軽減や地下水位の低下のための地下排水工を検討する必要がある。

(2) 切土小段

高さ 5 m 以上になる切土の場合は、5 m ごとに幅2.0m 以上の小段を設け、直高20m ごとに幅3.0m 以上の大段を設けることを原則とする。

(3) 切土法面保護工

法面保護工は、法面の侵食及び風化の防止を目的として設計するもので、工法の選定にあたっては法面勾配、土質、気象条件、保護工の特性及び将来の維持・管理について総合的に検討した上で選定しなければならない。

【解 説】

法面保護工の選定にあたっては、下記の事項に留意する。

- ① 植生可能な法面では、原則として植生工を行う。
2.3.3 (3)「法面保護工」参照
- ② 植生に適さない法面、植生工のみでは安定が保てない法面における法面保護工の選定にあたっては、表1.1-3を参考とする。
- ③ 植生工や構造物による法面保護工に併せて、一般に法面排水工を設ける。法面排水工の設計は、1.1.5「法面排水工」による。

表1.1-3 構造物による法面保護工の選定

土質	法面の状態 (条件)	構造物による法面保護工
硬岩	・ 走向、傾斜と勾配が一致し、変質のおそれのない場合	・ 無処理
	・ 落石のおそれのある場合 ・ 層理の間隔が密着しており、節理が少なく、風化のおそれがない場合	・ 落石防止網工 ・ 落石防止柵工
	・ 節理を有し、風化のおそれのある場合 ・ 層理、節理に土砂を有する場合 一部は落石が他に拡大、伝播していくおそれがある場合 ・ 層理、節理に沿って風化が進んでいる場合	・ モルタル吹付工 ・ コンクリート吹付工 ・ コンクリート張工
	・ 層理が流れ盤となっている場合	・ 法面アンカー工 (併用工)
軟岩 硬質土	・ 切取面の風化が急速に進む岩質の場合	・ コンクリート吹付工
	・ 長大法面で、法面内に部分的なすべり面崩壊の発生が予想される場合 ・ 保水性が高くすべり面崩壊の可能性がある場合 ・ 境界層に沿って部分的な欠落が予想される場合	・ 場所打ちコンクリート枠工 (枠内コンクリート吹付)
礫質土	・ 勾配が急で土砂を含み、含水するとすべり面崩壊の可能性がある場合	・ モルタル吹付工 ・ コンクリート吹付工 ・ 法面蛇籠工
	・ 湧水が多く、礫間の土砂の流出が多い場合	・ 法面枠工 (栗石詰)
	・ 湧水が多く、部分的な法面欠落が予想される場合	・ 法面蛇籠工
砂質土	・ 土砂が固く、勾配が急な場合 ・ 湧水のある場合	・ 石張工 ・ コンクリートブロック張工
	・ 土質が非常に緩い場合 ・ 積雪寒冷地方	・ コンクリートブロック枠工 ・ 編柵工
	・ 湧水が多い場合	・ 法面蛇籠工 ・ 法面枠工 (栗石詰)
粘性土	・ 勾配が急で、含水するとすべり面崩壊の危険がある場合 ・ 土質が非常に緩い場合	
	・ 土質が緩い場合	・ 石張工 ・ コンクリートブロック張工
	・ 法面下部から湧水があり、崩壊が予想される場合	・ 法面蛇籠工 (法尻)
	・ 法面から湧水がある場合	・ コンクリートブロック枠工
盛土	・ 土質が非常に緩い場合 ・ 長大法面のすそ部	・ 編柵工 ・ コンクリートブロック枠工

1.1.4 盛土

(1) 盛土高

盛土の高さ(H)は原則として最高15m までとする。ただし、谷部等で止むを得ず15m を越える盛土を行わざるを得ない場合には、所定の安全度が得られるよう適切なすべり防止対策、排水対策等を講じるものとする。

【解説】

単一の法面と考えられる盛土の高さ(H)は、原則として最高15m とする(図1.1-1)。ただし、谷部等で止むを得ず15m を越える盛土を行わざるを得ない場合には、所定の安全度が得られるよう、適切なすべり防止対策、排水対策等を構じ(図1.1-2)、1.1.4 (6)「盛土の安定計算」に述べる安定計算を行う。

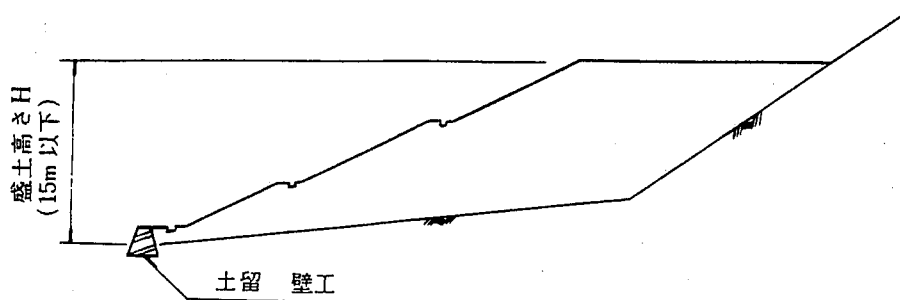


図1.1-1 盛土高さ

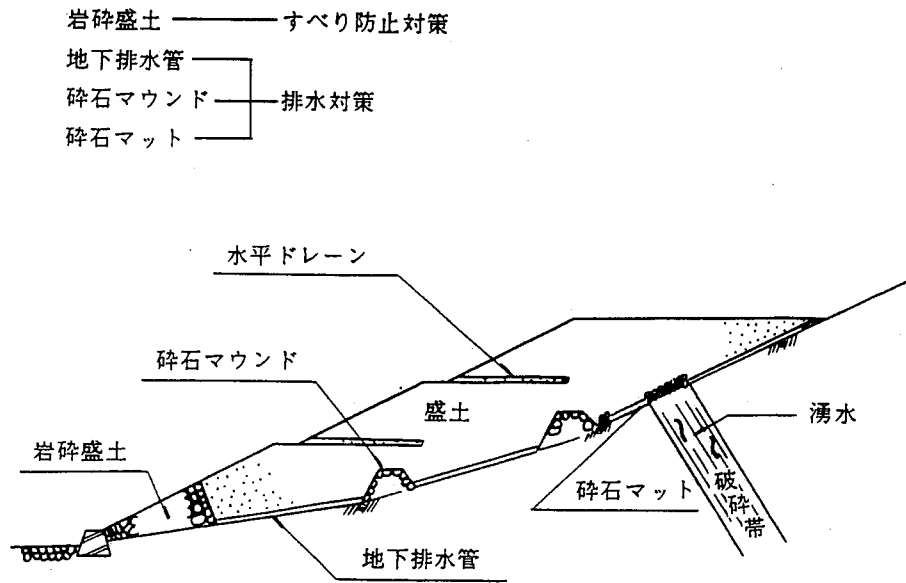


図1.1-2 盛土のすべり・排水対策の一例

(2) 盛土勾配

盛土勾配は 30° 以下とする。

【解 説】

盛土法面の勾配を 30 度以下としたのは、「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」で定義している急傾斜地崩壊危険箇所となるためである。

盛土勾配は法高、盛土材料の種類、現地の地形、地質、気象条件、隣接する物件、法面保護工の種類、施工法等を考慮して決定しなければならない。勾配が 30 度以下であっても、次のいずれかの条件の場合には、盛土法面の安定検討を行って、所定の安定度が確保できる法面勾配としなければならない。

- ① 法高が特に大きい（ 15m 以上）場合
- ② 盛土材料が含水比の高い、せん断強度の小さい土である場合、ならびに間隙水圧が増加しやすい土である場合。
- ③ 盛土が地山からの湧水を受けやすい場合。

- ④ 盛土の基礎地盤が不安定な場合（軟弱地盤や地すべり地等）
- ⑤ 盛土が崩壊すると、隣接物に重大な被害を与える場合。

(3) 盛土構造

盛土構造は次に示す事項に従うものとする。

1. 小 段

法面の侵食防止のため直高 5 m 毎に幅 2.0m 以上の小段を設け、排水溝を設置すること。

2. 法面処理

法面は必ず植生工、法枠工等で処理するものとし、裸地で残してはならない。

3. 法尻処理

① 盛土の場合には必ずその法尻に土留工を施工しなければならない。ただし、盛土高さが 10m 以上になる盛土は、原則として盛土高の 1/3 以上の重力式擁壁工、法枠工、又は、これにかわる土圧に十分抵抗することができる擁壁を盛土の法尻に設けること。

② 法面の末端が流れに接触する場合には、盛土の高さにかかわらず、その溪流の計画高水位に余裕高を加えた高さまで永久構造物で法面を処理しなければならない。なお、この場合従前の河積をおかさないように計画しなければならない。

4. 埋設工

盛土のすべりを防止するとともに盛土内の地下水位の低減をはかるため、盛土高の 1/3 以上のふとん籠、あるいはこれにかわる透水性の良い排水層を設けること。

【解 説】

盛土構造は本文に記述したとおりであり、図 1.1-3 に示す。

法面を法枠工で処理する場合、原則としてコンクリート枠工とするが、これにかわる素材で耐久性に優れたものであれば、これを用いてもよい。

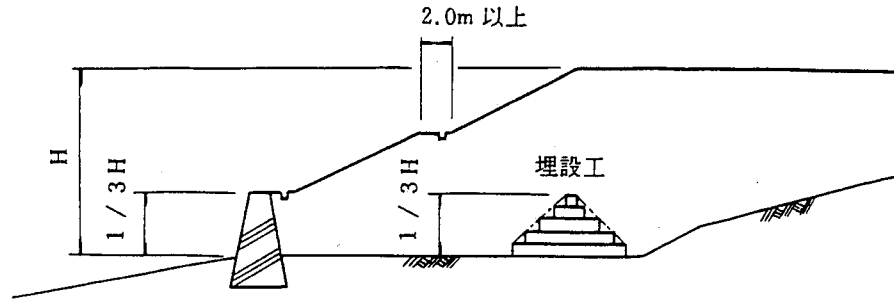


図1.1-3 盛土構造図

ただし、軽量のものであれば、凍上等により浮き上がり等変状を生じることがあるので、このような恐れのある箇所は、コンクリート砕工とするほうがよい。

盛土法尻の擁壁工の設計・施工に際しては、1.2「土留工」に従わなければならない。

また、法面の末端が流れに接触する場合には、図1.1-4に示すように計画高水位（H.W.L）に余裕高を加算した高さまで永久構造物で法面を処理しなければならない。

埋設工は、本文ならびに図1.1-3に示すとおりであるが、これ以外にも図1.1-2に示すような岩砕盛土を盛土法尻あるいは盛土法尻より上部に用いる等し、すべりに対する安定性を高め、かつ、盛土内の地下水位の低減を図る工法を現地の状況ならびに盛土計画に応じて適用することが重要である。

