

# 開発許可制度の手引

〈防災基準編〉

## 防災基準

### 第1節 防災対策

本県においては、都市計画法令に基づく技術基準の他、防災基準を定めており、開発にあたってはこれらの基準に適合しなければなりません。

基準については第2節以下に記述します。

## 開発行為に伴う防災対策の取扱いについて（通達）

51 農計第 151 号  
51 都 第 320 号  
昭和 51 年 5 月 25 日  
農地林務部長  
土木部長

都市計画法又は森林法に基づく許可を必要とする開発行為に伴う防災対策については、当該法令等に定めるもののほか、別冊「宅地造成等開発行為に伴う防災対策取扱い要綱」（以下「要綱」と言う。）により取扱うこととしたので通知する。

なお、この取扱いについては、下記事項に留意し、事務処理上遺憾のないようにされたい。

### 記

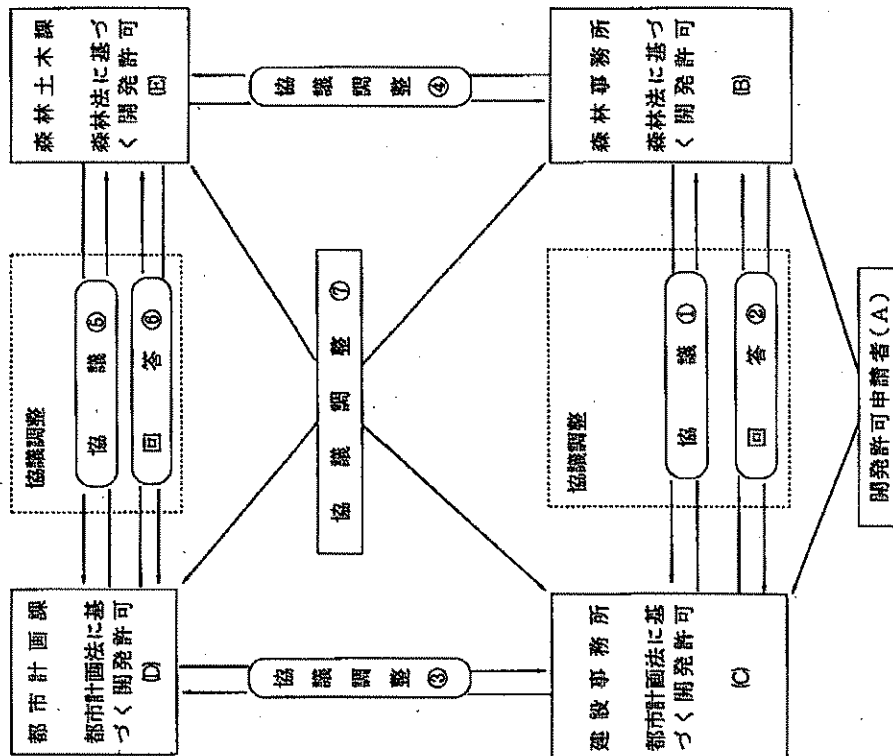
1. 本要綱は附則に定める日から施行する。

ただし、施行日の前日までに県の指導を受け計画されたことが確認される防災対策については、この限りでない。

2. 本要綱に基づく防災対策の技術指導及び審査事務については、両部の重複作業を避け、業務の円滑な実施を図るため別紙「審査事務フローチャート」によるものとする。
3. 本要綱の運用に関して必要な事項については別途通知するものとする。

# 開発行為に伴う防災対策の審査事務フローチャート

## 1. 都市計画法、森林法の両方に係る開発の場合



(注) 事務フローチャートの分類

(1) 両法に基づく開発許可が出先機関処分に係るもの。

A - { B } ..... { C-①-C-②-B } ..... { B }  
A - { C } ..... { C-①-C-②-C } ..... { C }  
反復調整 同時処分

(2) 都市計画法に基づく開発許可が本庁処分で森林法に基づく許可処分が出先機関処分に係るもの。

A - { B } ..... C-③-D ..... { B-①-C } ..... { B }  
A - { C } ..... C-③-D ..... { D-①-E } ..... { D }  
反復調整 同時処分

(3) 森林法に基づく開発許可が本庁処分で都市計画法に係る開発許可が出先機関処分に係るもの。

A - { B } ..... B-④-E ..... { E-①-C } ..... { C }  
A - { C } ..... B-④-E ..... { C-①-E } ..... { C }  
反復調整 同時処分

(4) 両法に基づく開発許可が本庁処分に係るもの。

A - { B } ..... { B-④-E } ..... { E-⑤-D-①-E } ..... { E }  
A - { C } ..... { C-③-D } ..... { D-⑤-E-D } ..... { D }  
反復調整 同時処分

[参考]

区分	本庁処分	出先機関処分		
都市計画法	許可権者	市街化区域 第二種特工作物	市街化調整区域 34条 1~9号10号 第二種特工作物	未線引都市計画処分 第二種特工作物
		建設事務所長(下記四市区域内を除く)又は福島、郡山、会津若松、いわきの四市長(各市の区域内のみ)	○	-
	知事	-	○	-
		-	○	○
森林法	開発許可に係る面積が10ha以上の場 合		開発許可に係る面積が1haを超え10ha未満の場合	

# 「宅地造成等開発行為に伴う防災対策 取扱い要綱」の運用について（通達）

51 農 計 第 225 号

51 都 第 470 号

昭和 51 年 7 月 7 日

農 地 林 務 部 長

土 木 部 長

昭和51年5月25日付 51農計第151号 農地林務、土木の両部長名通達による「宅地造成等開発行為に伴う防災  
51 都 第320号 対策取扱い要綱」（以下「要綱」と言う。）の適用にあたっては、下記の事項に留意のうえ、運用することとした  
ので貴職から関係機関へ周知徹底が図られるよう指導方ご配慮下さい。

## 記

### 要綱第1条（適用の範囲）について

要綱に定めるとおりであるが、両法の許可適用外となる区域の開発行為についても本要綱に準じて行われるよう関係行政機関の指導が望ましい。

### 要綱第2条（流量増対策）について

#### 1. 流量増対策の考え方

開発行為に伴う雨水流出量の増加に対する法の規則は、

- (1) 都市計画法第33条第1項第3号「排水路その他の排水施設が……排水によって開発区域及びその周辺の地域に溢水等による被害が生じないような構造及び能力で適当に配置されるように設計が定められていること」

- (2) 森林法第10条の2第2項第1号

「……当該開発行為により当該森林の周辺において、土砂の流出又は崩壊その他の災害（土砂の流出又は崩壊の原因となる洪水、溢水……）を発生させるおそれがある場合」は許可されないものとして定められている。

一方、宅地造成等開発事業は年々増加の傾向にあり、開発と河川整備の不均衡な地区においては、局所的な豪雨により災害の発生をみており、河川の整備に対する国民的な諸要請は益々高まっている。

しかしながら河川の整備は、財政的技術的な制約があるため地域的に河川の整備に先行して、開発を行おうとする場合は、その対応措置として未整備な下流河川等の改修に代えて、防災調節池を設置する等により法規制の実効を確保しようとするものであり、その機能は、下流氾濫区域に対し所定の規模までの対象洪水を防御し得るものが要求される。

#### 2. 「下流河川等」の解釈

- (1) 河川法が適用される河川に設置されている溜池は、同法第6条の規定による河川区域となるので「下流河川等」に含まれる。
- (2) 国有財産である普通河川に設置されている溜池についても「下流河川等」に含まれる。

(3) 上記(1)及び(2)以外の溜池については、「下流河川等」に含まれないが、この上流区域で開発が行われる場合は、本要綱に準じて指導するものとする。

### 3. 「開発行為に伴う流量増対策基準」の取扱

当該基準は、河川法を適用し又は、準用する河川及び水路等を含む普通河川について適用するものであるが、河川現況に対する影響を十分検討し措置する必要がある、基準各項の運用を次のとおりとする。

#### (1) 下流河川の状況

下流河川の状況は県河川課策定の「河川現況図」によるものとするが、その分類は次のとおりとする。

##### ア 1項「一定の計画により、改修済の河川」

一定の河川改修計画により改修が完了し、所定の安全度が確保されている河川とする。

##### イ 2項「一定の計画により現に施行中の河川」

一定の河川改修計画により、現に施行中の河川とする。

##### ウ 3項「年次計画がある河川」

治水事業5ヶ年計画による着工の見通しが明らかな河川とする。

##### エ 4項「年次計画のない河川」

治水事業5ヶ年計画に該当のない河川又は5ヶ年計画があっても、計画の達成率などを勘案し、着工の見通しがたたない河川とする。

#### (2) 下流河川の流量に与える影響の程度

ア 1項(1)及び2項(1)の「計画高水流量の改定を必要とする場合」とは、当該河川流域の将来にわたる土地利用状況を勘案して流出解析の見直しを行い、従前の安全度を維持するため河積の拡大が必要である場合とする。

イ 2項(2)及び3項(1)の「改修年次計画が長期にわたる場合」とは、

治水事業5ヶ年計画に基づく当該区域までの改修が開発行為の着工年度を越え、且つ着工年度から起算して概ね10ヶ年以内に完成する見通しが明らかである場合とする。従ってこの期限を更に超える見通しとなる場合は4項を適用させるものとする。

#### 要綱第3条（土砂流出防止対策）について

1. IV-2の「計画流量」は開発区域内の適用基準である。

区域外の水路、河川等に接続する部分等については、管理者等と協議調整が必要である。

#### 要綱第4条（調整池の技術基準）について

1. 「調整池技術基準（案）」下流河川がほぼ10年以内に改修されることを前提とし、この期間に存置する暫定的な施設として設置される調整池の技術基準である。

2. 「防災調節池技術基準（案）」は、開発行為に伴う流量増加により、下流河川に与える影響が大きい場合、恒久的な施設として設置される調節池の技術基準である。

#### 要綱第5条（防災工事の技術基準）について

「河川砂防技術基準（案）」と「治山技術基準」の使用区分は次によるものとする。

(1) 都市計画区域内及びこの区域への影響が大きい場所については、「河川砂防技術基準（案）」を使用する。

(2) 上記(1)以外の場所については、「治山技術基準」を使用する。

(3) 基準内容に不足がある場合は、相互に補足しながら使用するものとする。

#### 要綱第7条（国又は県の補助事業）について

「……適正な運用を図る」ことの趣旨は、次のような実態をふまえ、補助事業の執行に支障のないよう調整運

用することとしたものである。

- (1) 公的機関の指導・審査を受け、防災について十分配慮されること。
- (2) 事業実施にあたっては、公的な立場からの監督責任及び災害発生の場合の裏付けが明らかであること。
- (3) 国又は県の公共投資としての推奨政策事業であること。

## 宅地造成等開発行為に伴う防災対策の取扱い要綱

昭和51年5月25日

### (適用の範囲)

第1条 この要綱は、都市計画法又は森林法の規定による許可を必要とする開発行為に関する技術的指導基準として、適用するものとする。

### (流量増対策)

第2条 開発行為に伴う下流河川等（河川法を適用し又は準用する河川及び普通河川）の流量増にかかる対策は、原則として防災調節池等の設置によるものとし、下流河川の状況に応じてそれぞれ別表「開発行為に伴う流量増対策基準」により措置するものとする。

### (土砂流出防止対策)

第3条 開発行為に伴う土砂の流出防止対策は「土砂流出防止対策基準」により措置するものとする。

ただし、次の区域にかかる開発行為については、この限りではない。

- 一 森林法に基づく「保安林、保安林予定森林、保安施設地区」の区域
- 二 砂防法に基づく「砂防指定地」の区域
- 三 地すべり等防止法に基づく「地すべり防止、ばた山崩壊防止」の区域
- 四 急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律に基づく「急傾斜地崩壊危険区域」

### (調節池等の技術基準)

第4条 調節池等は、次の技術基準により設置するものとする。

- 一 別表「開発行為に伴う流量増対策基準」の2項又は3項で築造する調整池については、「調整池技術基準(案)」による。
- 二 別表「開発行為に伴う流量増対策基準」の1項又は4項で築造する防災調節池については、「防災調節池技術基準(案)」による。

### (防災工事の技術基準)

第5条 防災工事は、次の基準によるものとする。

- 一 別表「開発行為に伴う流量増対策基準」により行う河川工事等については、建設省河川局制定「河川砂防技術基準(案)」による。

ただし、この基準に定めのない事項で普通河川の場合にあつては、農林省構造改善局制定「土地改良事業計画設計基準」によることができる。

- 二 「土砂流出防止対策基準」により行う防災工事については、同上「河川砂防技術基準(案)」及び「治山技術基準」による。

(防災施設の管理)

第6条 防災施設(防災調節池、堰堤、土砂止等)の維持管理は設置者が行うものとし、施設の安全管理の方法等については、設置者と当該区域を管轄する市長村長との間で必要に応じ協定を締結する等安全の確保に務めるものとする。

(国又は県の補助事業)

第7条 国又は県が補助する事業については、本要綱に定める基準の適用にあたり関係部局と協議調整を行い適正な運用を図るものとする。

(調整会議)

第8条 この要綱に定める事項に関して疑義が生じた場合、及びこの要綱に定めのない事項については、別に定める「防災対策技術調整会議」において運用するものとする。

(附 則)

この要綱は昭和51年6月1日から施行する。

第2節 開発行為に伴う流量増対策基準

I 10ヘクタール以上の開発行為の場合

下流河川の状況	下流河川の流量に与える影響の程度	対応策
1項 一定の計画により改修済の河川	(1) 計画高水流量の改訂を必要とする場合	イ 河川計画の安全度に見合う防災調節池の設置 ロ 流量増が無視し得る程度小さくなるまでの区間に亘る河積拡大のための河川工事
2項 一定の計画により現に施工中の河川	(1) 計画高水流量の改訂を必要とする場合 (2) 計画高水流量の改訂を必要としない場合で、当該開発行為による排水が河川に合流する地点までの改修年次計画が長期に亘る場合	イ 上記1(1)のイ又はロ イ 調整池の設置 ロ 調整池の代替施設としての河川工事
3項 年次計画がある河川	(1) 当該開発行為による排水が河川に合流する地点までの改修年次計画が長期に亘る場合	イ 上記2(2)イ ロ 上記2(2)ロ
4項 年次計画のない河川	(1) 下流河川の想定氾濫区域に相当の人家又は公共施設を有する河川で、現況の流下能力を著しく超えることとなる場合 (2) 上記(1)以外の場合	イ 洪水の規模で年超過確立1/100又は既往最大の洪水を対象とした防災調節池の設置 イ 洪水の規模で年超過確立1/50の洪水を対象とした防災調節池の設置



## II 10ヘクタール未満の開発行為の場合

### 1 1ヘクタール以上10ヘクタール未満の場合

下流に対する影響を考慮の上、必要に応じて調節池・調整池等を設置する。

調節池・調整池等には、雨水貯留浸透システム等で同等の効果を期待できる施設を含めるものとする。

### 2 1ヘクタール未満の場合

対策を必要としない。

### 第3節 土砂流出防止対策基準

#### I 総説

- 1 この基準は、都市計画法並びに森林法の許可を必要とする宅地造成等の開発行為に伴う土砂の流出を防止するための統一した技術的指導基準となるものである。
- 2 他の法令等に定めるものと関連が生ずる場合にあっては、その都度調整するものとする。

#### II 土工

##### 1 盛土材料

盛土材料としては、せん断強度が大きく、圧縮性の小さい土を使用し、ベントナイト、温泉余土、酸性白土や有機質を含んだ土は使用してはならない。

##### 2 盛土高

盛土の高さは、原則として最高15mまでとし、直高5m毎に幅1m以上の小段を設置するものとする。

##### 3 盛土勾配

(1) 盛土法面の勾配は35度（1.5割）より緩い勾配で仕上げなければならない。

##### (2) 最小安全率

盛土のり面の安定に必要な最小安全率（ $F_s$ ）は、完了検査終了時において、 $F_s \geq 1.5$ を標準とする。

ただし、入念な調査に基づいて確実性の高い安定計算を行い、かつ、土地利用計画上也支障ないものと判断される場合には、盛土のり面の安定に必要な最小安全率を、完了検査終了時において、 $F_s \geq 1.2$ とすることができる。