また、断層、破碎帯等により、基礎地盤から盛土内に地下水が湧水するような箇所には、厚さ50～80cm程度の砕石を敷き、これと地下排水管とを連通させて速やかに流末に排水させる等、現地の基礎地盤の状況に合わせて埋設工を計画しなければならない。埋設工でふとん籠にかわる排水層

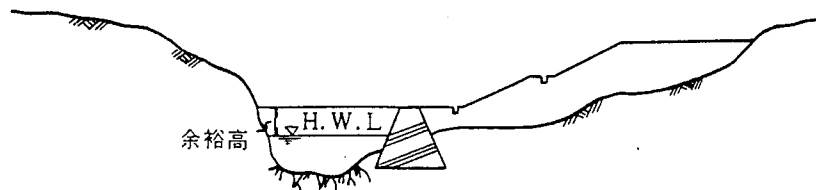


図1.1-4 法面の末端が流れに接触する場合の法尻処理

は図1.1-2に示す碎石マウンド等，本体より十分に透水性が高い材料によるものとする。ただし，粘性土等盛土本体の透水性が低い場合には，ふとん籠あるいは碎石マウンドのような堰堤形式の埋設工では，盛土内の水位を低減させることは難しいため，水平ドレーンとして，敷砂を適当な高さ（目安として5 m）毎に設ける等の方法をとる必要がある。

（4）盛土と地山との接続処理

盛土と地山との接続部は，次の事項に留意して処理を行う。

1. 盛土の周囲の地山と盛土の間には，雨水等が貯留されるような窪地を残してはならないと同時に，接続部には開水路を設けて，雨水排水を行わなければならない。
2. 基礎地盤の勾配が1/5以上の斜面上で盛土厚さが2 mを越える場合は，段切りを設け，盛土の滑動を防ぐようにしなければならない。段切りの高さは図1.1-5に示すように1段0.5～2.0mとし，段切り面には3%程度の勾配をつけること。

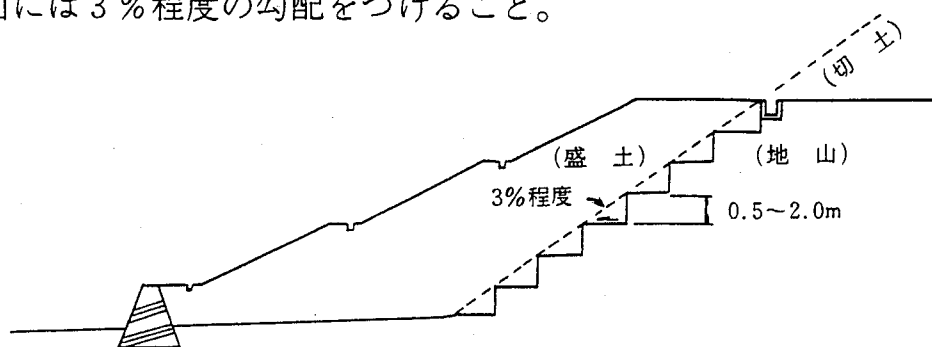


図1.1-5 盛土と地山との接続処理

（5）溪流上の盛土

溪流に対して残流域の生じる盛土は原則として禁止する。ただし，下流に対し土砂災害の危険性がない場合は，この限りではない。

【解説】

溪流に対する盛土は原則として禁止するが，下流に対し土砂災害の危険性がない場合で，かつ，土地利用が明確なものはこの限りではない。ただ

し、この場合も安定計算を行い、所定の安定度を確保しなければならないと同時に2.1「溪流対策」の規定によるものとする。

(6) 盛土の安定計算

1. 計算式

盛土法面の常時の安定性についての計算は、一般に現場の排水状況を勘案し、下記に示す有効応力法 (式1-1)、又は全応力法 (式1-2) により行う。

$$F_s = \frac{\sum \{ C' \cdot l + (W \cos \alpha - U \cdot l) \tan \phi' \}}{\sum W \sin \alpha} \quad (1-1)$$

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (1-2)$$

F_s : 安全率

W : 各スライスの単位長さの重量 (t/m)

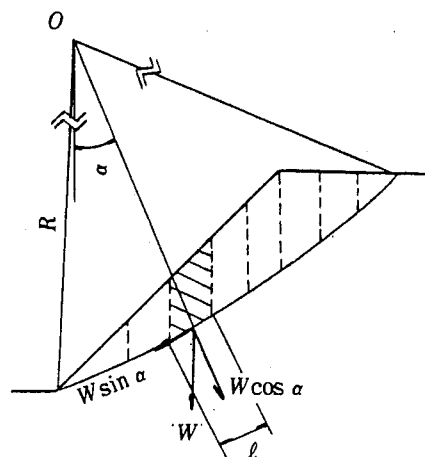
U : 各スライスのすべり面上に働く間隙水圧 (tf/m²)

α : 各スライスのすべり面の中点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' , ϕ : 盛土内の内部摩擦角 (度)

C' , C : 盛土の粘着力 (tf/m²) である。



2. 盛土の設計強度定数

設計強度定数 $C \cdot \phi$ を求めるにあたっては、盛土に使用する土を用いて供試体を作成し、現場含水比・現場の締固め度に近い状態で排水条件を考慮し、せん断試験を行うものとする。

3. 間隙水圧

安定計算に用いる間隙水圧は、盛土の下部や側方からの浸透水によ

る水圧とし、必要に応じて雨水の浸透によって形成される地下水による水圧や盛土施工に伴って発生する過剰間隙水圧を考慮する。

なお、これらの水圧は、現地の実測によって求めるのが最も良いが、適切な簡易方式で求めてもよい。

4. 最小安全率

盛土のり面の安定に必要な安全率は、施工中において1.1供用開始後において1.5を標準とする。

【解 説】

① 計算式

法面の安定性の計算法としては、応力の分布形態をもととした Rankine 法、弾性論に準拠する応力条件法、すべり面を仮定する Coulomb 系の限界計算法があるが、ここでは一般的に用いられ誰でもが容易に計算できる式として、円弧すべり面を仮定する有効応力法（式1-1）及び全応力法（式1-2）を標準とした。従って、他の有効な計算手法を排除したものではない。

本計算法は、式1-1に示すような円形のすべり面を仮定した分割法を用いればよい。この方法は、すべり面上の土塊を適当な幅に分割し、分割片のせん断力と抵抗力をそれぞれ累計し、その比率によって安全率を求めるものである。一般的には有効応力法によって計算するが、細粒土で急速に盛土する場合、施工中及び施工直後の安定性等については、全応力法によって検討してもよい。なお、有効応力法と全応力法とで計算する場合は、調査時の土質試験が異なるので注意を要する。

② 盛土の設計強度定数

盛土の安定を安定計算によって計算する際は、盛土の基礎地盤及び盛土材について土のせん断特性を調べる必要があるため、せん断試験を行うこととした。盛土材のせん断特性を求めるためには、予定された盛土材料を用い、現場の施工条件（現場含水比、現場の締固め度）を考慮して供試体をつくり、検討の対象となる盛土とできるだけ同じ排水条件で試験を行う。

土のせん断特性を求める試験方法は種々あるが、有効応力法による安定計算の場合は三軸圧縮試験で試験中に間隙水圧の測定を伴う圧密非排水試験 (CU 試験)、または圧密排水試験 (CD 試験) による。また、全応力法の場合には、圧密非排水試験を行ってせん断強さを求めるが、一軸圧縮試験の結果を用いることもある。

③ 間隙水圧

安定計算に用いる間隙水圧は、現地の実測によって求める方法が最も良いが、適切な簡易方式で求めてもよいこととした。盛土の下部や側方からの浸透水による間隙水圧は、盛土の土質、形状、原地盤の状態等によって異なるが、水圧は流線網を図解等によって求める。また、雨水の浸透によって生ずる間隙水圧は、盛土の状態によってかなり大きな値になることもあるので、必要に応じて盛土内に浸透流を仮定し検討を加える。盛土施工に伴って発生する過剰間隙水圧は、細粒土の急速盛土の施工中、もしくは完成直後の法面の安定を検討するときに用いる間隙水圧である。この場合には、図1.1-6に示すような圧力を用いてもよい。

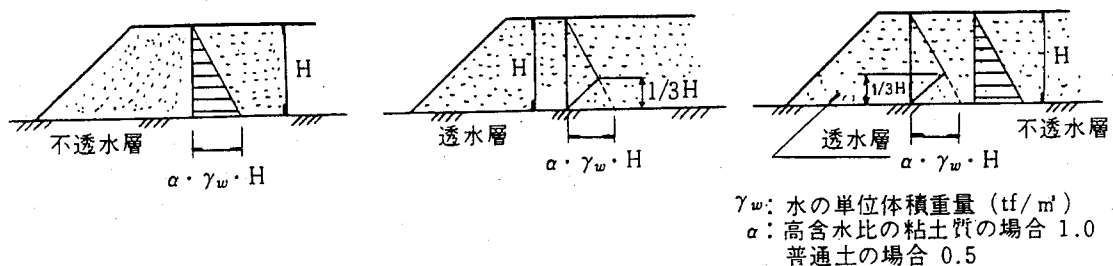


図1.1-6 盛土荷重による間隙水圧の仮定

1.1.5 法面排水工

法面には侵食，崩壊，土砂流出等の防止の為に，以下に示す各対策を施さなければならない。

1. 法面以外からの表面水や湧水が法面を流下する恐れのある場所には，表面水，湧水を流下させる能力のある排水溝を設けて表面水が法面を崩す恐れがないように流下させなければならない。
2. 法面の各小段には，法面を流下する雨水を処理することができる排水溝を設けなければならない。
3. 法面の各小段に設けた排水溝により集められた雨水を法尻に導くため，縦排水溝を流下能力に見合った間隔で法面内に沿わせて設けなければならない。
4. 各排水溝が他の排水溝と合流する所や，勾配の変化する所，流れの方向が急変する所には，必ず柵を設けなければならない。

【解 説】

- ① 法面の上部に自然斜面が続いている等，法面以外からの表面水が法面を流下する場所には，法肩排水溝を設けて法面以外からの表面水が流下しないようにしなければならない。排水溝の断面は1.3の「排水工」によるものとする。また，地下水位が高い地山を切土する場合には，湧水が法面を流下しないように地下排水溝を設けなければならない。地下排水溝により集水した水は，小段排水溝，縦排水溝等に導き地表水として

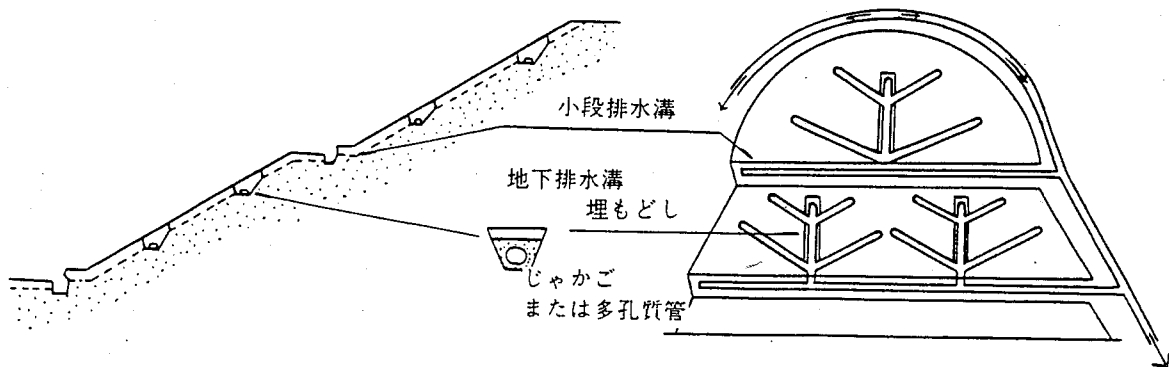


図1.1-7 法面地下排水溝

処理するものとする。図1.1-7に設置例を示す。

- ② 法面の小段排水溝は上部法面の下端に沿って設け、小段排水溝に水が流れ込むようにするためと、下部法面に表面水が流れないようにするために、図1.1-8に示すように小段は5%程度の横断勾配、1%程度の縦断勾配をつけて施工する。

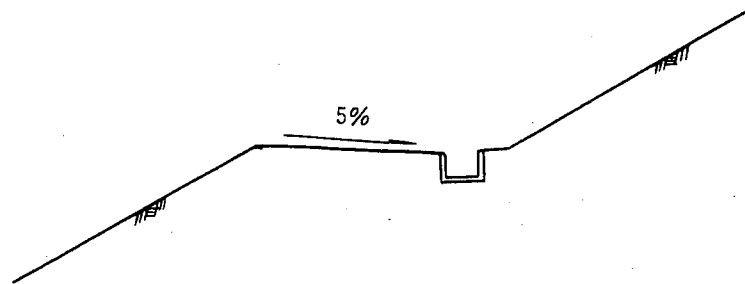


図1.1-8 小段の横断勾配

小段排水溝の断面は、上部法面に降った雨水を流下させることができる断面を1.3の「排水工」による流量計算で求めるものとする。ただし、法面流出係数は1.0とする。また、その構造はU字溝を標準とし、水が排水溝の側面や裏面にまわらないようにように留意する。

- ③ 縦排水溝は法面勾配に沿って法面内に設置するものとし、その設置間隔は小段及び法肩排水路の流下能力より定めるものとするが、最大間隔は40mとする。排水溝の断面は1.3「排水工」による流量計算で求める。縦排水工の構造は、原則として既成コンクリートU字溝、ヒューム管等のコンクリート製品を用いるものとし、急勾配の法面に設置する場合は、蓋や管渠を用いることも考慮する。排水溝の側面には勾配をつけ、張り芝や石張り、モルタル等で保護し、排水溝周囲の洗掘を防止し、3m程度の間隔ですべり止めを設置する。図1.1-9に設置例を示す。

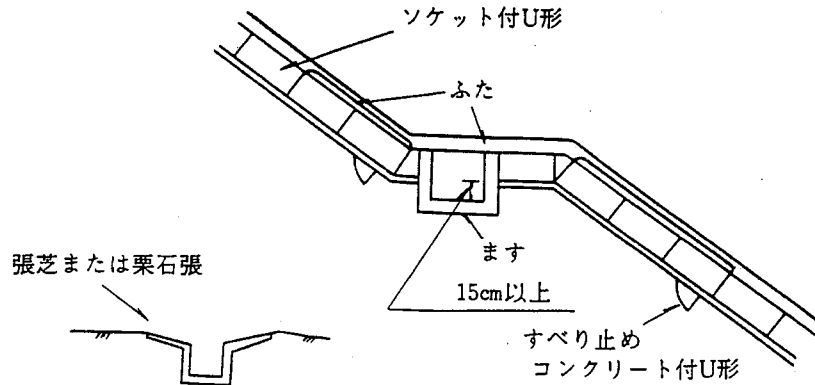


図1.1-9 縦排水溝設置例

- ④ 排水溝上に設ける柵のうち、縦排水溝と水平排水溝（小段排水溝、法尻排水溝等）が合流する箇所や、縦排水溝の勾配が変化する箇所の柵は、跳水現象により土砂や水が流出しないように深さ15cm以上の土砂溜を設け水勢を減じさせる構造とし、必ず蓋を設ける。それ以外の場所に設置する柵には、深さ15cm以上の土砂溜を設けるものとし、必要に応じて蓋を設けることとする。

1.1.6 軟弱地盤の処理

軟弱地盤上に盛土あるいは構造物を設置する場合、滑動に対する安定性及び沈下や変形に対する安定性が問題となる。

したがって、このような場合には十分な調査、試験を行ったうえで、滑動ならびに沈下、変形に対する安定性を検討し、所定の安定度が得られるように、必要に応じて適切な対策工を施さなければならない。

【解説】

軟弱地盤の定義は単に地盤条件だけで、一義的に定まるものではないが、表1.1-4、表1.1-5を目安とする。

軟弱地盤上の盛土、あるいは構造物の設計、施工は、工法の目的や特徴を十分把握し、現地条件に適合したものとしなければならない。

表1.1-6に示す対策工法例を参考とし、これらの工法の単独、あるいは

いくつかの組合せによる併用工法によって、滑動、ならびに沈下、変形に対して十分安定な盛土とする。

表1.1-4 軟弱地盤の区分

地区 盤分	土質・土質区分			記号	w (%)
泥炭質 地盤	高有機質土 (P1)	黒泥	分解の進んだ高有機質土	MK	300 ~200
	粘土質 地盤 (F)	有機質土	塑性図A線の下 有機質	O	200 }
細粒土		火山灰質粘性土	塑性図A線の下 火山灰質二次堆積粘性土	V	100
		シルト	塑性図A線の下 ダイレタンシー大	M	100 }
		粘性土	塑性図A線の上またはその付近. ダイレタンシー小	C	50
砂質 地盤	砂粒土 (S)	砂質土	74 μ 以下15~50%	SF	50~30
		砂	74 μ 以下15%未満	S	30以下

表1.1-5 軟弱地盤の目安

地盤	泥炭質地盤及び粘土質地盤		砂質地盤
層厚	10m未満	10m以上	—
N値	4以下	6以下	10以下
q_u (kgf/cm ²)	0.6以下	1.0以下	—
q_c (kgf/cm ²)	8以下	12以下	40以下

- 注) ① 表中で「 q_c 」はオランダ式2重管コーン貫入試験におけるコーン指数である。
 ② 特にN値10以下あるいは q_c 40以下の砂地盤では、地震時の流動化が問題となる。
 q_u ：一軸圧縮 (kgf/cm²)