(3) 次のような場合は、擁壁の設置を必要とする。

ア 盛土の法面の勾配が上記(1)によることが困難であるか若しくは適当でない場合。

イ 人家、学校、道路等に近接しかつ法面の勾配が30度（1.7割）より急で高さが1mを超える場合。

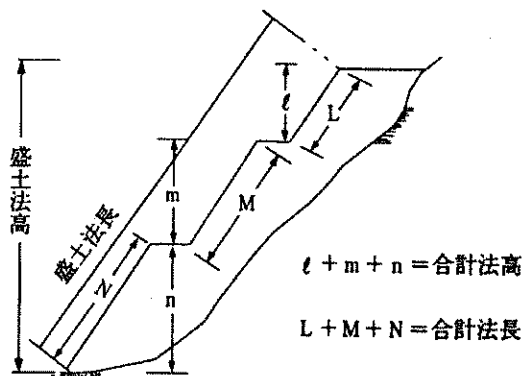
ただし、土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果法面の安定を保つために擁壁等の設置が必要でない認められる場合は、この限りではない。

##### 4 盛土法面処理

(1) 法面は植生による保護を原則とし、裸地で残してはならない。

(2) 法面の長さが合計20m以上となる場合は、少なくとも法長の1/3以上は、擁壁工、法わく工等の永久工作物とし20m以下についても植生による保護だけでは、法面の浸蝕を防止できない場合は、これに準じて取扱うものとする。

(3) 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



加えた高さまでは、永久工作物で法面を処理しなければならない。

## 5 盛土の禁止地域

地下水位が高く浸透水及び湧水の多い区域、軟弱な基礎地盤区域には盛土は原則として認めない。

## 6 溪流に対する盛土

(1) 溪流に対し、残流域の生ずる埋立ては、極力避けるものとする。

ただし、流域面積0.1平方キロメートル以下で下流に対して土砂流出による被害の発生するおそれのないものはこの限りではない。

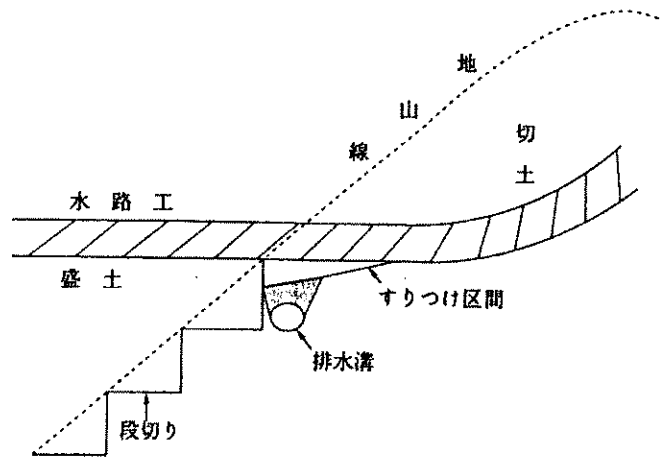
(2) 上記ただし書きの埋立てを行う場合には、埋める以前の溪流にそった縦断図に基づいて最も危険と推定されるスベリ面について安定計算を行い、安全率 $F_s \geq 1.2$ とするために法尻に土留め擁壁工を施工する等の処理を行わなければならない。

## 7 盛土と地山の接続

(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可能性のある窪地を残してはならない。

(2) 現地盤の横断方向の地表勾配が急峻な場合には表土を除去した後に段切を施工し、その上に盛土を行わなければならない。

(3) 排水路等が地山から盛土部分に移行する場合には地山側にすりつけ区間をもうけて水路等の支持力の不連続を避けなければならない。



(4) 地下水位の高い地山を切土する場合、それに接して作る盛土部へ水が流入するのを防止するため接触部の地山側に排水溝等を設け盛土部分外に排水するよう計画すること。

## 8 盛土の施工

一層の仕上がり厚は、30センチメートル以下とし、その層ごとに締め固めが行われるとともに、必要に応じて雨水その他の地表水又は地下水を排除するための排水施設の設置等の措置を講じるものとする。

## 9 切土

造成地及び附帯道路における切土は、地形、地質その他の自然状況を考慮のうえ、斜面の崩壊に対し安全であるようにしなければならない。

### (1) 切土勾配

切土した後の法面の勾配は次表の定めるところによるものとする。

切土のり面の勾配（擁壁を設置しない場合）

のり面の土質	のり高	① H ≤ 5 m (がけの上端からの垂直距離)	② H > 5 m (がけの上端からの垂直距離)
軟岩 (風化の著しいものは除く)		80度 (約1:0.2) 以下	60度 (約1:0.6) 以下
風化の著しい岩		50度 (約1:0.9) 以下	40度 (約1:1.2) 以下
砂利、マサ土、関東ローム、硬質粘土、 その他これらに類するもの		45度 (約1:1.0) 以下	35度 (約1:1.5) 以下
上記以外の土質(岩屑、腐植土(黒土)、 埋土、その他これらに類するもの)		30度 (約1:1.8) 以下	30度 (約1:1.8) 以下

なお、次のような場合には、切土のり面の安定性の検討を十分に行った上で、勾配を決定する必要がある。

- 1) のり高が特に大きい場合。(のり高15mを超えるもの)
- 2) のり面が、割れ目の多い岩、流れ盤、風化の速い岩、侵食に弱い土質、崩積土等である場合。
- 3) のり面に湧水等が多い場合。
- 4) のり面及びがけの上端面に雨水が浸透しやすい場合。

(2) 切土法面等保護

ア 切土をした後の法面は、原則として張芝等でおおうものとし、必要に応じて法枠工、張り工、吹きつけ工等でおおい法面上を直接地表水が流れないようにすること。

イ 土砂の切土高が5.0メートルを超える場合には、原則として高さ5.0メートル毎に幅0.5メートル以上の小段を設けることとし小段には、必要に応じて土留め又は排水工を設けるものとする。

ウ 切土をした後の地盤にすべりやすい土質の層があるとき又は、湧水等があるときは、すべり防止又は湧水の排除等の措置を講じなければならない。

エ 埋め戻し（盛土を含む。以下同じ）をするときは、埋め戻しをした後の地盤が、雨水その他の地表水の浸透によるゆるみ、沈下又は崩壊が生じないように必要な措置を講じなければならない。

オ 切土法面の勾配が次のような場合は、擁壁の設置を必要とする。

(ア) 前記(1)の勾配によることが困難であるか、若しくは適当でない場合。

(イ) 人家、学校、道路等に近接しかつ法面の勾配が30度（1.7割）より急で高さが2.0メートルを超える場合。

ただし、土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果擁壁等の設置が必要ないと認められる場合又は次のような場合は、この限りでない。

A 土質が次表左欄に掲げるものに該当し、かつ、土質に応じた法面の勾配が同表中欄

の角度以下のもの。

- B 土質が次表左欄に掲げるものに該当し、かつ、土質に応じた法面の勾配が同表中欄の角度を超え、同表右欄の角度以下のもので、その高さが5.0メートル以下のもの（この場合において、前号に該当する法面の部分により上下に分離された法面の部分があるときは、同号に該当する法面の部分は存在せず、その上下の法面の部分は、連続しているものとみなす）。

土 質	土留施設を要しない 勾 配 の 上 限	土留施設を要する 勾 配 の 下 限
軟岩（風化の著しいものを除く）	(0.55) 60度	(0.2) 80度
風化の著しい岩	(1.2) 40度	(0.8) 50度
砂利、真砂土に関連した硬質粘土その他これに類するもの	(1.5) 35度	(1.0) 45度

### 参考図解

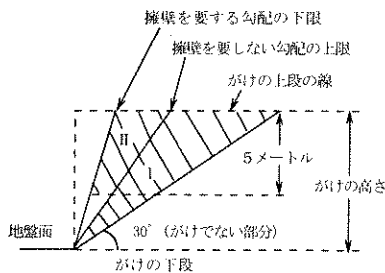
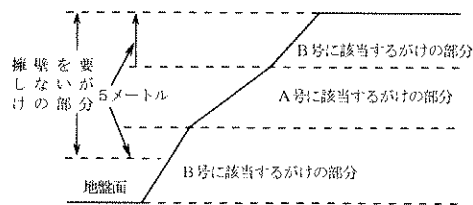
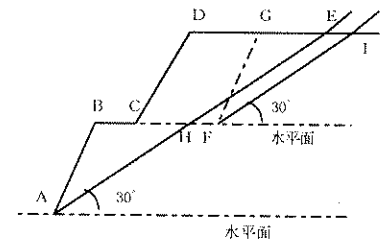


図1 擁壁を要しないがけ又はがけの部分(1) (切断面)



図面2 擁壁を要しないがけ又はがけの部分(2) (切断面)



図面3 一体のがけとみなされるがけ (切断面)

## III 地すべりに対する処理

### 1 総則

地形、地質的に地すべり現象が予想される箇所には造成工事を計画してはならない。

やむを得ず地すべり現象が予想される箇所に造成工事をする場合にあっては、次の事項を十分調査検討の上必要な防止対策工を施工すること。

### 2 盛土

- (1) 地すべり安定解析を行って盛土後の安全率が  $F_s \geq 1.2$  になるよう防止対策を施工する。
- (2) この場合でも造成工事前の地すべり安全率の低下は5パーセント以内とし、それ以上の大土工を計画してはならない。

### 3 切土

- (1) 地すべり末端での切土を計画してはならない。
- (2) 地すべり頭部、中腹部での切土により背後地の安定を損なうことのないよう充分調査解析し、切土後の安全率が  $1.2$  となるよう防止対策を施工すること。

#### 4 造成にともなう排水施設の設置

- (1) 「IV 排水施設」の基準に従うこと。
- (2) 排水施設からの漏水、再浸透があってはならない。
- (3) 排水路網には、地すべり防止区域外からの表流水、地下水を合流させてはならない。
- (4) 維持管理に容易な位置構造とすること。

#### 5 造成にともなう給水施設の設置

- (1) 原則として地中埋設はさけるものとする。
- (2) やむを得ず地中埋設とするときは地すべり変動による給水管の損傷がないような構造とし、損傷があった場合でも直ちに修理が可能な位置とすること。

### IV 排水施設

#### 1 総則

- (1) 排水施設は、開発区域の規模及び形状、開発区域内の地形、予定建築物の用途並びに開発区域周辺の降水量等から想定される雨水並びに汚水を有効に排出できるものであること。
- (2) 汚水と雨水との排水は、汚水管渠により計画時間最大汚水量、計画雨水量をそれぞれ排水できる構造とすること。

- (3) 開発区域外の排水施設等との接続

ア あらかじめ開発行為に関係がある公共施設の管理者の同意を得かつ、当該開発行為又は当該開発行為に関する工事により設置される公共施設を管理することとなる者と協議が整っていること。

イ 開発区域内の排水施設は、放流先の排水能力、利水の状況等を考慮して区域内の雨水及び下水を有効かつ適切に排水できるように下水道、排水路その他の排水施設又は、河川（一級及び二級河川、河川法を準用する河川、普通河川）その他の公共の水域及び海域に接続すること。

ただし、放流先の排水能力に応じ開発区域内に一時雨水を貯留する必要がある場合は調整池等の施設を設けることを妨げない。

#### 2 計画流量

- (1) 計画汚水量の算定

計画日最大汚水量 = 1人1日最大汚水量 × 計画人口

必要に応じて地下水量等を加算すること。

1人1日最大汚水量 = 上水道計画 1人1日最大給水量

計画時間最大汚水量 = 計画1日時間最大汚水量の1時間当りの1.3～1.8倍とすること。

- (2) 雨水、排水諸施設を計画する基準となる計画流量は次の式によって算定する。

$$Q_p = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$$

$Q_p$  … 最大計画雨水流出量（立方メートル／秒）  
 $f$  … 流出係数  
 $r$  … 流達時間内の平均降雨強度（ミリメートル／時間）  
 $A$  … 流域面積（ヘクタール）

(流出係数)

ア 流出係数は、現地の地形、地質、地表状況および造成目的等により判断するものとし、以下の表を基準とする。

土地利用形態	流出係数	土地利用形態	流出係数
池 等	1.0	水 田	0.7
密 集 市 街 地	0.9	山 地	0.7
一 般 市 街 地	0.8	ゴルフ場造成部分	0.8
畑 ・ 原 野	0.6		

- 注1 おおむね1割以上の異なる土地利用形態が混在する場合は面積加重平均とすること。  
2 密集市街地とは不浸透面積率が40%以上の場合とする。  
3 加重平均する場合は小数点第3位を四捨五入とする。

(流達時間)

イ 流達時間は次式により算定する。

$$T = T_1 + T_2$$

T ……流達時間 (分)

T<sub>1</sub> ……流入時間 (分)

T<sub>2</sub> ……流下時間 (分)

(7) 流入時間の算定

A 開発により市街地となる区域については、次の区分による値とする。

区 分	流入時間
人口密度が大きい地区	5分
人口密度が小さい地区	10分
平 均	7分

B 草地、樹林地にあつては、次の式により求めて良い。

$$T_1 = \left( \frac{2}{3} \times 3.28 \cdot \frac{ln}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

T<sub>1</sub> … 流入時間 (分)

l … 斜面距離 (m)

S … 斜面勾配

n … 遅滞係数

※ 遅滞係数は、次表の区分による値とし、開発後芝地となるゴルフ場等にあつては、n = 0.2 ~ 0.3、開発前の状態のまま存置する樹林地にあつてはn = 0.6が標準となる。

地 覆 状 態	n	地 覆 状 態	n
不浸透面	0.02	森林地 (落葉林)	0.60
よく締まった裸地(なめらか)	0.10	森林地 (落葉林、深い落葉等堆積地)	0.80
裸地 (普通の粗さ)	0.20	森林地 (針葉樹林)	0.80
粗草地および耕地	0.20	密草地	0.80
牧草地または普通の草地	0.40		

(イ) 流下時間の算定

$$T_2 = \frac{L}{60V}$$

$T_2$  … 流下時間 (分)

$L$  … 水路の延長 (m)

$V$  … 水路内の流速 (m/sec)

※ 流速はマンニング公式による。

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$n$  … 粗度係数

ヒューム管水路 (自由水面) … 0.013

三面張りコンクリート水路 … 0.020

石積等の二面張水路 …… 0.025

素掘り水路 …… 0.030

$R$  … 径深 (m) =  $\frac{\text{流水断面 } A \text{ m}^2}{\text{潤辺長 } P \text{ m}}$

$I$  … 動水勾配 (水路勾配とする)

(降雨強度)

ウ 降雨強度は次によるものとする。

(ア) 流達時間内における平均降雨強度については、別表「福島県内降雨解析」によるものとする。ただし、これにより難しい場合は、当該造成地近傍の雨量観測所における資料、解析したものによることができる。

(イ) 開発区域内における排水施設の規模は、10年確率時間雨量以上とする。ただし、放流先の水路、河川等の流下能力又は、砂防指定地等関連調整を必要とする場合は、この限りでない。

3 排水路 (造成地内)

(1) 平面開水路

ア 開水路設置の基準となるべき流域面積は、造成後の変更をも含めて考慮し、流域区分を明確にしすべての流量計算はそれに基づいて行うこと。

イ 表面水は原則として開水路によって処理し、浸透水伏流水のみ、暗渠工にて処理するものとする。

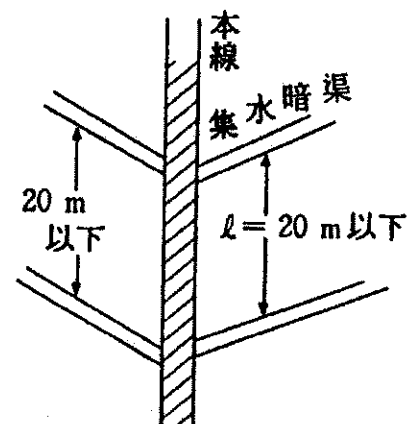
ウ 開水路法線勾配は急激な折線をさげ、又流水のエネルギーを減殺するため合流地点及び水路延長、おおむね100m以内毎、及び流末端に溜枘を設け、又その最終端には、フトン籠等において洗堀を防止すること。



- エ 水路の構造は、水による浸食及び水の浸透を起こさない構造としなければならない。
- オ 開水路を盛土上に設ける場合沈下に対する対策を十分考慮し必要に応じ、基礎の置換え、杭打ち等の基礎処理を行うこと。
- カ 残流域を有する河川（溪流）が造成地内を通過する場合は、開渠とすること。
- キ また、造成地内に設置される暗渠で流量が  $1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$  以上のものは開渠とすること。
- ク 河川の新設及び付け替えは、開水路とすること。
- ケ 開水路の余裕高は、水路高さの2割以上で最低20cmを下まわらないこと。

(2) 暗渠工

- ア 溪流を埋め立てる場合には、本川、支川をとわず在来の溪床に必ず暗渠工を設けなければならない。
- イ 暗渠工は、樹枝状に埋設し、完全に地下水の排除ができるように計画する。
- ウ 小段のある盛土の場合には、土質に応じ小段毎に暗渠工を設け、すみやかに表流水及び伏流水を排除するものとする。
- エ 幹線部分の暗渠工は有孔ヒューム管にフィルターを巻いた構造とし、集水部分は有孔ヒューム管又は盲暗渠等の構造とする。
- オ 暗渠工における幹線部分の管径は30cm以上とし、支線部分の管径は15cm以上とする。
- カ 支溪がない場合又は、支溪の間隔が長い場合には、20m以下の間隔で集水暗渠を設けるものとする。
- キ 排水は表面法面、小段、暗渠等系統的に排水施設を計画し造成部分の一部に排水系統の行きわたらない部分が生じないようにしなければならない。
- ク 雨水以外の汚水は、原則として暗渠排水とすること。



V 沈砂池

1 容量

- (1) 既往のデータにより造成された土地より下流に流出する土砂量が推定できる場合は、その数値により10年分の貯砂量をもつ沈砂池を作るものとする。
- (2) 上記のデータが無い場合は、次式によって推定し貯砂量を算定する。地表が20cm以上客土又は、耕耘される場合は盛土として取り扱う。

$$\text{盛土部分について } VS_1 = A_1 \left( 3X + \frac{7X}{5} \right) = 4.4XA_1$$

$$\text{切土部分について } VS_2 = A_2 \left( 3 \times \frac{X}{3} + \frac{7X}{15} \right) = 1.47XA_2$$

$$V = VS_1 + VS_2$$

$A_1$   $A_2$  … 盛土及び切土部分の面積(ha)  
 $X$  … 1ha当たり1年間流出土砂量 ( $\text{m}^3/\text{ha}/\text{year}$ )  
 $X$ の値は開発面積10ha未満  $20 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{year}$   
 10ha以上  $60 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{year}$  を標準とする。

ただし、森林法に基づく「保安林、保安林予定森林、保安施設地区、保安施設地区予定地」の区域、地すべり等防止法に基づく「地すべり防止、ぼた山崩壊防止」の区域及び急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律に基づく「急傾斜崩壊危険区域」にかかる開発行為については、別途定められている技術基準によるものとする。

## 2 構造

### (1) ダム形式の場合

沈砂池の構造は原則としてコンクリートダム構造とするが地形、地質、堤体材等の安定性が十分確認された場合は、フィルタイプダム構造とすることができる。ダム構造は、「河川砂防技術基準（案）」及び「治山技術基準」に基づく程度の構造とする。

### (2) 掘込形式の場合

沈砂地の構造は、原則としてコンクリート及びコンクリート張ブロックとするが、修景を配慮した野面石積等とすることができるものとする。背後地は十分な広さを有するものとし、沈砂池の法面勾配、漏水及び浸透水に十分注意し、地すべり等がおこらない安全な構造でなければならないものとする。

### (3) 設計堆積土砂量の比較的小さい小規模な宅地造成等においては、沈砂池にかわり、貯砂機能をもたせた集水桝等で処理することができるものとするが、設計堆積土砂容量を十分満足し、かつその構造、配置は適切でなければならないものとする。

## 3 その他

(1) 沈砂池が異常に急速に堆積し、下流に対して溢流の危険が予想される場合には掘削、嵩上げ等の処理を造成者側で講ずるものとする。

(2) 上記の貯砂容量は造成完成後の基準であり、工事中の流出土砂については別途に流出を防止し計画貯砂容量にこまないようにしなければならない。

## VI 自然環境の保全

1 開発行為をしようとする森林の区域に開発行為に係る事業の目的、態様、周辺における土地利用の実態等に応じ相当面積の森林又は緑地の残置又は造成が適切に行われること。

(1) 「相当面積の森林又は緑地の残置又は造成」とは、森林又は緑地を現況のまま保全することを原則とし、やむを得ず一時的に土地の形質を変更する必要がある場合には、可及的速やかに伐採前の植生回復を図ることを原則として森林又は緑地が造成されるものであること。

この場合において、残置し又は造成する森林又は緑地の面積の事業区域（開発行為をしようとする森林又は緑地その他の区域をいう。以下同じ。）内の森林面積に対する割合は、次表の事業区域内において残置し又は造成する森林又は緑地の割合によるものとする。

また、残置し又は造成する森林又は緑地は、次表の森林の配置等により開発行為の規模及び地形に応じて、事業区域内の周辺部及び施設等の間に適切に配置されていること。

なお、次表に掲げる開発行為の目的以外の開発行為については、その目的、態様、社会的経済的必要性、対象となる土地の自然条件等に応じ、次表に準じて適切に措置されていること。

開発行為の目的	事業区域内において 残置し又は造成する 森林又は緑地の割合	森 林 の 配 置 等
別荘地の造成	残置森林率はおおむね60パーセント以上とする。	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 原則として周辺部に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。</li> <li>2 1区画の面積はおおむね1,000平方メートル以上とし、建物敷等の面積はそのおおむね30パーセント以下とする。</li> </ol>
スキー場の造成	残置森林率はおおむね60パーセント以上とする。	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 原則として周辺部に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。</li> <li>2 滑走コースの幅はおおむね50メートル以下とし、複数の滑走コースを並列して設置する場合は、その間の中央部に幅おおむね100メートル以上の残置森林を配置する。</li> <li>3 滑走コースの上、下部に設けるゲレンデ等は一箇所あたりおおむね5ヘクタール以下とする。 また、ゲレンデ等と駐車場との間には幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。</li> </ol>
ゴルフ場の造成	森林率はおおむね50パーセント以上とする。 (残置森林率は、おおむね40パーセント以上)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 原則として周辺部に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林(残置森林は原則としておおむね20メートル以上)を配置する。</li> <li>2 ホール間に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林(残置森林はおおむね20メートル以上)を配置する。</li> </ol>
宿泊施設・レジャー施設の設置	森林率はおおむね50パーセント以上とする。 (残置森林率は、おおむね40パーセント以上)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 原則として周辺部に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。</li> <li>2 建物敷の面積は事業区域の面積のおおむね40パーセント以下とし、事業区域内に複数の宿泊施設を設置する場合は極力分散させるものとする。</li> <li>3 レジャー施設の開発行為に係る一箇所当たりの面積はおおむね5ヘクタール以下とし、事業区域内にこれを複数設置する場合は、その間に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。</li> </ol>

開発行為の目的	事業区域内において 残置し又は造成する 森林又は緑地の割合	森 林 の 配 置 等
工場・事業場の 設置	森林率はおおむね 25パーセント以 上とする。	<p>1 事業区域内の開発行為に係る森林の面積が20ヘクタール以上の場合は原則として周辺部に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。これ以外の場合にあっても極力周辺部に森林を配置する。</p> <p>2 開発行為に係る一箇所当たりの面積は、おおむね20ヘクタール以下とし、事業区域内にこれを複数造成する場合は、その間に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。</p>
住宅団地の造成	森林率はおおむね 20パーセント以 上とする。 (緑地を含む)	<p>1 事業区域内の開発行為に係る森林の面積が20ヘクタール以上の場合は原則として周辺部に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林・緑地を配置する。これ以外の場合にあっても極力周辺部に森林・緑地を配置する。</p> <p>2 開発行為に係る一箇所当たりの面積はおおむね20ヘクタール以下とし、事業区域内にこれを複数造成する場合は、その間に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林・緑地を配置する。</p>
土石等の採掘		<p>1 原則として周辺部に幅おおむね30メートル以上の残置森林又は造成森林を配置する。</p> <p>2 採掘跡地は必要に応じ埋め戻しを行い、緑化及び植栽する。また法面は可能な限り緑化し、小段平坦部には必要に応じ客土等を行い植栽する。</p>

(注) 1 「残置森林率」とは、残置森林（残置する森林）のうち若齢林（15年生以下の森林）を除いた面積の事業区域内の森林の面積に対する割合をいう。

2 「森林率」とは、残置森林及び造成森林（植栽により造成する森林であって硬岩切土面等の確実な成林が見込まれない箇所を除く。）の面積の事業区域内の森林の面積に対する割合をいう。

3 「ゲレンデ等」とは、滑走コースの上、下部のスキヤーの滞留場所であり、リフト乗降場、レストハウス等の施設用地を含む区域をいう。

(2) 造成森林については、必要に応じ植物の生育に適するよう表土の復元、客土等の措置を講じ、地域の自然的条件に適する原則として樹高1メートル以上の高木性樹木を、次表を標準として均等に分布するよう植栽する。なお修景効果を併せ期待する造成森林にあつては、できるだけ

大きな樹木を植栽するよう努めるものとする。

樹 高	植栽本数（1ヘクタール当たり）
1メートル以上	2,000本
2メートル以上	1,500本
3メートル以上	1,000本

- 2 森林地域以外にあっても上記1に準じて従来の自然環境の保存又は緑地造成をするものとする。
- 3 造成地内に現存するため池等防災機能を有する施設は極力これを保存しなければならない。
- 4 土地の利用形態からみて土砂の移動が周辺に及ぼす影響が比較的大きいと認められるスキー場の滑走コースに係る切土量は1ヘクタール当りおおむね1,000立方メートル以下、ゴルフ場の造成に係る切土量・盛土量はそれぞれ18ホール当りおおむね200万立方メートル以下とする。

## VII 工事中の防災

### 1 防災ダム

- (1) 工事中の土砂の流出を防止するため、防災ダムを設けなければならない。
- (2) 防災ダムの容量は、次の基準によって算定した貯砂容量をもつものとする。
  - ア 急傾斜地で地質が花崗岩の風化帯等で特に流出土砂量が多い地区にあつては、1ヘクタール当たり400～600m<sup>3</sup>/年
  - イ 上記ア以外の地区にあつては、1ヘクタール当たり200～400m<sup>3</sup>/年
  - ウ 流出土砂の設計堆積期間は、工事施工期間中とするが年単位で計算する（1年未満は1年とする）。
- (3) 防災ダムはコンクリートダムを原則とし「河川砂防技術基準（案）」「治山技術基準」にもとづく程度の構造とする。
- (4) コンクリートの防災ダムは工事中に土砂の流出がない場合には、沈砂池として造成完了後利用することができる。ただし、この場合沈砂池の項で示した容量分の貯砂部分を確保しなければならない。

### 2 沈泥池

工事中の河川汚濁を防止するため、沈泥池を設けなければならない。沈泥池は造成区域の最急勾配が10°以下である場合、土ダムで施工することができる。ただし、高さは3m以下とし余水吐を設け、余水吐は蛇籠等で保護するものとする。

### 3 施工時期

土の掘削、まき出し等の大土工は原則として梅雨期、台風襲来期、融雪期以外の時期に実施するものとする。

### 4 法面の保護等

法面に直接流水が流下しないようにするため、法面の上部に板、粗朶等による柵を作り、法面

を崩す恐れのない部分より、U字溝等で流下させなければならない。この場合呑口を十分大きく取り、流水が必ず溝の中を流下するよう十分注意して施工しなければならない。

- (1) U字溝を法面の直下に敷設した場合、法面からの土の崩落により溝が埋められ溢流することのないように法面に伏せ工等を施工しなければならない。
- (2) 万一の法面の崩壊に備え、U字溝の傍が洗堀されることを防止するために歩道平板ブロック等を溝の外側に敷きならべる等の処置をとらなければならない。
- (3) 道路の舗装が完成しない場合、道路面の洗堀を防止するため格子蓋付の横断開渠等を施工しなければならない。
- (4) 地形上流土が予想される場合に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、雑物芥等を沈澱、濾過させなければならない。

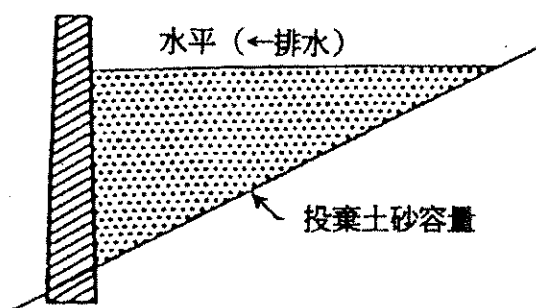
## 5 捨土

### (1) 土留ダム

ア 造成工事によって生じた残土等の捨土は、出水による流出のおそれのない場所に処理し、原則として溪間に投棄してはならない。

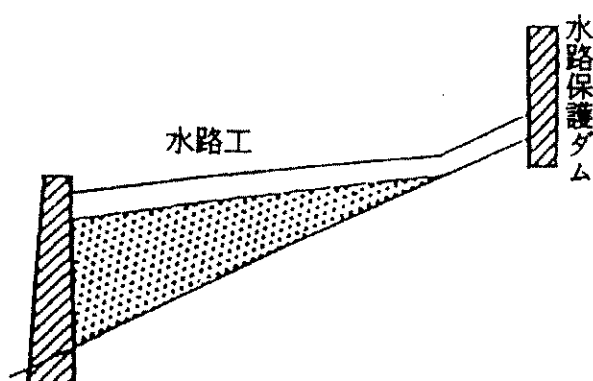
イ やむを得ず、溪間に投棄する場合には「河川砂防技術基準（案）」「治山技術基準」に基づく砂防ダムと同程度の土留ダムを設けなければならない。

ウ ダムの高さは投棄された土砂が流出するおそれのある土砂である場合、土砂量は縦断計画上、現河床とダム天端から水平に引いた線の間には収容できる容量をもつ高さとする。ただし高さの限度は原則として15m以下とし土捨面の排水については十分考慮するものとする。



エ 地形上やむを得ず水平より急に投棄する場合には必ず投棄土砂の上に水路を設置し、流水が投棄土砂に接触しないようにしなければならない。

また、水路保護のため、上流にダムを必ず設置しなければならない。また、水路の構造は沈下等によって被害を生じない構造としなければならない。



### (2) 捨土地の緑化

ア 捨土の流水に接触しない部分は必ず緑化を行わなければならない。

イ 捨土地が傾斜地の場合は、緑化に先立ち積苗工、筋工等の階段工も施工し、法面は伏工等の被覆工によって保護する。

ウ 緑化用の植物は、主として当該地方に実施されている治山用植物を用い、有用樹種を直接に植栽することはさけること。

エ 緑化用の植物が完全に活着するまでの散水、施肥等の維持管理は造成者側で行うものとする。

## 6 工事の順序

工事の順序としては、防災ダム（調節池）、遊水池、沈砂池、流末処理等の防災工事を先行し、造成工事は下流に対する安全を確認できた上実施するものとする。

## 7 その他

- (1) 造成中、造成に必要な諸材料（砂、砂利、木材、セメント、石材、ブロック等）は必ず整理して保管し、いやしくもこれらの流出による被害を生じないように注意しなければならない。
- (2) あらかじめ不時の災害に備え、土俵、網、栗石等の防災機器を準備し、非常時の人員配備態勢等もあらかじめ定めておき、万一災害の発生した場合には臨機応変の処置をとると共に速やかに関係機関に連絡し、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。