表1.1-6 対策工法の種類と効果

工法の分類	工 法	目 的	工 法 の 説 明
表層処理工法	敷 砂 工 法	地 盤 改 良	基礎地盤の表面に砂、シート、ネット等を敷広げたり、基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理することによって、軟弱地盤処理工や盛土作業に必要な重機械のトラフイカビリティを良好にすることを目的とする。敷砂工の場合は軟弱層の上部排水層及び盛土の地下排水層の役割も果たす。敷設材工法は荷重を均等に支持し、地盤の不同沈下及び側方変位を減じ、地盤の支持力を向上させることができる。
	敷 設 材 工 法	地 盤 補 強	
	添 加 材 工 法	地 盤 改 良	
置 換 工 法	掘削置換工法	地 盤 改 良	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置換える工法である。置換えによってせん断抵抗が増加し、沈下も置換えた分だけ小さくなる。掘削して置換えるか、盛土の自重で押し出して置換えるかによってその名称が異なる。置換深度に限界がある。
	盛土自重置換工法		
押え盛土工法	押え盛土工法	盛土構造改良	土の側方に押え盛土をしたり、のり面を緩やかにしたりしてすべりに抵抗させるモーメントを増加させて盛土のすべり破壊を防止する。周辺地盤に対する影響を小さくするとともに、用地幅を広く確保することにより工事用道路、側道、環境施設帯等に利用することができる。
	緩斜面工法		
緩速載荷工法	漸増載荷工法	盛土速度制御	盛土の施工速度を制御して圧密に伴う地盤のせん断強さの増加を図りながら盛土を施工する工法である。短時間に盛土した場合には安定が保たれない場合でもこの方法によれば安全に盛れることが多い。盛土の立上りを漸増していくか、一時盛土を休止して放置し、地盤の強度が増加してから再び立上るかによって名称が異なる。
	段階載荷工法		
載 荷 重 工 法	盛土荷重載荷工法	地 盤 改 良 (圧密促進)	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ設計荷重以上の荷重をかけ沈下を促進させる工法である。載荷重としては盛土がよく用いられ、サーチャージ工法、プレローディング工法等がある。サーチャージは盛土部、プレロードは構造物部にそれぞれ用いられる。盛土の代わりに大気圧を用いる方法、地下水位を低下させることにより有効応力を増加させる方法などもある。プレローディング工法は側方流動対策としても有効である。
	大気圧載荷工法		
	地下水低下工法		
バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	地 盤 改 良 (圧密促進)	地盤中に適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボード等を設置し、水平方向の圧密排水距離を短縮して圧密を促進させ、地盤の強度増加を図る工法である。使用する鉛直排水材料によって名称が異なる。施工方法も鋼管を打込んだり振動で押込んだ後砂柱をつくるものやウォータージェットを使用するもの等各種ある。
	ペーパードレーン工法等		
サンド又は碎石コンパクションパイル工法	サンドコンパクションパイル工法 碎石コンパクションパイル工法	地 盤 改 良 (締固め)	地盤中に締固めた砂又は投石等のくいを造り、軟弱層を締固めるとともに砂ぐい等の支持力によって安定を増加させる工法である。特に地盤のすべり破壊に対するパイル材自体のせん断抵抗力により、安定を確保するのに効果がある。

工法の分類	工 法	目 的	工 法 の 説 明
固 結 工 法	石灰パイル工法 深層混合処理工法	地 盤 改 良	石灰パイル工法は生石灰やその混合物で地盤中に柱を造り、その吸水による脱水や化学的結合によって地盤を固結させ、地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に沈下を減少させる。また、深層混合処理工法は生石灰、セメントミルク、モルタル等の固結材を軟弱土と攪拌翼で混合を行う。ともに早期に強度が得られ沈下量が減少するが、工費が高いので他の工法と十分に比較検討する必要がある。

1.2 土留工

1.2.1 概 説

本節は、標準的な土留工の設計、施工に適用する。

【解 説】

土留工を設計、施工する場合、本節を適用するものとする。なお、砂防指定地内であって、かつ、他に法規制がかかっている場合には、これらの規制に定められた基準なども同時に満足しなければならない。

1.2.2 種 別

土留工は鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、又はブロック積み、石積み等の堅固なものとしなければならない。

【解 説】

擁壁は3種類に区分する。

① 練石積み，コンクリートブロック積み工

- 間知石による練積み擁壁
- 雑割石による練積み擁壁
- 野面石による練積み擁壁
- 玉石による練積み擁壁
- コンクリートブロックによる練積み擁壁

② コンクリート擁壁工（鉄筋コンクリート，無筋コンクリート）

- 重力式擁壁
- 反重力式擁壁
- 片持梁式擁壁（逆T型，L型，逆L型）
- もたれ式擁壁（自立することのできない重力式擁壁）

③ その他

イ 蛇籠堰堤等

ロ 特殊な材料又は構法による擁壁

ハ 特別な調査，研究に基づき十分安全性が確認されたもの
（地すべり，急傾斜地対策工における土留工はその項で述べる。）

1.2.3 擁壁の高さ

練石積み擁壁は地表高さを5 m以内とし，コンクリート構造の擁壁は原則として躯体高さを10m未滿とする。

【解説】

① 練石積み……………表高さ5.0m以内

② コンクリート擁壁……原則として躯体高さが10mを超える擁壁は認めないが，十分な調査と設計を行い，その安全性を確認した場合はその限りでない。

擁壁の高さによる選定と設置条件を建設省河川局防災課監修による「法面及び斜面災害復旧工法」より，選定の目安として表1.2-1に抜粋する。

表1.2-1 高さによる選定と設置条件

形 式	選定の目安になる高さ(m)	設 置 条 件
重力式擁壁工	1.0～5.0	基礎地盤良好, 切土部, 低い土留め擁壁
半重力式擁壁工	3.0～6.0	“ “ “
片持ばり式擁壁工	3.0～9.0	“ 盛土部, 高い土留め擁壁
扶壁式擁壁工	6.0～11.0	“ “ “
もたれ式擁壁工	2.0～8.0	“ 切土部
石積み・コンクリートブロック積擁壁工	1.0～5.0	“ 切土部及び盛土部
大型コンクリートブロック積擁壁工	3.0～12.0	“ “ 高い土留め擁壁
片 の り 枠 工	(1段～3段) 2.0～6.0	地すべり崩壊地, 湧水の多い不安定な地盤
ふ と ん 蛇 籠 工	1.0～3.0	軟弱地盤, 湧水の多い所
非 桁 擁 壁 工	(1連～3連) 2.0～15.0	地すべり崩壊地, 湧水の多い所, 高い土留め擁壁
鉄筋コンクリートブロック枠工	2.0～8.0	湧水の多い所
テ ー ル アル メ 工	3.0～20.0	対策処理のなされた軟弱地盤, 盛土部, 高い土留め擁壁

1.2.4 溪流盛土の堰堤の種類および高さ

溪流の盛土は、原則として行わないものとする。ただし、やむを得ない場合には、全土量を対象とした土砂流出防止のためのコンクリート堰堤等の設置を先行しなければならない。

【解 説】

- ① 溪流に盛土をする行為は、多量のゆるめた土砂を雨水の集中する谷間に持込むことになり、流水の作用を受けて最も土砂の流出しやすい状態になるため、砂防上禁止すべき行為である。

やむを得ず溪流に盛土を行う場合には、下流に砂防堰堤等を施すほか、必要に応じて、防災設備を設置しなければならない。

また、盛土上に雨水が停滞しないよう排水施設を施工するとともに、浸透した雨水を速やかに排出するため、地下排水施設を設置しなければならない。

- ② 溪流に堰堤を設ける場合、砂防ダムと同等以上のもの（高さは原則として15m未満）を設置しなければならない。

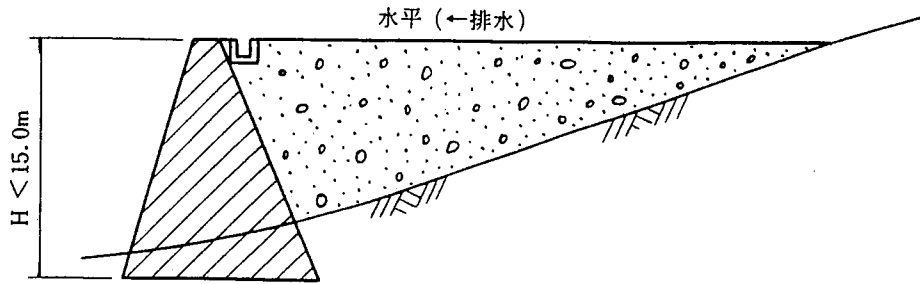


図1.2-1 溪流盛土の模式図

1.2.5 安定計算

(1) 練石積み、コンクリートブロック積み工

練石積み、コンクリートブロック積み工の構造は、土質に応じて、決定する。

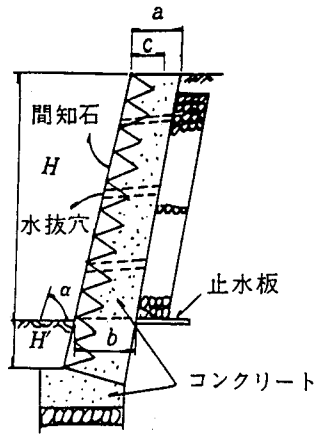
【解説】

- ① 石積み寸法表（宅造規制法施行令第8条別表第4より。表1.2-2参照）
- ② 水抜穴は壁面3㎡につき1本の割合で内径75mm以上の塩化ビニール管等の耐水材料で設けるものとする。
- ③ 裏込栗石は擁壁上端部の厚さを30cm以上とする。擁壁下部（前面地盤と水平になる部分）の厚さを、切土の場合は30cm以上とし、盛土の場合は60cm以上（擁壁の高さが5.0mの場合）とする。
- ④ 河川及び水路護岸の場合の裏込栗石厚さは、建設省の標準構造図集による。
- ⑤ 表1.2-2に示す石積寸法は擁壁上端に続く地表面が水平で、当該擁壁に作用する載荷重が $0.5\text{tf}/\text{m}^2$ としての構造であるので、それ以上の荷重が作用した場合、壁厚を大きくする等の考慮が必要となる。

表1.2-2 石積み寸法表

C=控え長さは、いずれも30cm以上

土質	a (cm)	a°	b (cm)	H	H'	水 抜 き
第 一 種	40	70°~75°	40	2 m以下	H×0.15 ただし、35cm 以上であること。	内径75cm以上の ものを3m ² に1 本の割合で入れ る。
			50	2 m~3 m		
		65°~70°	40	2 m以下		
			45	2 m~3 m		
			50	3 m~4 m		
		65° 以下	40	3 m以下		
			45	3 m~4 m		
			60	4 m~5 m		
		第 二 種	40	70°~75°		
70	2 m~3 m					
65°~70°	45			2 m以下		
	60			2 m~3 m		
	75			3 m~4 m		
65° 以下	40			2 m以下		
	50			2 m~3 m		
	65			3 m~4 m		
	80			4 m~5 m		
第 三 種	70	70°~75°	85	2 m以下	H×0.20 ただし、45cm 以上であること。	内径75cm以上の ものを3m ² に1 本の割合で入れ る。
			90	2 m~3 m		
		65°~70°	75	2 m以下		
			85	2 m~3 m		
			105	3 m~4 m		
		65° 以下	70	2 m以下		
			80	2 m~3 m		
			95	3 m~4 m		
			120	4 m~5 m		