## VIII その他

宅地造成において造成区域の上流に残流域が存在する場合、その流域からの土石流の襲来によって新しく造成された区域に被害が生ずるおそれがある場合、造成者はその防災に対する措置を講ずるものとする。

#### 第4節 調整池技術基準（案）

### 第一章 総 則

#### 適用範囲

第1条 大規模な宅地開発に伴い、ダムによる調整池を築造する場合で、調整池の存置を暫定的な期間にわたるものとする場合には、この基準によるものとする。

#### 解 説

(1) 大規模な宅地開発に伴い、河川流域の流出機構が変化し、当該河川の流量を著しく増加させる場合に下流河川改修に代わる洪水調節のための暫定的代替手段として、調整池による場合が多い。

この基準は、かかる場合の調整池（ダムを含む）についての一般的かつ基本的な規定を示すものである。

(2) 調整池の存置が暫定的な期間である暫定施設に対してこの基準を設けたのは、一般に宅地開発に伴って築造されている調整池は、開発区域下流の河川が未改修のためである場合が多く、下流の河川改修が完了すれば、調整池を宅地に改造する例が多いためである。

河川改修の恒久的代替手段として調整池を設ける場合には、この基準とはおのずから異なった観点に立つ必要がある。

(3) この基準は計画及び構造について一般的技術的基準を示したものであるが、このうち構造に関しては、高さ15m以上のダムの場合、河川法およびそれに基づいた各規程によることが必要であり、細部規程については、ダム設計基準及び河川管理施設等構造令による必要がある。

なお、この場合はダムの存置が暫定的な場合にも同様である。

高さ15m未満のダムの構造に関しては、上記のような法律上の規程および基準がないので、この基準を定めたものであるが、恒久施設として設置する場合の基準ではないので、その点に留意する必要がある。

(4) 宅地造成の期間は、普通2～8年程度の場合が多く、下流の河川が未改修の場合、宅地造成に関連してとくにこれを早期に改修することが望ましいのであるが、種々の事情から10年程度の期間を要している場合が多く、この基準を作成するに当たっては調整池を存置する暫定期間としては、ほぼ10年程度の期間を想定した。

(5) この基準を作成するに当たって、本基準を適用すべき調整池を設けるような大規模な宅地開発の規模について、種々の意見が提出されたが、つぎのような点を考慮して一応の用途を開発面積10ha以上の場合と考えた。

1) 開発規模の大小にかかわらず下流への影響が考えられるので、その影響の度合に応じた対策を必要とすることは、もちろんであるが開発の規模が10ha以上の場合のように大きいときには、影響度合も大きくなるのでとくにその対策を考える必要があること。

2) 民間宅地造成の場合、開発面積が10ha未満と以上とでは、件数において相当の差があり、行政事務の上からも10ha以上とすることが望ましいこと。



## 調整池の洪水調節方式

第2条 調整池の洪水調節方式は原則として自然放流方式とする。

### 解 説

(1) 宅地開発の行なわれる区域は、一般に河川の本支川上流域である場合が多く、調整池の設置地点も流域面積が非常に小さい（普通5ha以下の場合が多く、1haに満たない場合がとくに多い）ので、降雨開始から洪水発生までの期間が極めて短いのが特徴である。

また、調整池の管理（とくに操作）についても十分に行なうことが困難な場合が多いので洪水調節方式は人工操作によらない自然放流方式（すなわち穴あきダム）とし、調節効果を確実にしめることとした。

### 貯留・浸透施設との併用

第3条 調整池の対象とする流域に設置される貯留・浸透施設が、良好な維持管理のもとに、流出抑制機能の継続が一定の期間確保できる場合には、調整池と併用して計画することができるものとする。

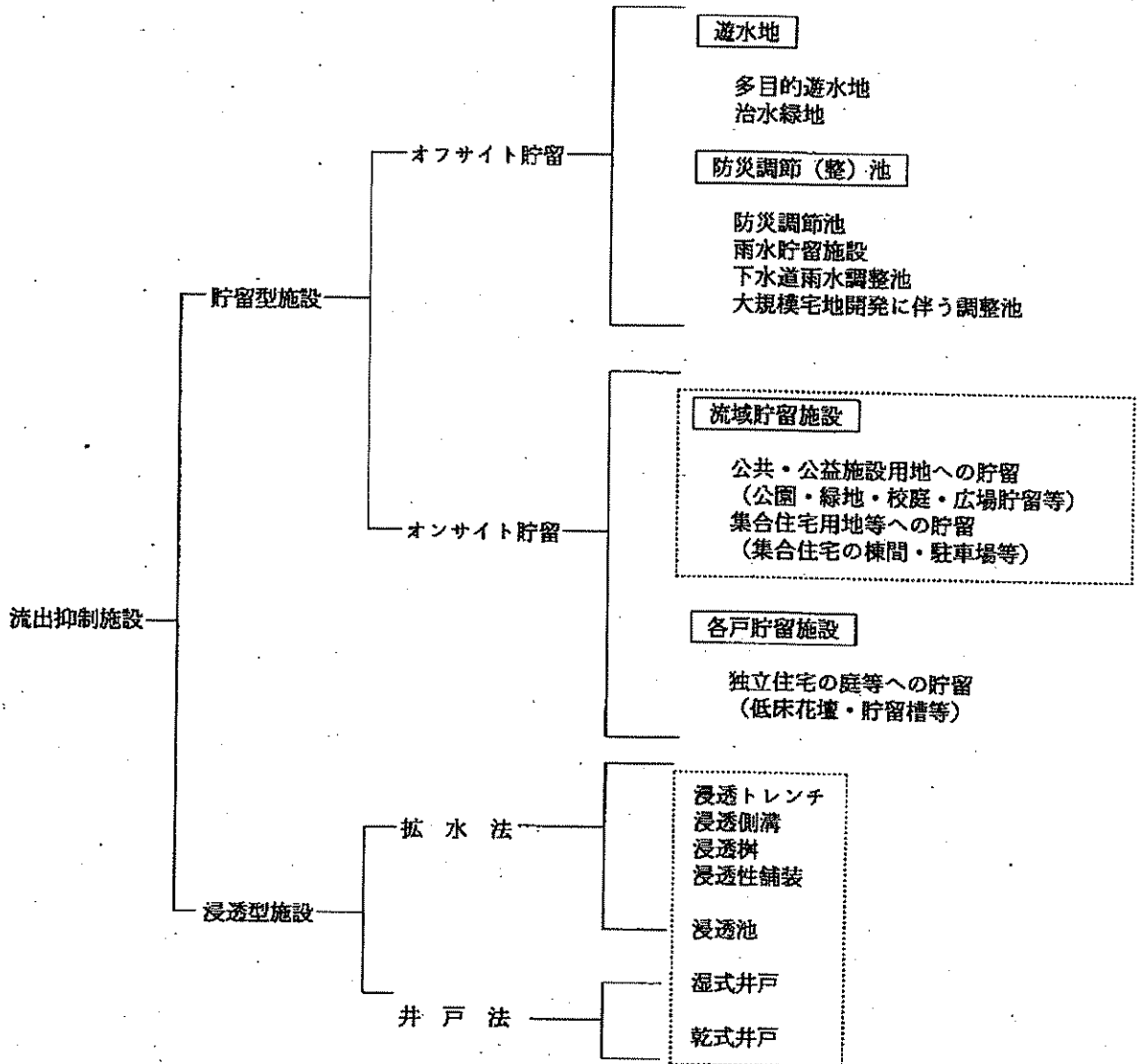
### 解 説

(1) 貯留・浸透施設は、雨水を一時貯留もしくは地下に浸透させ、流域のもつ保水機能を適正に確保することによって、宅地開発に伴って増大する洪水の流出抑制対策の一環として設置される。

貯留・浸透施設は、流出抑制施設としての機能と良好な維持管理の継続性が確保できる設置場所に限定して設置されるので、大規模な宅地開発地区では、流出抑制能力に限度があることが通例であるので、調整池と併用することが必要となる。

この場合、以下の条件が満たされていれば、調整池の洪水調節容量は、貯留・浸透施設の流出抑制効果を見込んで計画することができるものとする。

- ① 貯留・浸透施設の機能の継続性が確保できるものであること。但し、機能の継続期間は、本基準で対象とする調整池の存置期間とする。
  - ② 貯留・浸透施設の設置場所は、原則として施設の良好な維持管理が期待できる公共公益施設用地等であること。
  - ③ 特に浸透施設においてはゴミ・土砂等の流入によって機能が低下する場合があるので、必要に応じて除じん対策等を講じるものとする。
  - ④ 貯留・浸透施設の設置者は、設置する土地の管理者と協議の上、機能維持のための管理に関する協定が定められていること。
  - ⑤ 貯留・浸透施設は「流域貯留施設等技術指針（案）」（建設省河川局都市河川室監修、㈱日本河川協会発行昭和61年）に基づいて計画設計されたものであること（浸透能力調査については「参考資料浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査マニュアル試案」参照）。
- (2) 流出抑制施設とは、自然流域の持つ保水・遊水機能を適正に確保することによって、下流河川に対する洪水負担の軽減を目的として設置する貯留型および浸透型施設の総称であり、施設の形態あるいは構造により図1.2の様に分類される。



注) 流域貯留施設 防災調節池および調整池との併用の対象となる貯留・浸透施設

図 1. 2 流出抑制施設の分類

図 1. 2 において

1) オフサイト貯留

オフサイト貯留とは、流域の下流部等に河川・下水道・水路等によって雨水を集水して貯留し、流出を抑制するもので現地外貯留とも呼び、遊水池・防災調節池等はこれに当たる。

2) オンサイト貯留

オンサイト貯留とは、雨水の移動を最小限におさえ、雨が降ったその場所で貯留し、雨水の流出を抑制するもので、現地貯留とも呼び、公園・運動場・駐車場・集合住宅の棟間等の流域貯留施設あるいは、各戸貯留施設などが一般にオンサイト貯留にあたる。

3) 流域貯留施設

流域貯留施設とは防災調節池に代表される貯留型施設のうち公園・校庭等の公共公益施設用地および集合住宅の棟間等の空間地に、本来の土地利用機能を損なわないよう低水深の貯留機能を持たせ、その敷地内に降った雨を一時貯留（オンサイト貯留）させることにより流出抑制を図る施設をいう。

本基準では、以下「貯留施設」という。貯留施設の構造は、一般に小堤および浅い掘込となる。

貯留施設は、設置場所あるいは貯留方法により以下のようになる。

公園貯留：公園の広場、池等の空間地に設ける貯留施設をいう。

校庭貯留：校庭の全部または一部を利用して設ける貯留施設をいう。

棟間貯留：集合住宅の棟間の芝地等に設ける貯留施設をいう。

駐車場貯留：屋外駐車場に設ける貯留施設をいう。

空隙貯留：公園・校庭等の空間地を掘削し、碎石等で置換することにより、地下に空隙を設けて貯留する施設をいう。

#### 4) 浸透型施設

浸透型施設は、雨水を地下に浸透させることによって流域からの流出抑制を図ることを目的として設置する施設である。本基準では以下「浸透施設」という。

浸透施設には地表近くの不飽和帯をとおして雨水を分散浸透させる拡水法と、井戸により地中の浸透水層に浸透させる井戸法がある。

その形式は拡水法の浸透施設としては、浸透樹・浸透トレンチ・浸透側溝・透水性舗装等があり、井戸法には乾式井戸と湿式井戸がある。

以下拡水法および井戸法の構造形式について説明する。

##### ① 拡水法

浸透樹：ますの底面を碎石で充填し集水した雨水をその底面より地表浅所の不飽和帯を通して放射状に分散浸透させるます類をいう。

浸透トレンチ：掘削した溝に碎石を充填し、さらにこの中に浸透ますと連結された有孔管を設置することにより雨水を導き、碎石の側面及び底面から、不飽和帯を通して帯状に分散浸透させる施設をいう。

浸透側溝：側溝底面を碎石で充填し集水した雨水をその底面より、不飽和帯を通して分散浸透させる側溝類をいう。

透水性舗装：雨水を直接舗装体に浸透させ、舗装体の貯留及び路床の浸透能力により、雨水を地中へ面状に分散浸透させる舗装をいう。

##### ② 井戸法

乾式井戸：井戸内が滞水層に達していない井戸をいう。

湿式井戸：井戸内が滞水層に達している井戸をいう。

#### 5) 貯留・浸透施設

本基準では貯留施設と浸透施設を併せて呼ぶ場合以下「貯留・浸透施設」という。

#### 多目的利用

第4条 調整池は、公園・運動場施設等として多目的に利用することができるものとする。

## 解 説

調整池は、宅地開発に伴って増大する洪水時の流出量を抑制することを目的とするが、住宅地に隣接しているため、平常時においては周辺の土地利用となじみにくい場合がある。このため調整池の構造を配慮することにより、公園・運動施設等として多目的に利用することができるものとした。

調整池を多目的に利用することは、土地の高度利用に資するばかりでなく、景観を改善し市街地環境を向上させる等期待される多くの効用がある。

なお多目的利用にあたっては以下の事項に留意して行うものとする。

- (1) 調整池としての機能に支障が生じないよう導入施設や植樹に配慮すること。
- (2) 導入施設の利用機能確保のため、湛水頻度やその継続時間に配慮するとともに、利用者の安全確保のため避難通路等を設置すること。
- (3) 調整池の管理者と導入する施設の管理者の間で、機能および安全衛生上等の管理内容を定めておくこと。
- (4) 調整池の多目的利用にあたっての計画・設計および管理については「宅地開発に伴い設置される洪水調節(整)池の多目的利用指針(案)」(建設省建設経済局 昭和61年)によるものであること。

## 第2章 計 画 基 準

### 洪水ピーク流量の算定方法

第5条 洪水のピーク流量は、合理式によるものとし、次式により算定する。

## 解 説

$$Q_p = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに  $Q_p$  : 洪水のピーク流量 ( $m^3/s$ )

$f$  : 流出係数

$r$  : 洪水到達時間内の平均降雨強度 ( $mm/hr$ )

$A$  : 流域面積 ( $ha$ )

### 洪水到達時間

第6条 合理式に用いる洪水到達時間は、洪水時の雨水が流域から河道へはいるまでの時間(流入時間)と流量計算地点まで河道を流れ下る時間(流下時間)との和とする。

## 解 説

- (1) 流入時間については、開発前に対して流域斜面長の長短等に応じて、30分以内の適切な時間をとる。開発後に対しては一般に下水道計画において使用される5~10分程度をとる。

河道流下時間については開発前に対してはいわゆるRziha式、開発後に対しては、土木研究所で市街地地域の例を調べた下記の式による。

$$\left. \begin{array}{l} \text{開発前 } T = 0.83 l / i^{0.6} \\ \text{開発後 } T = 0.36 l / i^{0.6} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、T：河道流下時間 (min)、l：河道延長 (km)、i：河道の勾配である。

洪水到達時間の算定に関しては、この他防災調節池技術基準 (案) 第7条による等流々速法、土研式および Kinematic Waveの理論による計算式によることもできる。

### 流出係数

第7条 流出係数は、開発前後の流域の状態について調整池の計画地点、流域の地被の状況、土地利用、流域の地質等を考慮して適切な値を用いるものとする。

### 解 説

- (1) 流出係数の値を定めることは極めて難しいが、そのうちでもとくに開発前の自然状態における値については、様々の条件が関係してその複雑さを大きくしているといえる。  
 一般に流出係数の値は、降雨強度、降雨の継続時間、流域の地被の状況等によって変化するほか、懸案地点 (調整池の計画地点) が渓流河道の上流部にある程、自然状態における流出係数の値が小さい傾向にあるなど、対象とする流域の大きさの程度によっても値が変化するものである。
- (2) 河道改修のための計画高水流量を算定する場合、計算値が安全係数を含んだものとなるようにという意味もこめて、一般に流出係数の値を大きくとっているのが普通である。しかし、逆に調整池の洪水調節容量を求める場合、その容量を安全なものとするためには、開発前の流出係数の値をかなり小さめにとる必要がある。
- (3) 日本内地河川の洪水時の流出係数として物部氏が与えている値は表2.1のとおりである。

表 2.1

流 域 の 状 況	流 出 係 数
急 峻 な 山 地	0.75 ~ 0.90
三 紀 層 山 岳	0.70 ~ 0.80
起伏のある土地および樹林	0.50 ~ 0.75
平 坦 な 耕 地	0.45 ~ 0.60
山 地 河 川	0.75 ~ 0.85
平 地 小 河 川	0.45 ~ 0.75

- (4) 開発前後の最大流量の算定に用いる流出係数は、防災調節池技術基準 (案) に準拠し、表2.2の値を標準値とした。

表 2.2 洪水吐き等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値

土地利用状況	流出係数	備 考
開 発 前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開 発 後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開 発 後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

また、流域の表層地質が第4紀火山岩類ローム層、火山灰層、風化花崗岩など浸透性の高い地質の場合の流出係数は、浸透性の低い流域に比べ一般に小さくなることから浸透性流域のデータをも参考に求めた表2.3の値を下限値として用いることができるものとした。

表 2.3 浸透性流域の流出係数の下限値

土地利用状況	流出係数
開 発 前	0.5
開 発 後 (1)	0.7
開 発 後 (2)	0.9

計画対象降雨

第8条 調整池の洪水調節容量を算定するために用いる計画対象降雨については、降雨強度～継続時間曲線（以下「確率降雨強度曲線」という）によって求めるものとする。

解 説

(1) 確率降雨強度曲線は降雨の継続時間および任意強度の発生頻度（確率）とを組み合わせ、その関係を求め、これを横軸に継続時間、縦軸に降雨強度をとって図示したもので、各種の計画規模に対応する降雨強度の算定に用いられるものである。

確率降雨強度曲線の作成に当たっては、調整池の計画地点近傍の雨量観測所における降雨記録を収集して求めることとなるが、現在、既に河川改修計画に対して、確率降雨強度曲線を使用している場合が多いので、一般にはそれを用いてもよい。

なお、土木学会発行「下水道雨水流出量に関する研究報告書、昭和42年」においても全国主要地点における確率降雨強度式が掲載されている。

(2) 貯水池の洪水調節容量を求める通常の方法では、流入ハイドログラフを与えて所定の流量に調節するために必要とする容量を求めるのが普通であるが、流入ハイドログラフを与えるためには、降雨の総量はもとより降雨の時間分布等を決めなくてはならない。

調整池が貯留で洪水を処理しようというものであることから、ピーク流量よりも総降雨量とその集中度（降雨波形）が問題となる。降雨波形については、この問題を直接しかも完全に解決するような理論波形はまだな

いが、それに準ずるものとして最近用いられた中央および後方集中型降雨波形は同じ確率降雨波形群中、確率理論的に考えられるもっとも高い集中度を示す波形であることから、中央および後方集中型降雨波形のうちいずれかを採用すればよいこととした。

中央および後方集中型降雨波形の作り方は図2.1に示すとおりである。また降雨波形の継続時間は24時間を標準とする。但し洪水調節容量を第11条の算定法によって求める場合は、降雨波形の作成は不要となる。

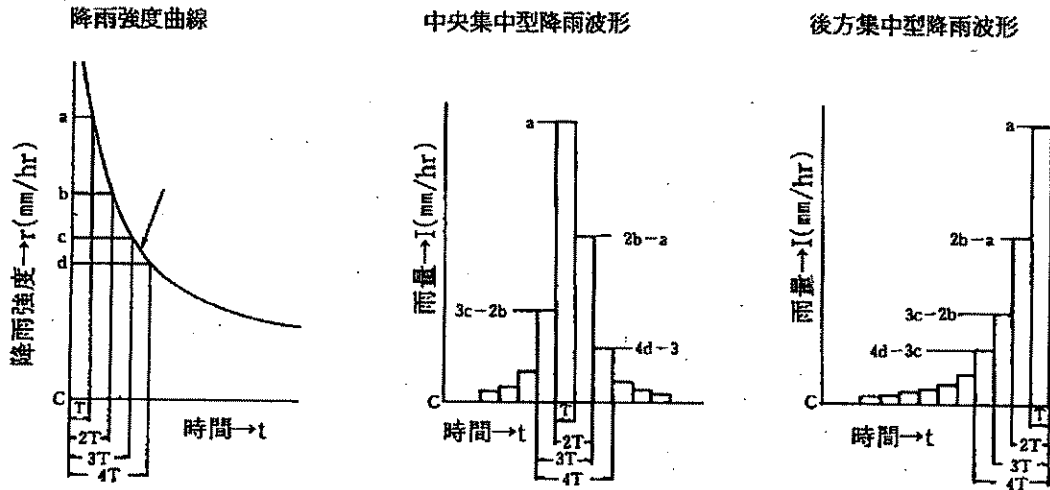


図2.1 降雨波形の作り方

流出ハイドログラフの算出

第9条 洪水波形への変換は合理式によるものとし、流出率を用いて図2.2の方法により算出する。

解 説

(1) 本法は単位図法と合理式の組み合わせである。合理式によるピーク流量の算定には普通流出係数を用いるが、本法は流出ハイドログラフの算定を目的とするため流出係数の代わりに流出率を用いるものとする。

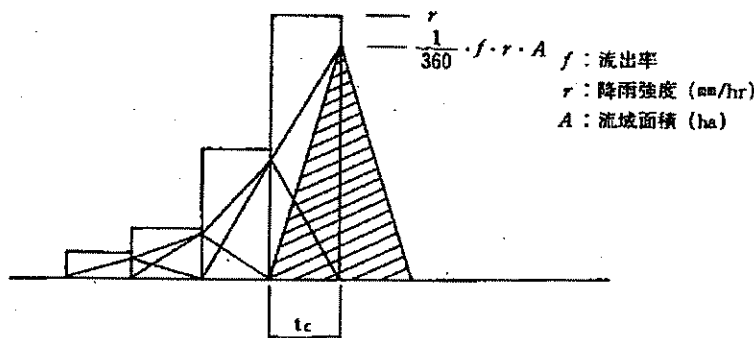


図2.2 流出ハイドログラフの算出(合理式)

(2) 開発前・開発後の流出率の標準値

開発前・開発後の流出率の標準値としては、防災調節池技術基準（案）第10条に準拠し、表2.4の値を用いるものとする。

表2.4 調整池の流入量の算定に用いる流出率の標準値

土地利用状況	流出率	備考
開発前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

また、流域の表層地質が浸透性の高い地質の場合は、表2.5の値を下限として流域の地質の状況、土地利用、流域の地質について調査し、類似河川の観測資料にもとづいて流出率を設定することができる。

表2.5 浸透性流域の流出率の下限値

土地利用状況	流出率
開発前	0.5
開発後 (1)	0.6
開発後 (2)	0.7 (0.9)

洪水調節容量の算定方法、その1

第10条 調整池の洪水調節容量は、宅地開発の行なわれた後における洪水のピーク流量の値を、宅地開発の行なわれる前におけるピーク流量の値まで調節するために必要とする容量をもつことを基本とし、つぎの条件を満足させなければならない。

- (1) 洪水の規模が年超過確率で1/3洪水までは、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の現状における流過能力の値まで調節すること。
- (2) 洪水の規模が年超過確率で1/30の洪水に対して宅地開発後における洪水ピーク流量の値を、開発前のピーク流量の値まで調節すること。
- (3) 調節池下流の流過能力の値が、開発前年超過確率1/3洪水のピーク流量の値より大きい場合は、その流過能力の値に相当する開発前の洪水の年超過確率をもって上記(1)の年超過確率1/3に代えるものとする。

解 説

(1) 調整池を設けて洪水を調節することの本来的な趣旨は、宅地開発後の流出増分を調節することにあるから、図2.3において、開発後における洪水流量ABを開発前のA' B' まで調節すればよいことになる。



しかし、本条(1)によってAをCまで調節することとしているので、 $1/3 \sim 1/30$ の規模に対し調節後の流量はCA' B' とすればよいこととなるが、実際の状況はCB' に近いものとなるであろう。

(ここで、Cに相当する $Q_c$ は下流流過能力で通常の場合、開発前 $1/3$ 洪水の値より小さい。)

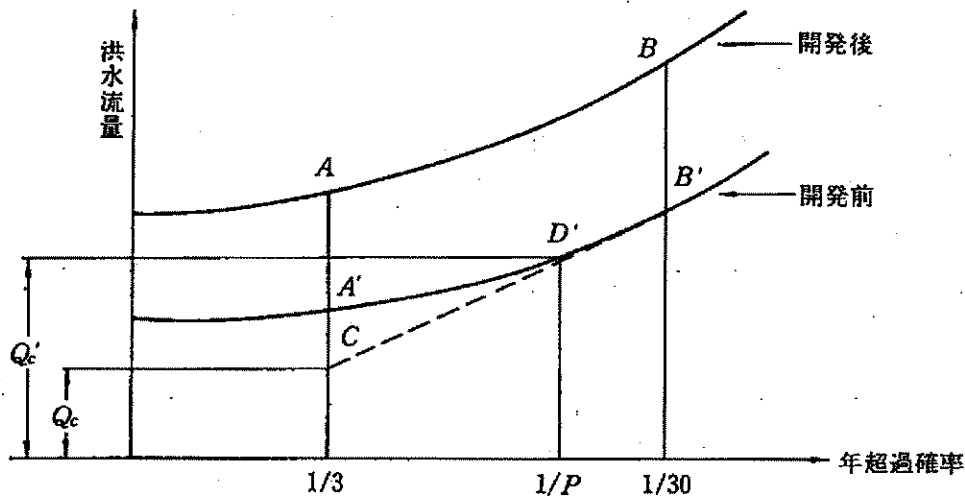


図 2. 3

(2) ここで、とくに年超過確率 $1/3$ 洪水まで宅地開発後における洪水ピーク流量の値を下流流過能力の値まで調節することとしたのは、つぎのような考え方に基づいたものである。一般に宅地開発の行なわれる区域の河川は未改修であるため、 $30\text{mm/hr}$ 程度 ( $1/1$ 程度) の通常の雨でも洪水被害の起る場合が多く、上流で宅地造成中等の場合にも、造成工事による流量増の影響を区分して判別することは困難であり、とくに、その被害が床下浸水とくらべて被害の程度に大きい差を生ずるため、上流の宅地造成なかりせばという考えを強くもたれることが多い。

そのため、ある程度の洪水までは、下流に被害を及ぼさないようにするため、下流流過能力の値を放流量の限度とすることとしたものである。

(3) 下流河川がある程度改修されている場合など流過能力の値が開発前 $1/3$ 洪水のピーク流量の値より大きい場合には、図 2. 3 において、その流過能力 $Q_c'$  に相当する開発前の洪水をD'、その年超過確率を $1/P$ とする。

この場合には、上記の $1/3$ に代えて、 $1/P$ 洪水までは開発後のピーク流量を $Q_c'$  まで調節し、 $1/P \sim 1/30$ の規模に対しては、調節後の流量はD' B' で示されることになる。

(4) 宅地開発の行なわれた後における洪水のピーク流量を、開発前のピーク流量にまで調節する場合の対象洪水の計画規模を $1/30$ としたのは、つぎのような考え方によるものである。

1) 調整池を暫定施設として存置する期間を第 1 条解説(4)に述べているように10年程度とすれば計画規模としては少なくとも年超過確率 $1/10$ 程度は考える必要があり、これに下流のトラブル対策としての増分を考慮する。

2) 河川改修を行なう場合、一般には改修計画の規模を $1/30$ 以上とすることが多いが、60分雨量の $1/30$ の値は、おおむね $60 \sim 100\text{mm/hr}$ の範囲にあり、調整池による暫定施設であることを考慮してこの程度の規模を対象とすることでよいであろう。

3) 地方公共団体等の現在の財政状況から、下流河川改修の代替手段として宅地開発者側に調整池を設けさせ

るという趣旨を考慮すれば、その財政状況が好転するまでの期間（10～20年程度か）以上に計画規模をとる必要がある。

- (5) 開発後の年超過確率1/3洪水のピーク流量を下流流過能力以下とするような放流管の排水口の大きさを求めるには例えば以下に示す方法によればよい。

図2.5に示すような放流管と排水塔の組み合わせに対して1/3洪水の調節は、下部排水口（DL）のみによって、行なうものとする。

第8条計画対象降雨において記した確率降雨強度曲線を用いて、降雨継続時間の各場合に対する開発後1/3洪水について、任意のDLの大きさの排水口をもつ放流管からの流出量を求めると、図2.4のようになるが、流出量の最大値 $Q_p$ が下流流過能力 $Q_{pc}$ と一致する場合のDLの値、 $DL_c$ が求める下部排水口の大きさであり、その結果求める調整池容量は、開発後1/3洪水を下流流過能力以下とするために要する調節容量である。なお、この場合の調節は、下部排水口のみで行なうものとしているので、排水塔の高さHTは、求められた貯水位 $HT_c$ 以上に設定することとなる。

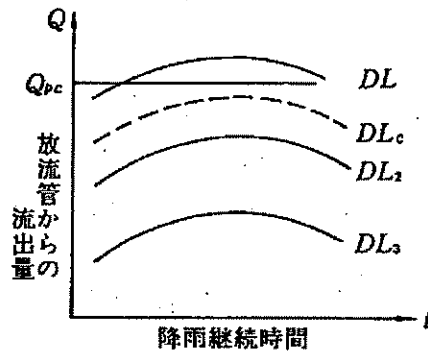


図2.4

- (6) 開発後の年超過確率1/30洪水のピーク流量を、開発前年超過確率1/30洪水ピーク流量に調節するための必要容量の算定は例えば以下の方法による。

すなわち、この場合の調節は、図2.5における下部排水口（DL既定）と、排水塔の上部排水口（DH）（または洪水吐き）によって行う。

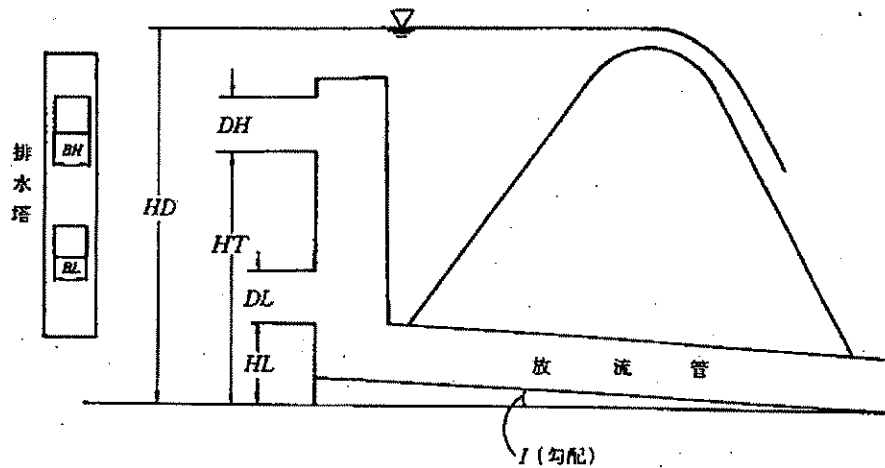


図2.5

上部排水口を設ける場合には(図2.5)、まず排水塔の高さHTは、HTc程度にきめている。次にDHについては、いくつかのDHを仮定し、年超過確率1/30の確率降雨強度曲線を用いて、調節計算を行ない、下流ピーク流量が制限流量以下になるDHを求める。