- 第1種：岩，岩層，砂利又は砂利混り砂
(砂質土： $N \geq 30$ 回)
(粘性土： $N \geq 15$ 回)
- 第2種：真砂土，硬質粘土
(砂質土： $10 \leq N < 30$)
(粘性土： $8 \leq N < 15$)
- 第3種：その他の土質

図1.2-2

6) 裏込栗石の施工図

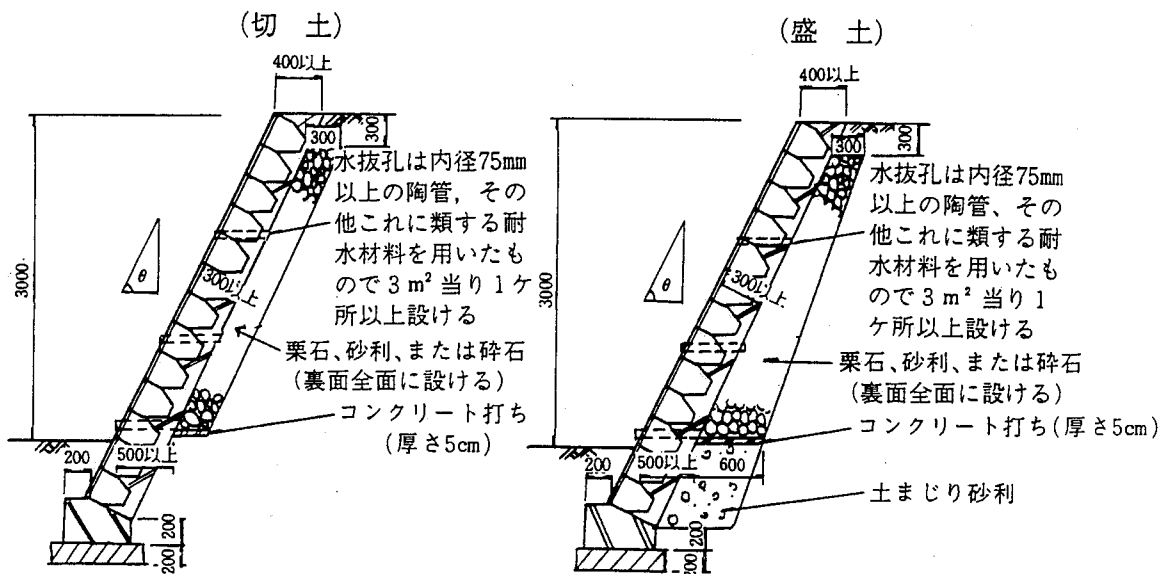


図1.2-3 施工図

(2) コンクリート擁壁工

鉄筋コンクリート又は無筋コンクリートの擁壁の構造は、構造計算によって次の各号が満たされることを確かめたものでなければならない。

1. 土圧、水圧及び自重（以下「土圧等」という）によって擁壁が破損されないこと。
2. 土圧等によって擁壁が転倒しないこと。
3. 土圧等によって擁壁が滑動しないこと。
4. 土圧等によって擁壁が沈下しないこと。

【解 説】

- ① 躯体高さが3 m以上の擁壁にあつては、その構造計算を行うため、あらかじめ地質調査及び土質試験を行い、その地層断面及び土の力学的性質を求めなければならない。
- ② 躯体高さが5 m以上の擁壁については、前記項目（擁壁の破損、転倒、滑動、沈下）の構造計算のほか、「地震力」が擁壁に与える影響についても検討しなければならない。

この場合 K_h （水平震度）=0.2をとり、許容支持力は常時の場合の1.5倍とする。

③ 構造計算

(1) 土 圧

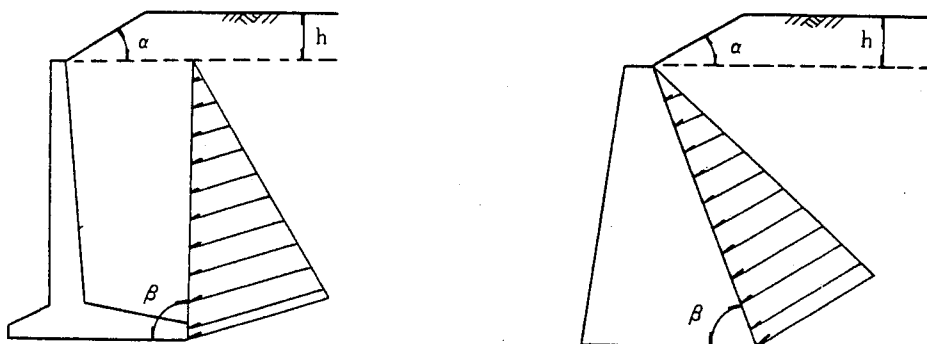
土圧は土質調査及び土質試験を行い、適切な土質定数を求め、現状に応じて計算された数値を用いること。但し盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じて表1.2-3の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算した数値を用いることが出来る。

但し、表1.2-3は背面土の勾配を 90° 以下、余盛等の勾配及び高さをそれぞれ 30° 以下及び1 m以下とし、かつ擁壁の上端に続く地盤面等には載荷重がないものとして計算されている。

従って、載荷重がある場合の余盛高さは、その載荷重を土の重量（単位体積重量×高さ）に換算し、1 m（限界余盛高さ）より換算高さを除いた値とする。

表1.2-3 単位体積重量及び土圧係数

	土 質	単位体積重量 1 m ³ 当(t)	土圧係数
1	砂利または砂	1.8t	0.35
2	砂 質 土	1.7t	0.40
3	シルト, 粘土, または これらを多量に含む土	1.6t	0.50



但し α : 30° 以下
 β : 90° 以下
 h : 1.0m 以下

図1.2-4

(常時土圧)

背面土圧は主動土圧とし、粘着力を考慮しないクーロン理論によるものとする。

但し、十分に粘着力を有する場合は、これを考慮してよい。

(イ) 背面土による土圧公式

$$P_{A1} = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma_s \cdot \frac{H^2}{(h)}$$

ここに K_A は、主動土圧係数とし、次式で得られる。

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

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

- | | |
|--|------------------|
| P_{A1} : 背面土圧 (tf) | K_A : 常時主動土圧係数 |
| ϕ : 背面土の内部摩擦角 (度) | H : 軀体高さ (m) |
| θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度) | h : 仮想背面高さ (m) |
| β : 水平面と地表面とのなす角 (度) | |
| γ_s : 背面土の単位体積重量 (tf/m ³) | |
| δ : 仮想背面又は壁背面と土との壁面摩擦角 (度) | |

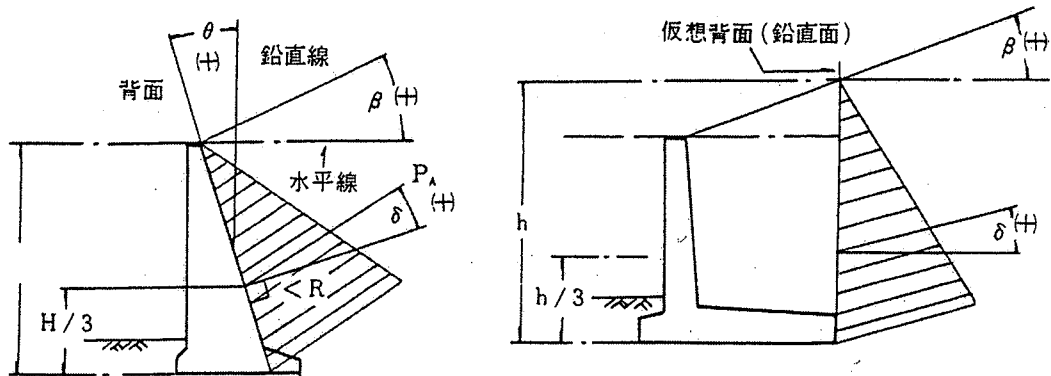


図1.2-5

また、背面土の内部摩擦角は、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し、圧密排水状態における三軸圧縮試験もしくは一面剪断試験または標準貫入試験により決定するものとする。

(ロ) 表面載荷重による土圧公式

$$P_{A2} = K_A \cdot q \cdot H$$

(h)

P_{A2} : 表面載荷重による土圧 (tf)

K_A : 常時主動土圧係数

q : 表面載荷重 (tf/m²)

H : 軀体高さ (m)

h : 仮想背面高さ (m)

(ハ) 常時主動土圧係数は、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。

(地震時土圧)

軀体高さが5 m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。

背面土圧は主動土圧とし、粘着力を考慮しない物部・岡部の提案式によるものとする。

(イ) 背面土による土圧公式

$$P_{AE1} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma_s \cdot H^2$$

(h)

ここに K_{AE} は、地震時主動土圧係数とし、次式で得られる。

$$K_{AE} = \frac{(1 - kv) \cos^2(\phi - \theta - \theta^k)}{\cos \theta^k \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta^k) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \beta - \theta^k) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\delta + \theta + \theta^k) \cos(\beta - \theta)}} \right\}^2}$$

但し、 $\sin(\phi - \beta - \theta^k)$ は、 $(\phi < \beta + \theta^k)$ のとき、0とする。

また、 δ は常時の2分の1とする。

ここに、 θ^k は地震動による加速度の角度の変化量で、次式で得られる。

$$\tan \theta^k = \frac{k_h}{1 - K_v}$$

P_{AE1} : 地震時背面土圧 (t)

K_{AE} : 地震時主動土圧係数

K_h : 水平震度

K_v : 鉛直震度

H : 軀体高さ (m)

h : 仮想背面高さ (m)

原則として, $K_h=0.2$, $K_v=0$ とする。

(口) 表面載荷重による土圧公式

$$P_{AE2} = K_{AE2} \cdot q \cdot \frac{H}{h}$$

K_{AE} : 地震時主動土圧係数

q : 表面載荷重 (tf/m²)

H : 軀体高さ (m)

h : 仮想背面高さ (m)