このときの貯水池容量が求める調節容量となる。この際放流管内は開水路流でなければならない。(第23条3項参照)

洪水吐きのみの場合については、越流幅が第22条によって概略規定されることから提高を設計変数として、ほぼ同様の試算を行う。排水塔および洪水吐きを併設する場合にも同様の計算を行うが計算は複雑なものになる。

(7) 放流管に用いる流量公式については第23条解説(7)による。

(8) 貯留・浸透施設を併用する場合の調整池への年超過確率1/3および1/30のハイドログラフの算出は、第1編防災調節池技術基準(案)第12条の方法によって行う。

また洪水調節容量は、貯留・浸透施設の効果を評価して算定された上記のハイドログラフを用い(5)、(6)の解説に従って算定するものとする。

#### 洪水調節容量の算定方法、その2

第11条 洪水の規模が年超過確率で、1/30以下のすべての洪水について、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の流過能力の値まで調節するとした場合の調整池の洪水調節容量は1/30確率降雨強度曲線を用いて求める次式のVの値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とすることができるものとする。

$$V = \left( \gamma_i - \frac{\gamma_c}{2} \right) \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

ここで、

V : 必要調節容量 (m<sup>3</sup>)

f : 開発後の流出係数

A : 流域面積 (ha)

$\gamma_c$  : 調整池下流の流過能力の値に対応する降雨強度 (mm/hr)

$\gamma_i$  : 1/30確率降雨強度曲線上の任意の継続時間 $t_i$ に対応する降雨強度 (mm/hr)

$t_i$  : 任意の継続時間 (sec)

#### 解 説

(1) 本条による算定方法は、第10条による方法と異なり、年超過確率1/30洪水以下のすべての洪水について、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の流過能力の値まで調節するものであるが、この場合にも、もちろん前述したような方法によって排水孔の大きさを求め、必要な調節容量を求めることができる。

しかし、確率降雨強度曲線の特性を応用して必要調節量を簡便に求めることができるので、厳密な算定方法によらない場合は、本条の方法によって調節容量を求めることができることとしたものである。

但し、本条の方法は許容放流量の比流量が5 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>程度を上廻る場合は厳密計算法の値に比べ、小さくなる場合があるので、このような場合は厳密計算法により確認することが必要である。

(2) 本条の方法によって、算定した調整池容量は第10条の方法によった場合よりも大きくなるが、算定方法は比較的簡単となるので、厳密な計算法によらない場合は、この程度の安全度をもった容量を考えるべきであろう。

また、調整池下流に人家連担区間のあるような場合にも、容量の安全度を上げて計画する必要がある場合があるであろう。

(3) 本条による算定方法を説明するとつぎのようである。

すなわち、1/30確率降雨強度曲線を表した図2.6において、降雨強度 $\gamma_c$ を下流流過能力 $Q_{pc}$ に対応した値とすれば、 $\gamma_c$ 以下の強度である $\gamma_1, \gamma_2$ 等の降雨は調整池に貯留することなく流出させてもよいから、調整池に貯留されるのは、 $\gamma_c$ 以上の降雨強度の場合である。

一般に、任意の継続時間 $t_i$ とそれに対応する降雨強度 $r_i$ との積、 $\gamma_i \cdot t_i$ は、 $t_i$ 時間の総雨量（これを調整池に全部ためるとすれば、ためるべき全降雨の体積）であり、 $\gamma_c \cdot t_i$ は調整池から下流に流過させてもよい分だけの $t_i$ 時間に流す体積であるから、 $V = (\gamma_i - \gamma_c) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$ が継続時間 $t_i$ の降雨に対する調整池の貯留量となる。

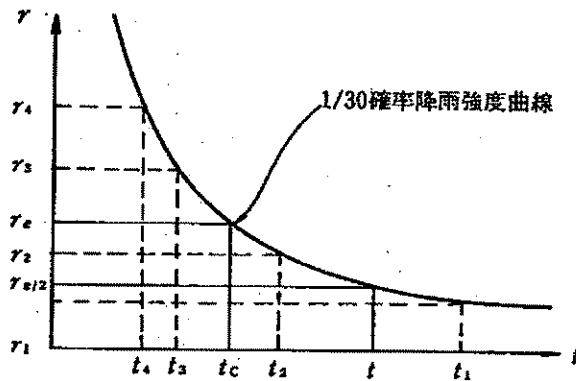


図2.6

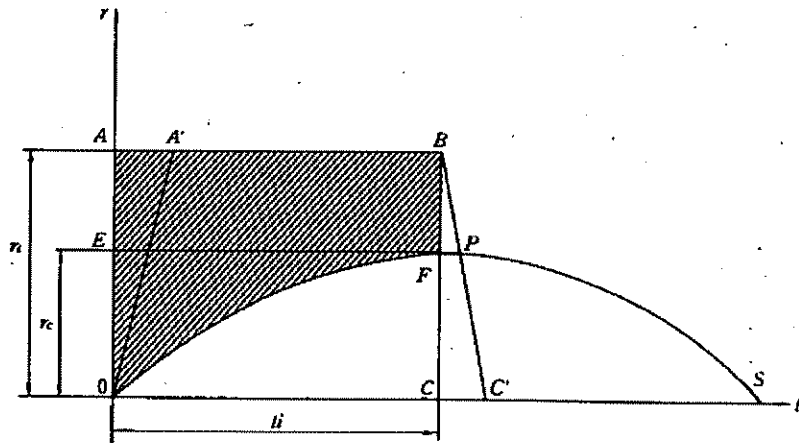


図2.7

しかし、調整池からの放流が最大となった時点で $r_c$ に等しくなるように放流管の大きさを定める必要があるので以下に示すように補正を行なう。

すなわち、図2.7において、

OABC.....降雨強度 $\gamma_i$ 、継続時間 $t_i$ に相当する流入量

OA'BC'.....調整池のない場合の流出量

OPS……………最大流出量を $\gamma_c$ とするように調節した場合の流出量

とすれば、このような流入・流出条件のときの必要調節容量は、OA' BPであり、先に示した $V = (\gamma_i - \gamma_c) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$  はABFEであるから、このVに、OFE  $\approx \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360}$  を加えて必要調節容量に近似させることとする。

したがって、任意の継続時間 $t_i$ の降雨に対する必要調節容量は、次式で示される。

$$V = (\gamma_i - \gamma_c + \frac{\gamma_c}{2}) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360} = (\gamma_i - \frac{\gamma_c}{2}) \cdot t_i \cdot \frac{f \cdot A}{360} \dots\dots\dots (2.3)$$

下流流過能力 ( $Q_{pc}$  に対応した降雨強度 ( $\gamma_c$ ) は次式によって求める。

$$\gamma_c = Q_{pc} \cdot \frac{360}{f \cdot A} \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに  $\gamma_c$  : 調整池下流流過能力に対応した降雨強度 (mm/hr)

$Q_{pc}$  : 調整池下流の代表地点における流過能力 (m<sup>3</sup>/s)

$f$  : 開発後の流出係数

$A$  : 当該地点の流域面積 (ha) である。

一方、図2.6において、(2.3)式で示すVの値は、 $t = 0$ 及び $t = t_c'$ において、 $V = 0$ となり、 $t = 0 \sim t_c'$ の間で最大値をもつが、これが求める調整池の容量、すなわち……「開発後の年超過確率1/30洪水に対して、最大放流量を下流流過能力の値以下とするために必要な調節容量」……である。

(4) 貯留・浸透施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、以下のように算定するものとする。

① 貯留施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、本条の算出公式による容量からオンサイト貯留施設の貯留可能容量の総和を差し引いた値とする。

② 浸透施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、本条の算出公式に浸透強度を加味した(2.5)式によって求めるものとする。

$$V_i = (\gamma_i - \frac{\gamma_c}{2} - F_c) \cdot A \cdot t_i \cdot f \cdot \frac{1}{360} \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに  $F_c$  : 調整池の流域面積に対する平均浸透強度 ( $F_c = \overline{\gamma_c} \cdot \Sigma A_i / A$ ) (mm/hr)

$A_i$  : 個々の浸透施設の集水面積 (ha)

$A$  : 調整池の流域面積 (ha)

$\overline{\gamma_c}$  : 浸透施設への総集水面積に対する平均浸透強度 ( $\overline{\gamma_c} = \Sigma (\gamma_c \cdot A_i) / \Sigma A_i$ ) (mm/hr)

$\gamma_c$  :  $A_i$ 内の浸透施設の単位面積当り計画浸透強度 ( $\gamma_c = f_c \cdot L / 10,000 / A_i$ ) (mm/hr)

$f_c$  :  $A_i$ 内の浸透施設の単位設計浸透量 (l/hr・m)

$L$  :  $A_i$ に対する浸透施設の設置量 (m)

$t_i$  : 任意の降雨継続時間 (min)

### 設計堆積土砂量

第12条 調整池の設計堆積土砂量は、造成中と造成完了後について計画する。造成中の設計堆積土砂量は、その流域面積、流況、地貌、地質ならびに土地造成の施工計画により決定する。設計に用いる堆積年数は、造成の施工年数ならびに維持管理の方法により決定する。

造成完了後の設計堆積土砂量は、ごく少量であるが調整池の利用計画等と合わせて決定するものとする。

### 解 説

(1) 設計堆積土砂量は、現在までの実績、実例から土地造成面積当り、70~240m<sup>3</sup>/ha/yearの範囲とし、150m<sup>3</sup>

／ha／yearを標準とするが、土地造成が比較的広範囲にわたり同時施工される時は、上限値をとるものとし、類似地区等の実例からして流出土砂量の少ない時は標準値を下廻ることを可とするが、下限値は70 m<sup>3</sup>／ha／yearとするものとする。

- (2) 設計に用いる堆積年数は、土地造成の施工年数並びに維持管理の方法により決定する。開発期間中においてN年毎にその期間の堆砂量を浚渫もしくは掘削して除去するという条件下では設計堆積年数をN年とすることができる。しかし、1年を下廻ることはできない。堆砂量を除去しない場合は土地に対する工事が全く終了するまでの期間を設計堆積年数とする。

また造成中の設計堆積土砂量は、防災調節池技術基準（案）第14条解説(2)、(3)の方法によって算出するものとする。

- (3) 造成完了後の設計堆積土砂量は、防災調節池技術基準（案）第14条解説(4)により流入面積1ヘクタール当たり1.5m<sup>3</sup>／年を標準とする。

また、地貌、地質状況からみて土砂流出量が多いと推定される時は、類似地区における実績等を参考にして決定する。また設計に用いる堆積年数については、調整池の維持管理や利用方法により決定する。但し、公園としての利用を図り、維持管理する場合においても1年を下廻らないものとする。

### 第3章 構造基準

#### ダムの型式

第13条 ダムの型式は、ダム地点の地形、地質及び堤体材料等の諸条件を総合的に検討し、決定するものとする。

フィルダムとする場合は、均一型を標準とするが、均一型ダムの材料として、適当な材料が得にくい場合にはゾーン型としてよい。なお、コンクリートダムについては、この基準では触れないので、コンクリートダムで施工する場合には河川砂防技術基準（案）等を参考とするものとする。

#### 解説

フィルダムは、重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム等にくらべて地形地質上の制約が少ないことから調整池として広く用いられている。

フィルダムの型式としては、均一型、ゾーン型及び表面遮水型があるが、堤高の低いダムの場合は、施工が比較的容易な均一型が採用される場合が多い。

均一型フィルダムは、堤体の大部分がほぼ均一な細粒の土質材料によって構成されるが、このような材料が必要量得難い場合は、ゾーン型とするものとする。

但し、ゾーン型のダムの施工には施工管理のうえで手間がかかり、さらに種類の異なる材料が使われるため、盛土の各ゾーンの盛土施工面の高さが一致させにくく、転圧が不十分になるなどの欠点がある。また低いダムでは、堤体の安定性のうえでゾーン型の利点あまり大きくないと考えられるので、フィルダムの型式とする場合は均一型を標準とした。

堤体の安定性と止水性を確保するためには、適切な材料を選定することが大切である。均一型のダムでは、砂、れきは不適当な材料であるから、このような材料を使用する場合には、施工に十分注意を払い不透水性ゾーンと透水性ゾーンを持つゾーン型を採用することにした（第16条参照）。

小規模なダムの場合には十分な止水性と安定性を持つ薄いコアを堤体内に施工することは施工上問題があるので、コア型ダムは不適当とする。

## ダム設計の基本

第14条 ダムはダムの安定に必要な強度および水密性を有しなければならない。

### 解 説

ダムは経済的に入手しうる材料を用いて築造するため、築造箇所の条件、材料の性質などを十分考慮に入れ、安定性の高い堤体を設計することが大切である。堤体及び基礎地盤はすべり破壊に対して安全であると同時に、必要な水密性を確保しなければならない。

## 堤体の基礎地盤

第15条 堤体の基礎地盤は前条のダムの安定性を確保するために必要な強度および水密性を有するものとする。

2 基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため必要な地質調査を実施するものとする。ただし、既調査資料がある場合には、この限りでない。

3 基礎地盤が軟弱地盤あるいは透水性地盤の場合には、必要に応じて基礎地盤処理を行うものとする。

### 解 説

(1) 堤体の安定上必要があれば、基礎地盤の処理、十分な排水能力を持ったドレーンの設置などを行わなければならない。

堤体の基礎地盤が粘土、シルト、有機質土などのいわゆる軟弱地盤である場合には、土質試験結果を用い、地盤のせん断破壊ならびに沈下に対して検討を加え十分な安全を見込んだ設計をしなければならない。ここで云う軟弱地盤とは、土質が粘性土あるいは、有機質土でN値が小さい(4~6以下)地盤を指す。また、砂質土層ではN値10~15以下を液状化が予想される軟弱地盤とみなす。

基礎地盤が軟弱で、堤体の安定がえられない場合には軟弱地盤の除去、置換などを行なう必要がある。

砂礫層などの透水性地盤にダムを築造する場合には、浸透流量がダムの安定を確保する許容範囲内になければならない。

(2) 基礎地盤の調査方法にはボーリング、試掘(竖坑、斜坑、横坑、トレンチ等)あるいは、弾性波探査等があり、現場の状況により単一または組合せで実施するのが通例である。ここでは既調査資料がないとき、ボーリングは必ず3箇所以上行ない基礎地盤の状態を把握するよう義務づける。なお、ボーリングの位置は予定堤体軸線上の左右岸及びほぼ中心の位置とする。また必要によっては特殊地点について行なう。

これらボーリングの深度は信頼できる基礎の深さまで、または堤高の3倍程度とする。信頼できる基礎とは、強さの面からは、標準貫入試験のN値で約20以上の地層、または透水の面からは、必要な止水性が得られる地層を指す。

地盤が軟弱地質の場合には、みださない資料を採取し、設計に必要な土質試験を行なう。

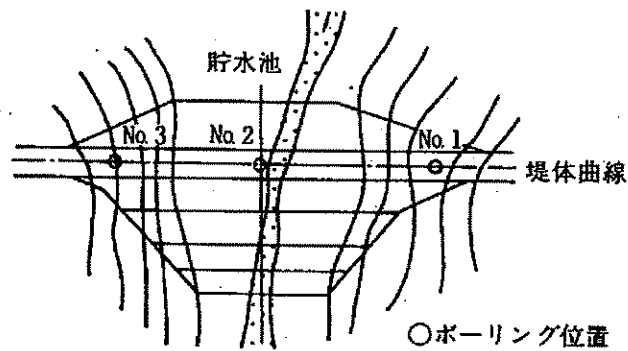


図3.1 ボーリング位置図

(3) 軟弱地盤上に調整池を築造すると施工中及び施工後に次のような問題が生ずることがある。

- ① 基礎地盤の支持力不足によるすべり破壊
- ② 基礎地盤の圧密沈下による堤体盛土内の過度の変形やクラック
- ③ 地下水位が高く、緩い砂地盤における地震時の液状化

調整池の基礎が軟弱な場合に採用される対策工は、表3.1、表3.2に示したとおりで、沈下対策と安定対策に大別できる。その工法の原理は、次のように細分される。

表3.1 軟弱地盤対策工の目的と効果

施策工の目的	対策工の効果	区分
沈下対策	圧密沈下の促進：地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少：地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制：盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制する。	C
	強度低下の抑制：地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し、安定を図る。	D
	強度増加の促進：地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	E
	すべり抵抗の増加：盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。	F
地震時対策	液状化の防止：液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。	G



表 3.2 軟弱地盤対策工の種類と効果

工 法		工 法 の 説 明	工法の効果
表層処理工法	表層混合処理工法 表層排水工法 サンドマット工法	基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理したり、排水溝を設けて改良したりして、軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。サンドマットの場合、圧密排水の排水層を形成することが上記の工法と違って、パーティカルドレーン工法など、圧密排水に関する工法が採用される場合はたいてい併用される。	◎ D E F
	掘削置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与され安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。	B C ◎ G
	押え盛土工法	盛土の側方に押え盛土をして、すべりに抵抗す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。盛土の側面が急に高くはならないので、側方流動も小さくなる。圧密によって強度が増加した後、押え盛土を除去することもある。	C ◎
緩速載荷工法	漸増載荷工法 段階載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立上げる。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合に安定が保たれない場合でも、安全に盛土できることになる。盛土の立上りを漸増していくか、一時盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上げるなどといった載荷のやり方で、名称が分かれる。パーティカルドレーンなどの他の工法と併用されることが多い。	C ◎
サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締め固めるとともに砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を減ずる。施工法として打込みによるもの、振動によるもの、また、砂の代わりに碎石を使用するものなど各種のものがある。	A ◎ B C ◎ F ◎ G
振動締固め工法	ロッドコンパクション工法	ゆるい砂質地盤の締固めを目的として開発されたもので、棒状の振動体に上下振動を与えながら地盤中に貫入し、締固めを行いながら引抜くものである。地盤に上下振動を与えて締め固めるため、上の重量が有効に利用できる。	B F ◎
	重錘落下締固め工法	地盤上に重錘を落下させて地盤を締め固めるとともに、発生する過剰水を排水させてせん断強さの増加を図る。振動・騒音が発生するため、環境条件・施工条件について事前の検討を要するが、改良効果が施工後直ちに確認できる。	B C ◎
固結工法	深層混合処理工法	軟弱地盤の地表から、かなりの深さまでの区間を、セメントまたは石灰などの安定材と原地盤の土とを混合し、柱体状または全面的に地盤を改良して強度を増し、沈下およびすべり破壊を阻止する工法である。施工機械には、かくはん翼式と噴射式のものがある。	B C ◎
	石灰パイル工法	生石灰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、沈下を減少させる工法である。	◎
	薬液注入工法	地盤中に薬液を注入して透水性の減少、あるいは原地盤強度を増大させる工法である。	
構造物に	矢板工法	盛土側方の地盤に矢板を打設し地盤の側方変位を減じて安定を高める。それによって周辺地盤への膨れあがりや沈下の影響も少なくする。	◎ ◎

注) A~G : 表 3.1 参照、◎印 : 主効果

(4) 砂礫層や砂層等の透水性地盤上に堤体盛土を行う場合は、浸透水に対する堤体の安定を確保するため、次の目的をもった対策工を施工する。

① 基礎地盤からの浸透水を堤体の安定上支障のない範囲内に減少させる。

② 浸透水によって生ずる堤体下流側の揚圧力を安全に処理する。

防災調整池では、透水性地盤の基礎処理として、以下に挙げる工法が採用されている。

### 1) 止水壁工法

止水壁工法は、図3.2に示すように堤体上流部の基礎地盤中に矢板や粘土壁等を用いて止水壁を設ける工法である。止水材料は、矢板が一般的であるが、透水層厚さが薄い場合は、溝状にトレンチを掘削し、不透水性材料を盛土する場合もある。

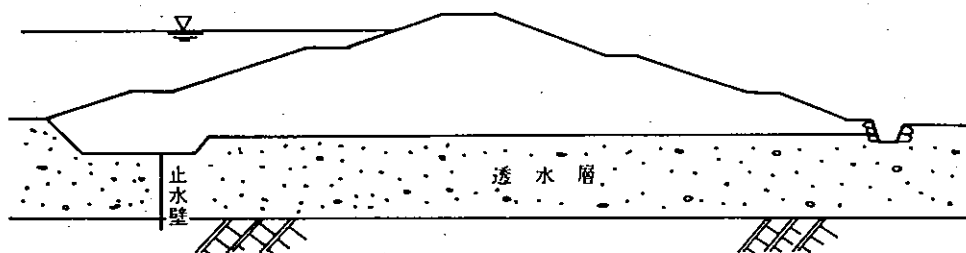


図3.2 止水壁工法

### 2) ブランケット工法

ブランケット工法は、図3.3に示すように上流側の透水層上に不透水性の材料を敷きならし、浸透路長を伸長し、浸透量を抑制しようとするものである。本工法は、一般に透水層厚が厚い場合や不透水性材料が容易に得られる現場においては、しばしば採用される。

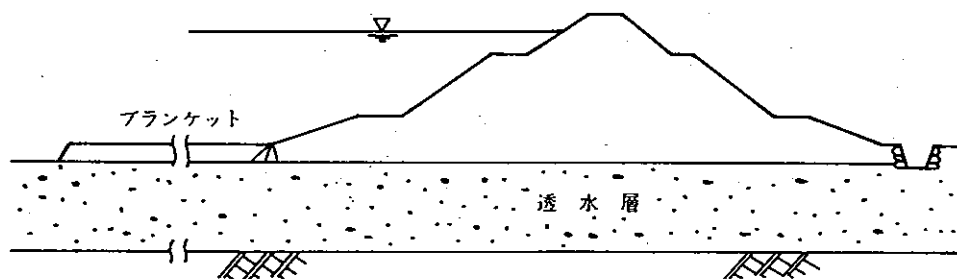


図3.3 ブランケット工法

### 3) グラウト工法

グラウト工法は、セメントミルクや薬液を岩壁の亀裂や空げきに注入し、遮水性を高める工法である。

### 堤体の材料

第16条 堤体に用いる土質材料はあらかじめ試験を行ない、安定性の高い材料であることを確かめなければならない。

解 説

堤体の建設には多量の土量が必要であり、工費の面からは、できるだけ手近にある材料を利用することになる。しかし材料の優劣は完成後の堤体の安定性や施工の難易に当然大きな影響をもつので、材料選定について土質試験を義務づける。

堤体の安定性の高い材料とは次のようなものである。

- ① 高い密度を与える粒度分布であり、かつ、せん断強度が大で安定性があること。
- ② 透水性は最大の水頭に対して堤体の許容しうる範囲内にあること。
- ③ 堤体の安定に支障を及ぼすような膨脹性又は収縮性がないものであること。
- ④ 降雨あるいは浸透流で堤体の含水比が上昇しても軟泥化し、法崩れ等を起こさないものであること。
- ⑤ 有害な有機物及び水に溶解する成分を含まないこと。
- ⑥ 含水比が高く締固めが困難な材料でないこと。

表3.3の材料（日本統一土質分類法による）は不適當であるか、または堤体の形態により考慮して使用するべき材料である。

表 3. 3

主 要 区 分			堤 体 材 料 と し て の 評 価	
区分	名 称	記 号	均 一 型 ダ ム	ゾ ー ン 型 ダ ム
粗 粒 土	礫	(GW) (GP)	(不適當) 透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{cm/s}$ 以上であり漏水が起き易く単粒度のものは間隙が大きい。また植生の場としても不適	(一部使用可) 透水部のみ。
	砂	(SW) (SP)	(不適當) 透水性が大きく、パイピング等を起こし易く破壊の原因となるおそれがある。	(一部使用可) 透水部に使用可。
細 粒 土	シルト 粘性土 火山灰質 粘性土	(MH) (CL) (CH) (OV) (VH <sub>1</sub> ) (VH <sub>2</sub> )	(場合により不適當) 水を含んだ場合機械施工が困難となり、締固めが十分出来ない。	(一部使用可) 不透水性コアおよび ブランケットに適する。
	有機質土	(OL) (ON)	(不適當) 含水比が著しく高いものが多く、このまま機械で締固めたり整形することが困難である。完成後も変形するおそれがある。	(不適當) 左に同じ。
	高有機質土	(Pt) (Mk)	(不適當) 含水比が高く締固めが困難。また土の乾燥湿潤による容積変化が大きく安定性が悪い。	(不適當) 左に同じ。

## 堤体の形状

第17条 堤体の形状は堤体の高さ、堤体の材料および基礎地盤の性質を考慮して、すべりの生じないように決定するものとする。

2 堤体ののり面こう配は表3.4に示す値より緩やかなものとする。

ただし、基礎地盤の軟弱な場合には安定計算を行ない安定性を確認するものとする。

## 解 説

- (1) 堤高が15メートル未満の低い堤体では適切な材料で良好な施工が行なわれている限り、堤体の安定性が問題になることは少ない。このため使用する材料ごとに必要な斜面こう配をきめ、一般には安定計算を行なわなくてよいこととした。ただし、軟弱地盤上の築堤では建設中および完成直後の安定性を検討することを明示した。
- (2) 軟弱基礎地盤の堤体の安定計算には円弧すべりの計算を行ない、荷重としては自重および建設中、竣工時における間げき圧をとる。安全率は建設中において1.1以上、竣工時において1.2以上とする。

表3.4 堤体ののり面こう配

主 要 区 分			上 流 のり面 勾 配	下 流 のり面 勾 配	備 考
区 分	名 称	記 号			
粗 粒 土	礫	(G-W) (GP)	3.0割	2.5割	ゾーン型の透水部のみ
	礫 質 土	(G-M) (G-C) (G-O) (G-V) (GM) (GC) (GO) (GV)	3.0	2.5	
	砂 質 土	(S-M) (S-C) (S-O) (S-V) (SM) (SC) (SO) (SV)	3.5	3.0	
細 粒 土	シルト・粘性土	(ML) (CL)	3.0	2.5	
	シルト・粘性土・ 火山灰質粘性土	(MH) (CH) (OV) (VH <sub>1</sub> ) (VH <sub>2</sub> )	3.5	3.0	

注) カッコ内は、日本統一土質分類法の記号

- (3) 表3.4に示したのり面こう配は安定した地盤上の堤体を対象にしたものである。上流側の斜面こう配は貯水池内の水位がかなり急激に減水する条件を考慮して緩やかにした。礫、砂はゾーン型の材料としてのみ用い、均一型の材料としては使用しないものとした。

## ドレーンの設計

第18条 堤体内に設けられるドレーンは、堤体内に浸透してくる水を排水低下させ、堤体やのり面の安定性を維持するため必要に応じて設けるものとする。

## 解 説

砂質土や塊状土のような比較的透水性の大きい堤体材料を用いて築堤すると、堤体内の浸潤線が上昇し、堤体やのり面の安定性が損われる場合があるので、必要に応じて下記のドレーンを設置するものとする。

### (1) ドレーンの種類

#### 1) 水平ドレーン

水平ドレーンは下流側堤敷面に平面状に置く場合と、筋状に置く場合とがある。前者の場合、その厚さは80cm程度以上とし、後者の場合は多層のフィルター材料を組合せ排水させる

#### 2) トッドレーン (下流法先ドレーン)

トッドレーンは、堤体下流のり面の先端に設けるドレーンで、下流法先ドレーンとも呼ばれる。多層のフィルター材料を組み合せ、保護層に接する層を細粒フィルターとし、粗粒層・礫などに漸次移行し、法止めの石積み、空積ブロック工、その他の保護工を通して排水し、土砂流出の防止をする。

#### 3) インターセプター (立形ドレーン)

インターセプターは、堤体中心部に立上ったドレーンと水平ドレーンにより構成されるドレーンをいい、堤体盛土材料に砂質土、塊状土等の比較的透水性の大きい材料を用いた場合に設置されることがある。

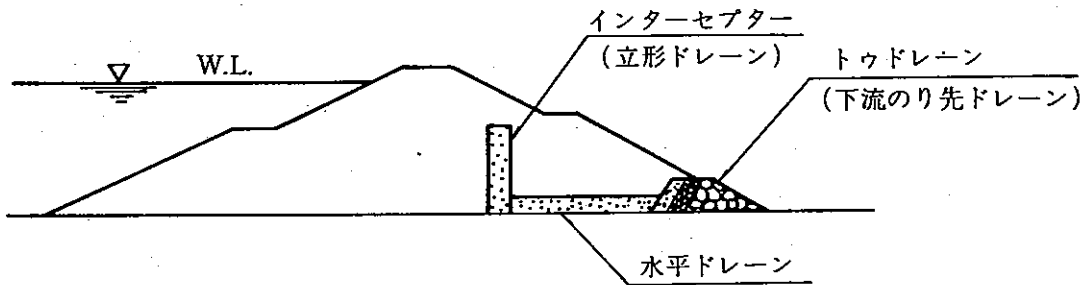


図3. 6

### (2) ドレーン材料

防災調整池の堤体に用いられるドレーン材料は、一般に透水係数 $k=10^{-3}\text{cm}/\text{sec}$ 以上とし、フィルターの基準に準じた粒度の砂、砂礫材料を採用する。

フィルターの基準は次に示す。

$$\textcircled{1} \frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の15\%粒径}} > 5$$

$$\textcircled{2} \frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の85\%粒径}} < 5$$

③ フィルター材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。

④ フィルターで保護される材料の粗粒材料を含む場合には、その材料の25mm以下の部分について①及び②を適用する。

⑤ フィルター材料は粘着性のないもので、0.074mm以下の細粒分含有量は原則として5%以下とするのがよい。

⑥ フィルター材料の最大寸法は、保護される層が土や砂の場合75mmとすることが望ましい。

⑦ フィルター材料は保護される材料より10~100倍の透水性を持つことが望ましい。

上述の①はパイピングの防止を確実にするためのものであり、②はフィルターの透水性が保護される材料の透水性より大きくなるよう定めたものである。

なお、フィルター材料の目づまり等を防止するために、周囲をジオテキスタイル（化学製品の布や網）等で巻きフィルター内への土砂混入を防ぐことがのぞましい。

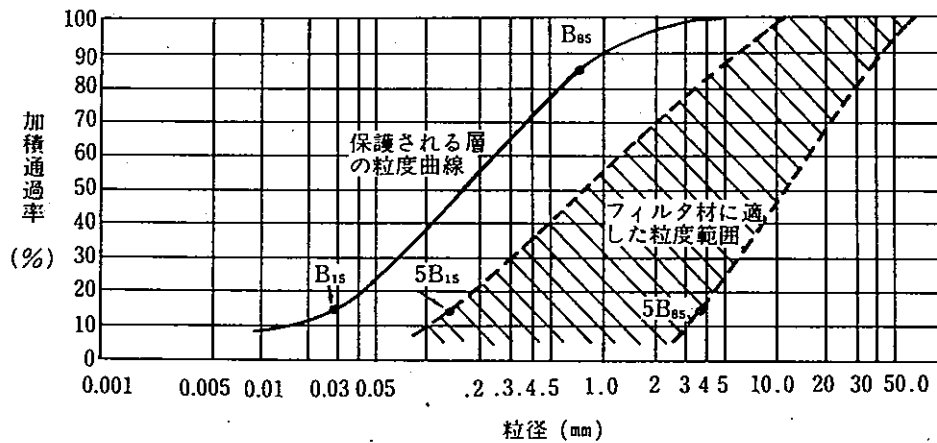


図 3. 7

#### のり面など

第19条 堤体上流側および調整池湛水部ののり面は、波浪、雨水などにより侵食されないように、また堤体下流側のり面は雨水および浸透流によって侵食されないようのり面処理を施すものとする。