(ハ) 地震時主動土圧係数は, 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, くさび法によることができる。

(地盤の強度定数)

(イ) 基礎底面下の内部摩擦角を推定する方法 (砂質土の場合)

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 \dots \dots (\phi \leq 45^\circ, N > 5 \text{ 回})$$

この場合, 基礎底面下の土の粘着力は $C = 0$ とする。

内部摩擦角の決定は, 上式のほか土質試験結果等を総合的に判断して行う。

(ロ) 基礎底面下の土の粘着力を推定する方法 (粘土質の場合)

$$C = \frac{q_u}{2}$$

q_u : 基礎底面下の一軸圧縮強さ (tf/m²)

この場合, 基礎底面下の土の内部摩擦角は $\phi = 0$ とする。

(水 圧)

土圧に關与する土くさび内に水圧がかかる場合は, それを考慮しなければ

ばならない。

すなわち、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する場合は、水圧を考慮しなくてよいものとする。

(2) 擁壁の根入

(イ) 砂利，砂，砂質土または硬質粘土の地盤に接地されるとき，擁壁の地上高さの15/100以上か，または35cmのいずれか深い方。

(但し，擁壁の地上高さが5 m 以上の場合，地盤条件及び設置条件に特に問題がなければ，75cmとすることができる。)

(ロ) シルト，粘土もしくはそれらを多量に含む土，または緩い砂質土等の地盤に設置されるとき，擁壁の地上高さの20/100以上か，または45cmのいずれか深い方。

(但し，擁壁の地上高さが5 m 以上の場合，地盤条件及び設置条件に特に問題がなければ，1.0m とすることができる。)

(ハ) 岩盤に接着する場合はこの限りでない。

(3) 擁壁の破壊

土圧などによって擁壁の各部に生ずる応力度が鉄筋およびコンクリートの許容応力度を越えてはならない。

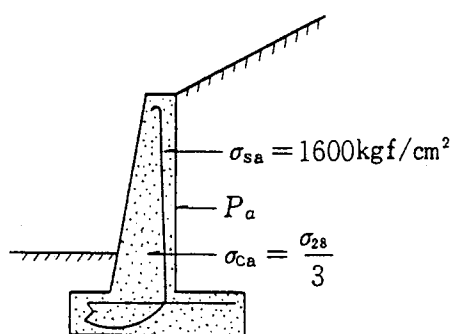


図1.2-6

P_a : 土圧等 (tf)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張

応力 = *1600 kgf/cm²

σ_{ca} : コンクリートの許容圧

縮応力 = $\frac{1}{3} \sigma_{28}$

σ_{28} : コンクリートの4週間目の

圧縮強度 = *120 kgf/cm² 以上

ただし，短期応力（地震時等）に対する許容応力度 (σ'_{sa} , σ'_{ca}) はそれぞれ $\sigma'_{sa} = 1.5 \sigma_{sa}$, $\sigma'_{ca} = 2 \sigma_{ca}$ とする。

* 建築基準法施行令74条，90条，91条

参 考

別表 1

鉄筋の種類	SR 24	S R30	S D30	S D 35	S D40
許容引張応力度 (kgf/cm ²)	1400	1600	1800	2000	2100
水, 土に接する 部材(kgf/cm ²)	1400	1600	1600	1800	1800

別表 2 鉄筋コンクリートの許容応力度

		設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)				
		180	240	300	400以上	
許容曲げ圧縮応 力度	軸方向力を伴う場合も 含む	設計基準強度の 3分の1 以下				
許容せん断応力 度	斜引張鉄筋の計算をし ない場合	はりの場合	4	4.5	5	5.5
		スラブの場合	8	9	10	11
	斜引張鉄の計算をする 場合	せん断力のみ の場合	18	20	22	24
	直径32mmをこえる鉄筋 ではこの値を減ずる	丸 鋼	7	8	9	10
		異形鉄筋	14	16	18	20

設計基準強度には 4 週間圧縮強度を用いる。

別表 3 無筋コンクリートの許容応力度

1 許容圧縮応力度 (偏心軸方向荷重を受ける場合を含む) $\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck}/4 \leq 55 \text{ kgf/cm}^2$ σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度
2 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck}'/7 \leq 3 \text{ kgf/cm}^2$ σ_{ck}' はコンクリートの設計基準引張強度
3 設計基準強度は 4 週間圧縮強度を用いる。設計基準強度は日本工業規格 A1113によっ て定める。

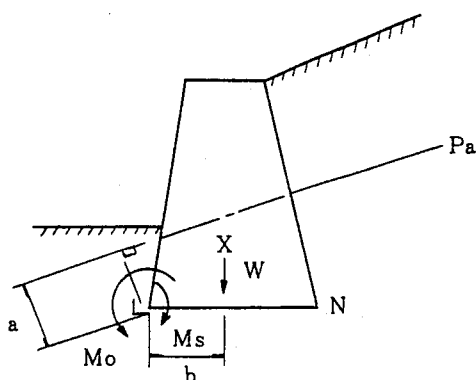
(4) 擁壁の転倒

擁壁の安定モーメントが擁壁の転倒モーメントの1.5倍以上でなければならない。(地震時は1.2倍以上)

$$\frac{M_s}{M_o} = \frac{b \times W}{a \times P_a} > f$$

また、擁壁に作用する土圧等の合力の作用点が擁壁底面の中央1/3以内に入ることを確かめること。

(地震時は2/3以内)

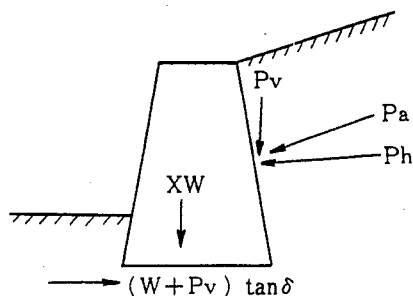


- Ms : 安定モーメント (tf - m)
- Mo : 転倒モーメント (tf - m)
- a : Pa力線までの距離 (m)
- b : W力線までの距離 (m)
- W : 擁壁の自重 (tf)
- Pa : 土圧等 (tf)
- f : 安全率 (1.5)

図1.2-7

(5) 擁壁の滑動

擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗力が土圧等の水平分力の1.5倍以上でなければならない。(地震時は1.2倍以上)



$$\frac{(W + P_v) \cdot \tan \delta}{P_h} > f$$

- W : 擁壁の自重 (tf)
- Ph : 土圧等の水平分力 (tf)
- Pv : 土圧等の垂直分力 (tf)
- δ : 擁壁底面と地盤の摩擦角
(摩擦係数 μ = tan δ)

図1.2-8

摩擦係数は擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力，その他の抵抗力については，現状に応じて計算された数値，但しその地盤の土質に応じ，表1.2-4の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

表1.2-4 地盤と擁壁壁体との間の摩擦係数
(宅造法施行令第8条による)

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

(注) 滑動に対して抵抗力を増すために擁壁下部に突起を設ける場合，地盤はあくまで岩盤にささった場合に効果があるが，通常地盤では突起の効果は余り期待できない。従って硬岩以外の地盤に対する突起による抵抗力は計算に入れないものとする。

(6) 擁壁の沈下

擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力を越えてはならない。(地震時は，1.5倍以上)

支持力の決定には，平板載荷試験，N値，土質試験結果等を総合的に判断して決めるのが望ましい。但し一般的な擁壁工については，表1.2-5によることが出来る。

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

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

PL：前端的接地圧 (tf/m)

PN：後端 “ (“)

Pa：土 圧 等 (tf/m)

W：擁壁の自重 (“)

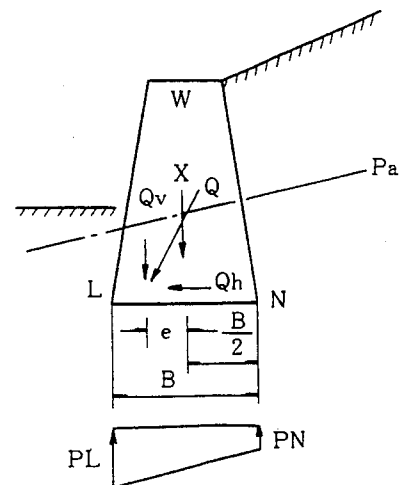


図1.2-9

- Q : P_a, W の合成力 (tf/m)
 Q_v : 同上の垂直分力 ()
 Q_h : 水平分力 ()
 B : 擁壁の底面幅 (m)
 e : 底盤中心点より合力作用点までの偏心距離 (m)

表1.2-5 地盤の長期許容支持力

地 盤		長期許容 地耐力度 (tf/m ²)	備 考		
			N 値	q_u (kgf/cm ²)	
岩	石	100	100以上		
砂	盤	50	50以上		
礫	層	密実なもの			
		密実でないもの			
砂質	地盤	密なもの	30	30~50	
		中位なもの	20	20~30	
			10	10~20	
		ゆるいもの	5	5~10	
		非常にゆるいもの*	0	5以下	
粘土質	地盤	非常に堅いもの	20	15~30	2.5以上
		堅いもの	10	8~15	1.0~2.5
		中位のもの	5	4~8	0.5~1.0
		柔らかいもの*	2	2~4	0.25~0.5
		非常に柔らかいもの*	0	0~2	0.25 以下

*支持地盤としては不適

(7) 擁壁の水抜穴

擁壁には必ず、3 m²に1本以上の水抜穴を設け、湧水がある場所へは、重点的に配置しなければならない。

水抜穴は、内径75mm以上の塩化ビニール等の耐水性を有したものをを用いるものとする。

(8) 自重

構造計算に用いるコンクリートの単位体積重量としては、下記の値を用いるものとする。

無筋コンクリート 2.3 tf/m³

鉄筋コンクリート 2.4 tf/m³

1.3 排水工

1.3.1 概説

土地造成後の造成敷地および周辺の法面には必要な排水工を設け、雨水を速やかに下流へ導く事とする。

なお、行為地の上流に残流域が存在する場合は第2章防災対策に従い計画を行なう。

1.3.2 計画流量

下記の式に従い計算を行なう。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A (1 + \alpha)$$

Q : 洪水流量 (m³/sec)

f : 流出係数

r : 最大時間雨量

A : 流域面積 (ha)

α : 土砂混入率 (10%)

【解説】

① 流出係数 (f)

開発後 0.9

ゴルフ場造成

グラント造成 0.9

墓地造成

碎石場 1.0

② 最大時間雨量 (r) は表1.3-1の値を使用する。

表 1.3-1 ※大阪府の計画雨量……………府土木部河川課

(平成8年3月)

地区名	時間雨量 (mm/hr)	地区名	時間雨量 (mm/hr)
豊能	85.5	南河内	75.8
三島	84.0	泉北	71.5
河内	76.0	泉南	79.3

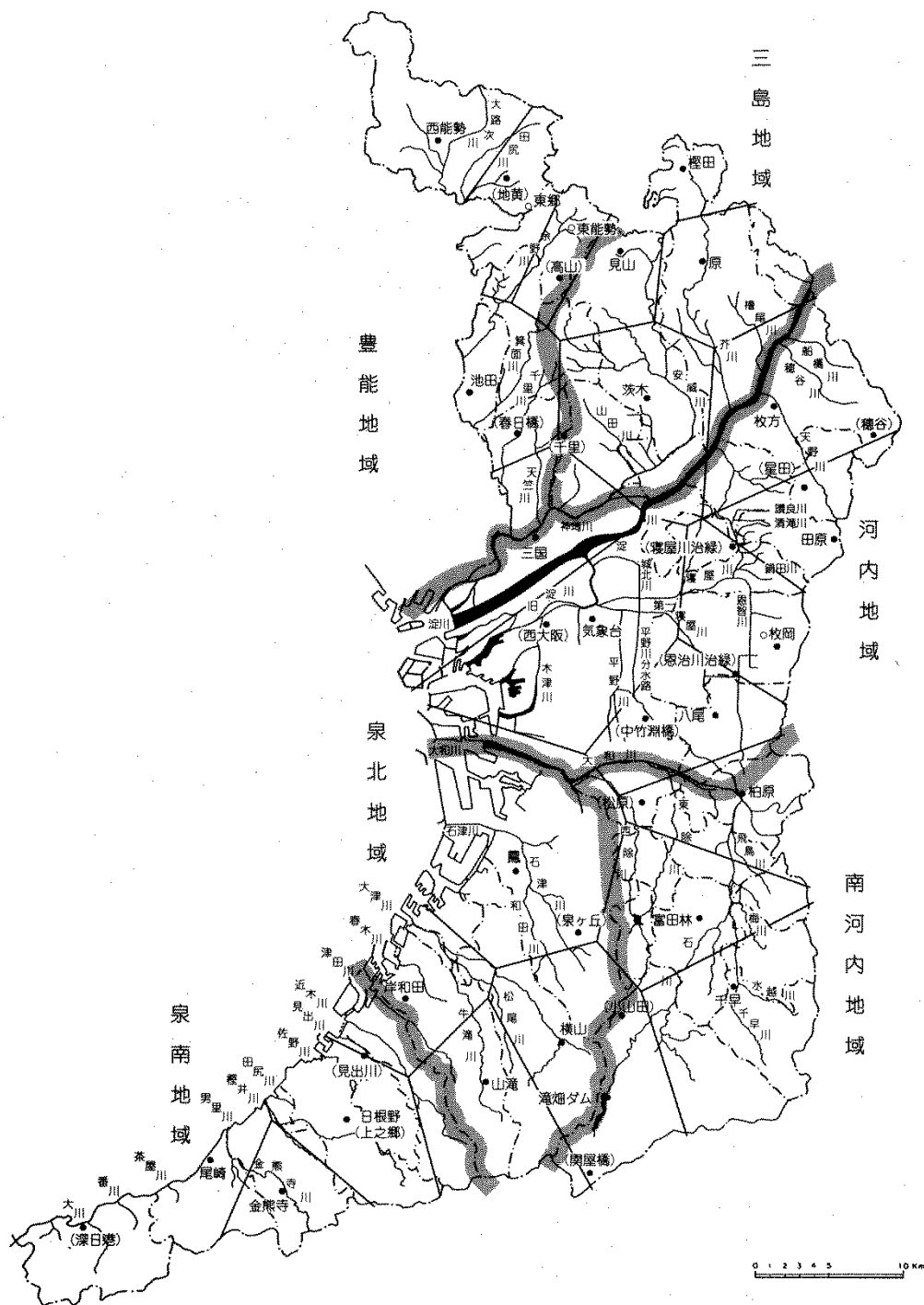


図 1.3-1 大阪府下地域割図

1.3.3 排水路の断面決定

排水路は屈曲部の少ない開渠を原則とし、余裕高は開渠深さの0.2H以上確保する。

なお、流域面積が10ha以上の排水路の余裕高の基準は第2章防災対策に準じる。

【解説】

- ① 流域面積が10ha以下で、排水路等の施設を当該市町村へ移管する場合に限り、当該市町村の設計基準に準じ断面の決定を行なう。
- ② 行為地の上流に残流域が存在し、第2章防災対策に従い検討を行った結果、対策が必要となった場合は流域面積に関係なく造成地内の排水路の余裕高及び断面は2.1.3施設設計、コンクリートダム工、流路工、床固工に従い計画する。

1.3.4 設計流速

設計流速は Manning 公式により算出する。

n : 粗度係数 (表1.3-2)

R : 径深 (m) = A/P

P : 流水の潤辺長 (m)

A : 流水の断面図 (m^2)

I : 勾配

【解説】

設計流速は1.5~3.0m/secを標準とする。

表1.3-2 粗度係数 (n)

状 況	n 値
土砂地盤に開削した水路	0.04
岩盤に開削した水路	0.035
両岸石積 (ブロック) 底面コンクリート	0.025
両岸石積 (ブロック) 底面不規則	0.03~0.035
コンクリートU型水路	0.02
ヒ ユ ー ム 管	0.013
鋳 鉄 管	0.015

1.4 地下排水工

1.4.1 概 説

造成行為により谷筋を埋立てる場合は、谷筋に沿って雨水が集中するため浸透する地下水を速やかに排除する必要がある。

これは地下水位を低下させ、水圧を減ずることにより土及び構造物の安定性を保持するため、地下排水工を設置するものである。

1.4.2 地下排水工の種類

暗渠は幹線と支線に区別する。幹線は支線の地下水・浸透水を集水し、下流へ流下させるものであり、管径は30cm以上とする。

支線は地下水・浸透水を幹線へ導くものとし、管径は15cm以上とする。

1.4.3 地下排水量の計算

下記の式に従い計算を行う。

$$Q = \frac{h \times c \times 10}{60 \times 60 \times 24 \times n} \times A \text{ (m}^3/\text{sec)}$$

Q : 排水流量 (m³/sec)

h : 最大日雨量 (mm/day)

c : 雨水浸透率

n : 排除日数 (日)

A : 集水面積 (ha)

[計算例]

最大日雨量は、茨木市見山雨量観測所での100年確率雨量を用いて、 $h = 310\text{mm/day}$ 、雨水浸透率 $c = 0.3$ 、排除日数 n は浸透日数を考慮し、3日とする。

集水面積を10ha とすると、地下排水量は次の様になる。

$$\begin{aligned} Q &= \frac{310 \times 0.3 \times 10}{60 \times 60 \times 24 \times 3} \times 10 \\ &= \frac{930}{86,400 \times 3} \times 10 \\ &= 0.036 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

1.4.4 地下排水管の大きさ

管径は地下排水量の2倍を流下できる管径とする。

【解説】

管径は第1.3排水工に従って決定する。なお、この際の余裕は見込まない。

1.4.5 地下排水工の構造

幹線は所定の荷重に対して断面を維持できる構造としなければならない。

支線については有孔管にフィルターを巻いたもの、または礫暗渠等の構造とする。

【解説】

幹線の断面計算は、建設省「土木構造物標準設計」パイプカルバート、基礎形式選定図を参考とする。

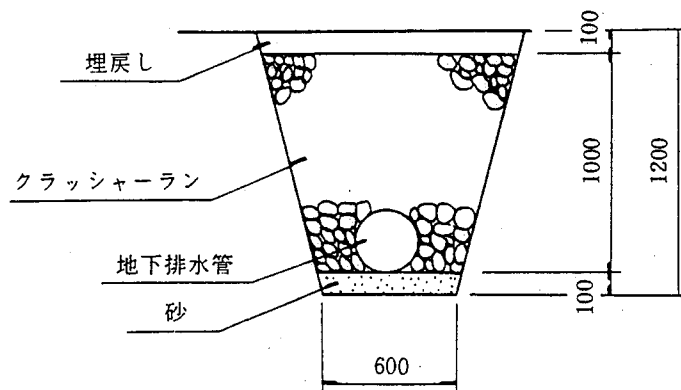


図1.4-1 標準構造図

1.4.6 埋設およびフィルター材

地下排水工は原則として原地盤に溝を掘削し埋設を行ない、その周辺には、土粒子が管内に流入することを防ぐためフィルター材を設ける。

【解説】

暗渠排水工のフィルター材の選定にあたっては、通常使われている材料のうち、比較的フィルター機能のよいクラッシャーランを基本とする。有孔管については孔からフィルター材料が管内に流入しないように単粒度碎石を用いる。また、空隙コンクリート管では目詰りを起こす可能性があるため荒目砂をフィルター材とする。

1.4.7 地下排水工の配置

谷筋の低地部には必ず地下排水工を設けなければならない。支線は20m以下の間隔で適切に配置する。

【解説】

- ① 数多くの小口径のほうが数少ない大口径より排水能力がよい。
- ② 盛土厚10m以上の場合は、高さ5mごとに上下配列を行なうこと。

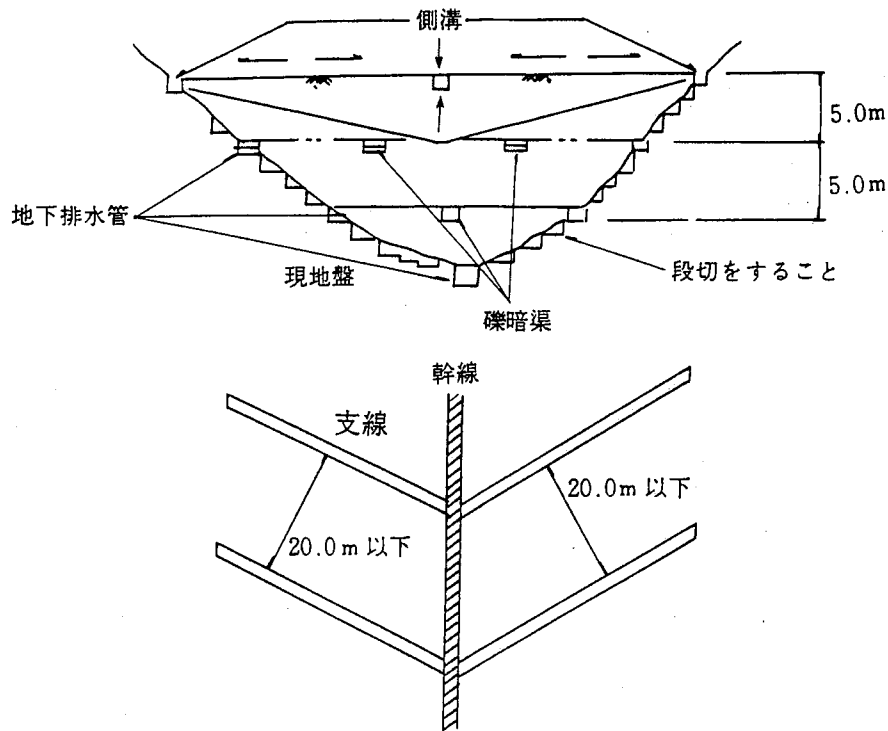


図1.4-2

1.5 沈砂池

1.5.1 概説

開発行為に伴い開発地区内からの土砂流出量が増加し、下流河川・水路に治水上の悪影響や土砂災害が生じる恐れがある。このため開発に当っては沈砂池を設置して、地区外への土砂流出を防止しなければならない。

沈砂池は、工事完成後および工事中の土砂流出に対し十分な容量を有するものでなければならない。

1.5.2 設置基準

面積1 ha以上の開発を行う場合には、原則として沈砂池を設置しなければならない。

【解 説】

開発面積が1 ha 未満であっても下流部に治水上の悪影響が予想される場合には、沈砂池を設けなければならない。

1.5.3 存置期間

開発後の沈砂池は治水上の悪影響が認められなくなるまで存置すること。

【解 説】

沈砂池は開発地区内の地盤が安定し、土砂流出による治水上の悪影響が無くなるまで存置するものとする。但し、ゴルフ場・運動場など裸地部が多い場合には原則として恒久施設とする。

1.5.4 容 量

(1) 流出土砂量

開発後の流出土砂量は、流域面積・流況・地形・地質ならびに造成の施工計画により異なるが、設計流出土砂量は表1.5-1を標準とする。

表1.5-1 設計流出土砂量

区 分	設計流出土砂量
宅地造成	100m ³ /ha/年
ゴルフ場・運動場等	150 "

【解 説】

- ① 開発後の流出土砂量は、既往の実績では造成面積当り70～240m³/ha/年の範囲にある。
- ② 宅地造成は、地表面の保護や排水施設が整備され、流出土砂量が少ないため設計流出土砂量は100m³/ha/年とする。

- ③ ゴルフ場・運動場等は裸地が多く、流出土砂量が多いため、設計流出土砂量は $150\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}$ とする。
- ④ 類似地区の実績・実例がある場合にはその値を用いてもよい。但し、下限値は $70\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}$ とする。

(2)容 量

開発後の沈砂池の容量は下記により算定する。

$$\text{沈砂池容量} = \text{設計流出土砂量} \times \text{堆積年数}$$

【解 説】

- ① 堆積年数は原則として沈砂池の存置年とする。
- ② 沈砂池の掘削・浚渫等維持管理を十分行う場合には堆積年数を低減してもよい。但し、最少堆積年数は1年とする。
- ③ 沈砂池が急速に堆積し、下流に対して溢流の危険が予想される場合には、施設管理者は掘削、嵩上げ等の処置を行う。

1.5.5 構 造

沈砂池の構造は掘込式またはコンクリートダムを原則とする。コンクリートダムは建設省河川砂防ダム技術基準（案）及び大阪府砂防技術指針（案）に基づく砂防ダム程度の構造とする。

【解 説】

- ① 沈砂池は調整池と兼用することができる。なお、当該施設は双方の要件を具備するものでなければならない。
- ② 沈砂池は造成地及び下流地区の安全を確保できるよう堅固なものとし、必要に応じ法覆工・底部保護工を設けること。
- ③ 沈砂池は維持管理が可能な構造とし、必要に応じて土砂搬出施設を設けること。
- ④ 有害土砂を場外に流出させない構造とすること。

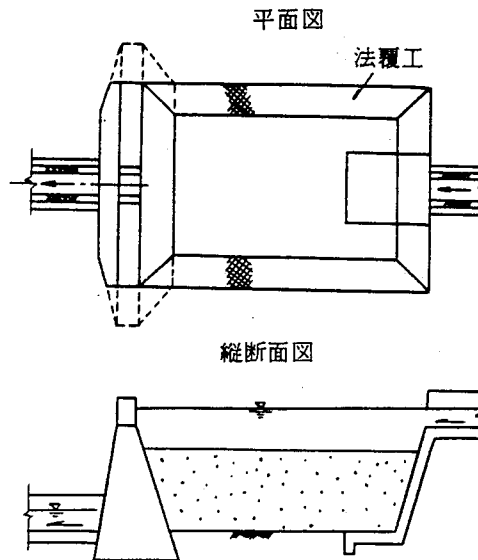


図1.5-1 沈砂池の例

1.5.6 工事中の沈砂池

(1) 容量

工事中の土砂流出による災害を防止するため、仮設沈砂池を設置するものとする。

工事中の流出土砂量は下記を標準とする。

盛土部 800m³/ha

切土部 400 〃

【解説】

- ① 土砂の流出は造成工事中に多く発生し、下流に有害な土砂として流下するため、土砂災害の危険性が高い。このため仮設沈砂池を設置してこれを防止する。
- ② 工事中の仮設沈砂池は、洪水時の流出土砂を安全に堆砂できる容量を有するものとする。
- ③ 流出土砂量は切土部、盛土部に区分して算定する。
- ④ 切土部で20cm以上の客土を行なう場合は盛土として取扱う。

(2) 構造

工事中の仮設沈砂池は、掘込式・コンクリートダムまたはフィルダムとする。

コンクリートダムは砂防ダム程度の構造とする。

【解説】

- ① 掘込式及びコンクリートダムの仮設沈砂池は、工事完了後に所定の容量を有する場合は開発後の沈砂他として利用できる。
- ② 工事中の洪水を安全に流下し得る余水吐を設置すること。

1.6 工事中の防災対策

1.6.1 防災計画書

宅地造成、土砂採取等の土地形質の変更を行う工事の実施にあたっては、防災計画書を作成し災害を未然に防ぐよう努めなければならない。

防災計画書は次の内容より構成されるものとする。

1. 防災計画平面図
2. 土運計画
3. 仮排水計画
4. 土砂流出防止計画
5. 防災施設標準図及び構造図
6. 工事工程表

【解説】

防災計画書に明示すべき事項は表1.6-1を標準とする。

表1.6—1 防災計画書に明示すべき事項

図 書	明示すべき事項	備 考
(1)防災計画平面図	○切土及び盛土区域の表示 ○防災施設(調整池・沈砂池埋設工, 地下排水工, 土留工等)の明示 ○流水の処理方法と放流先	切土：黄で着色 盛土：赤で着色
(2)土 運 計 画	○土の運搬について移動する位置, 数量, 時期, 施工方法	
(3)仮排水計画	○施工中の排水について施工時期, 施工段階毎に仮排水計画を作成する。	
(4)土砂流出防止計画	○対象流域面積(自然地, 造成地) ○切土, 盛土別面積 ○沈砂池等土砂流出防止施設 ○計画流出土砂量	
(5)防災施設標準図 及び構造図	○計画高 ○防災施設の詳細設計図(形状寸法, 材質, 土質柱状図等) ○現況及び計画地盤線	
(6)工事工程表	○準備工, 防災工事, 土工 ○排水施設, 調整池, 沈砂池 ○擁壁その他の主要構造物の工程	

1.6.2 工事の順序

1. 工事の順序としては、洪水調整池、沈砂池、流末処理排水路、砂防堰堤、土留工等の防災工事を先行し、行為地の工事は下流に対する安全を確認できたうえ、実施するものとする。
2. 工事の施工は、雨期を極力避けるものとし、止む得ず雨期に施工する場合は防災対策に十分留意するものとする。
3. 施工にあたっては、全区域にわたって着手せず、適当な面積若しくは流域単位で工区割を行い、災害防止に努めること。

1.6.3 工事中の防災

1. 工事中の土砂流出・濁水防止のため、行為地内に適宜、仮設沈砂池を設置しなければならない。
2. 法面が流水により崩壊しないよう法面の上部に小堤又は柵を設け、U字溝等で安全に流下させなければならない。
3. 地形上土砂流出が生じる場合は、必要な箇所に土俵、杭しがら、板柵等で土留柵を施工し、泥土、雑物芥等を沈澱、ろ過させなければならない。

1.6.4 その他

緊急時における対策として水防等の資機材及びその要員を確保し、万一災害の発生した場合には非常連絡体制をとり、臨機応変の処置を行なうと共に関係機関に連絡し、その指示に従い、第三者に被害を与える事のないようにしなければならない。