2 堤頂は幅 4 m 以上とし、表面は侵食などに対して安全なように必要に応じて表面保護の処理を施すものとする。

3 堤体のり面には高さ 5～7 m ごとに幅 3 m 以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

#### 解説

- (1) 堤体上流側のり面では、局部的な洗掘がのりすべりの原因となるおそれがあるので、ブロック張、芝張等で保護するものとする。なお、砂質土の堤体においては水位低下により材料が流出しないように保護しなければならない。下流側のり面については、風雨、凍上などによって侵食が生じないように芝張等で保護する。長大なり面になると雨水の表面流出によってのり侵食が生じやすいので、小段を設け排水施設によって処理する。排水施設は小段のり尻に接近させ、コンクリートU型溝、ソイルセメントなどで作る。地山部からの表面水がダムを侵食することも多いので取付部には排水施設を設置する。
- (2) 湛水部ののり面についても、のり面の安定性等に考慮し、必要な部分についてはブロック張、芝張等の法面処理を施工するものとする。

#### 余 盛

第20条 堤体には堤体および基礎地盤の沈下を見込んで余盛を行なうものとする。

## 解 説

基礎地盤が軟弱地盤である場合を除き、普通の条件であれば堤体築造後の堤体および基礎地盤の圧縮量はそれほど大きくない。このため土質別に余盛の値を変えずに天端の風雨による侵食、人・車の通行などによる損傷などを含め、表3.5に示す余盛高を決めた。軟弱地盤上の堤体の場合には、圧密による沈下量を別に検討して加えるものとする。

表3.5 標準余盛高

堤 高	余 盛 高
5 m 以下	40 cm
5 ~ 10 m	50 cm
10 m 以上	60 cm

## 洪水吐き

第21条 調整池には、洪水を処理するための洪水吐きを設けるものとする。

- 洪水吐きは、200年に1回起こるものと想定される当該調整池の直上流部の流量、またはすでに観測された雨量、水位、流量等に基づいて算出された当該調整池の直上部における最大の流量のいずれか大きいものの1.2倍以上の流量を放流しうるものとする。
- 上記における最高水位は、調整池堤体の高さを超過してはならない。

## 解 説

- フィルダムはその構造上、堤体本体の越流に対して弱点を有しているので、堤体の安全確保上、洪水時における堤体本体の越流は厳に防止する必要がある。このため本条2項に規定する疎通能力を有する洪水吐きを設置しなければならないとの規定を設けた。
- 「河川管理施設等構造令」においては、洪水吐きの高さは設計洪水流量（フィルダムにあっては、200年確率洪水の1.2倍以上の流量）に対しては安全に処理することができることと規定しているが、本基準で取扱う調整池は、下流河川改修工事が完了するまでの暫定的なもので、かつ、高さ15メートル未満のものであることを勘案、参酌し「河川管理施設等構造令」より規定を簡便にし、単に疎通可能な容量を有する洪水吐きを設置することを規定づけたものである。
- 調整池の高さも、上記と同じ理由から、「河川管理施設等構造令」においては、設計洪水位に、風浪および地震時波浪の高さ、並びにフィルダムのとき考慮する余裕1.0mを加えた高さ以上の堤体の高さが必要であると規定づけられているのに対して、単に設計洪水位以上あることを規定づけたものである。  
1/200年確率流量を求めることが計算技法上不適当な場合は1/100年確率流量を求め、これを1.2倍することができる。

## 洪水吐きの構成等

第22条 洪水吐きは、前条によるほか、次の各号に定める機能及び構造をもつものとする。

- (1) 流入水路は、平面的に流れが一樣で、かつ流水に乱れを生じないようにする。  
また、流木、塵芥によって閉塞しないような構造とし、土砂の流入、あるいは洗掘を防止するために水路流入部周辺を保護するものとする。
- (2) 越流は自由越流方式とし、ゲートその他放流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- (3) 導流部は幅が2 m以上の長方形断面開水路とし、流れが乱れないように線形は直線とし、水路幅の変化あるいは水路縦断勾配の急変はさける構造とする。
- (4) 下流水路への接続については、土地利用及び宅地化の状況、地形等を勘案の上、下流の人家・道路等への被害が生じないよう配慮するものとする。  
特に洪水吐き末端には、減勢工を設けて洪水吐きから放流される流水のエネルギーを減勢処理しなければならない。
- (5) 洪水吐きは良質な地山地盤に設置するものとし、さらに不等沈下や浸透流が生じないよう、施工上十分な処理をしなければならない。

## 解 説

- (1) 流入水路は、安定した流況をうけるため、流入断面をできるだけ大きくとり、流速を小さくする必要がある。流入水路の最大流速は、一般に4 m/sec以下にすべきであるとされている。

流入水路の平面形状は、地形に適合した形状が選定されるが、弯曲水路となる場合や水路幅を変化させる場合などは、流水が一部に集中しやすくなるので断面をさらに大きくして、最大流速を低減させるなどの配慮が必要である。

流木や塵芥の流入が著しいと予想される場所では、これらの流入を防止するためのちりよけ設備の設置が必要である。

この場合、ちりよけ設備を洪水吐きに近づけると機能を阻害する恐れがあるので、その配置には十分な注意が必要である。

流入水路入口周辺は、流れが集中し、洗掘される危険が大きいため、流速に耐え洗掘やのり崩れを防止するために、石積あるいはコンクリートブロック張等により保護する必要がある。

\*ダム設計基準第2章第2節第3条解説。

- (2) 自由越流式の放流能力は、作用水深の $3/2$ 乗に比例して急激に増大するのに対して、管路式では $1/2$ 乗に比例して増大するにすぎないため、放流能力の余裕は自由越流式の方が著しく大きい。前条解説に述べたフィルダムは越流に対する安定性が低いので、余裕の大きい自由越流式を採用することとした。なお調整池の必要水量を小さくするため、ゲート等の放流量調節設備を設けることが考えられるが、ここで取扱う調整池は、いずれも集水面積が小さく、流出が短時間に行なわれるためゲート操作を行なうことが困難なことおよび保守、管理上も問題があることなどの理由から、これらの人為的な調節装置の使用は禁止事項として特記した。

流入水路を導流水路まで水平あるいは緩勾配で接続すれば、流入水路断面に対する効率は最もよくなるが、流入部周辺の流速が増大し、好ましくない。このために流入水路と導流水路の接続点には、水路上に越流頂構造物を設けるのが通例である。この場合、越流頂としての十分な機能を発揮させ流入水路に滑らかな水面を得るためには、越流頂の高さ $P_u$ （堤頂と流入水路底面との標高差）は、越流水頭（設計水頭） $H_o$ に対して

$$\frac{P_u}{H_o} \geq 0.2 \dots\dots\dots (3.2)$$



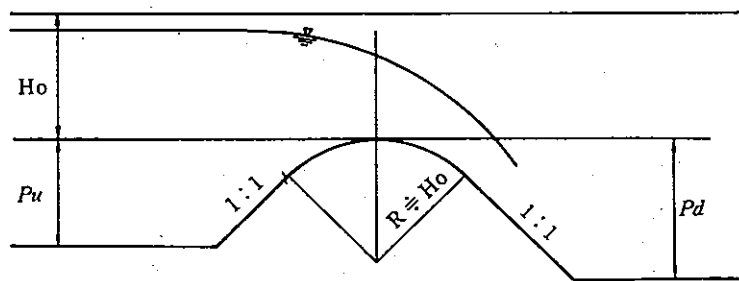


図3.8 減流頂

にすべきであるとされている(図3.8参照)。

越流頂の形状は刃形せきの自由越流水脈曲線下側形状に一致する形状が理論的には有利であるが、本基準の対象となる越流頂は設計水頭が5m程度以下のものが大部分をしめると考えられる。詳細な形状の座標等を基準で設定しても、施工時に生ずる形状の不整の影響が支配的になることが予想されるので本基準の越流頂は(3.2)式の条件を満たし、かつ流水が剥離しないような丸味のある縦断形状であればよいものとする。

なお、設計においても導流水路幅よりも越流幅を広くとるために越流頂は平面的に軸線を円弧状としたり、半円越流頂としたり、横越流頂とするなどの方法が考えられ、地形によっては有利になる場合があるが、これらはいずれも越流方向と導流方向とが一致しないため、直接導流水路に接続させれば下流の流水処理を困難にするので、流れを導流方向に整流するための工作物が必要である。

越流頂の放流能力は次式で求める。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、Cは流量係数、Lは越流幅(m)、Hは堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭(m)、Qは流量(m<sup>3</sup>/sec)である。

流量係数Cは、流入水路および下流導流水路の水利条件、越流頂の形状等によって変化するが、(3.1)式の条件を満たすとともに、下流導流水路に対しても、Pd/Ho ≥ 0.2(ここに、Pdは堤頂と下流水路底面との標高差、図3.3参照)であれば堤頂に丸味のある越流頂に対しては、C ≥ 1.8である。しかし、本基準の対象となる越流頂では、施工時の形状の不整による放流能力の低下は避けがたいので、設計にあたっては、流量係数を低めに見積っておくことが望ましく、一般にはC=1.8程度を使用すべきである。

- (3) 導流水路は、設計洪水流量を流下させるに十分な断面があればよいわけであるが、幅を小さくしすぎると単位幅当りのエネルギーを増大させ好ましくないため、できるかぎり幅の広い水路とすることが必要である。本基準では、塵芥等の流下する恐れも考え、水路幅の最小値を2.0mと規定することとした。

流水が射流である導流水路では、水路幅の変化や平面的彎曲は水路横断方向に一樣でない流れを発生させ、設計の意図に反する結果となることが多い。このために、これらの実施には実験による検証が必要であり通常は、水路幅が一定の直線水路とすることが原則である。なお、水路縦断勾配の変化は水脈の剥離しない範囲で許容でき、一般に自由落下曲線をその限度とする。

導水路の水面形は、上流から下流に向かって水面追跡を行なって求める。水路の導流壁の高さは、計算で求められた水深に対して空気の混入、波浪を考慮して余裕をとる必要があり、余裕高としては少なくとも0.6m以上にとるべきである。

- (4) 洪水吐き末端の水路断面に比べて下流水路の断面は一般に小さい。従って、異常洪水時には、洪水吐き末端

と下流水路との接続部で氾濫する恐れがあるので、この氾濫水によって下流の人家等への被害が避けられるよう、周囲の土地利用、地形等を勘案して接続位置、接続方法等を考える必要がある。

また、洪水吐きから流下した流水はダムのせき上げによる過大なエネルギーを保有しているため、これを下流水路の流れと同等なエネルギーにまで調整して放流することが必要になる。このため、導流水路と下流水路の間には減勢工を設けなければならない。

減勢工には種々の形状があるが、その基本形式は、跳水現象を利用した跳水式減勢工である（図3.9参照）。

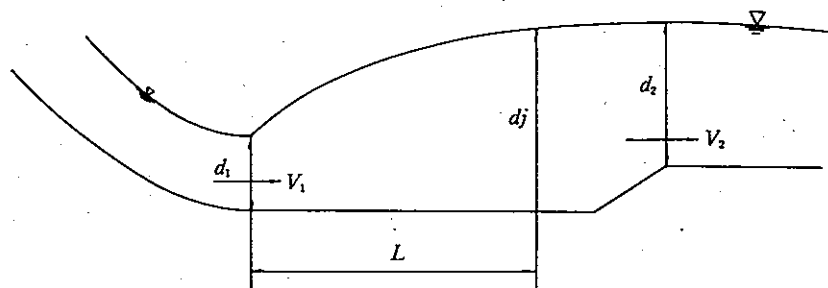


図3.9 越勢工

跳水式減勢工の設計では、水叩き面標高を仮定し、水叩き始端の流速 $V_1$  (m/sec)、水深 $d_1$  (m) を用いて跳水水深 $d_j$  (m) を求める。

$$d_j = \frac{d_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \dots\dots\dots (3.4)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、水叩き始端の流速および水深は導流水路の水面形の計算結果を用いるのがよいが、減勢工の設計計算では損失水頭を無視した次式により求めてもよい。

$$V_1 = \sqrt{2g(H+W)} \dots\dots\dots (3.6)$$

$$d_1 = \frac{Q}{BV_1} \dots\dots\dots (3.7)$$

ここに、 $H$  は越流水頭（設計水頭）(m)、 $W$  は堤頂と水叩きとの標高差 (m)、 $B$  は水叩き幅 (m)、 $Q$  は洪水吐き設計流量 ( $m^3/sec$ ) である。

(3.4) 式より求めた必要跳水水深 $d_j$ を自然下流水深 $d_2$ と比較し、下流水深が不足する場合 ( $d_1 > d_2$ ) には、水叩き面を低下させて跳水に必要な下流水深が自然状態で確保できるようにする。高ダムでは、このような場合水叩き面を低下させず、副ダムを構築して下流水位を高める方法が一般に利用されるが、都市化した環境では、このような方法は好ましくなく、水叩き面を低下させることを原則とする。なお、このような跳水式減勢工の水叩き長としては、 $L = 5d_j$ 程度を確保する必要がある。

なお、 $d_j = d_2$ の条件が満足される場合には、跳水による減勢機能を安定させるため、シュートブロック、バップルピャーあるいはエンドシルなどがある。

一方、下流水深が高すぎる場合 ( $d_j < d_2$ ) には、跳水は潜り跳水となり、水叩き面上には高流速成分が減勢されることなく下流まで残存するため好ましくなく、高ダムでは、ローラーバケット式減勢工が採用されるが、本基準の対象となるエネルギー規模はたかだか15m程度であるので、水叩き下流の水路との取付部に十分な保護をすれば、水平水叩きでも実施可能である。

しかし、いずれの場合も、水叩き下流には十分な床固めを施し、局所洗掘の発生に対処できる構造とする必

要がある。

- (5) 洪水吐きはコンクリート構造物とし、不等沈下や浸透流の発生による破壊を防止するため、良質な地山地盤に設けなければならない。

施工においては、在来地盤の不良な地層を取り除くとともに、必要に応じて基礎処理を行なうものとする。地盤表面は出来るだけ乱さないようていねいに仕上げ、また主要な部分については、割栗石基礎工事を行なって、かえって透水層を作ることのないように、地盤に直接コンクリートを打設するものとする。

### 放流施設

第23条 放流施設は、放流管設計流量（第10条解説(5)、(6)参照）を安全に処理できるものとし、次の各号の条件を満たす構造とする。

- (1) 流入部は、土砂が直接流入しない配置、構造とし、流木、塵芥等によって閉塞しないように考慮しなければならない。
- (2) 放流施設には、ゲート、バルブなどの、水位、流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- (3) 放流管は、放流管設計流量に対して、のみ口部を除き、自由水面を有する流れとなる構造とする。
- (4) 放流管は、地山地盤内に切り込んで設置することを原則とし、外圧や不等沈下に対して十分に備え、管内からの漏水および管外の浸透流の発生を防止できる構造とし、施工上においても十分の処理をしなければならない。

### 解 説

- (1) 放流施設は、貯水池に常時流入する流水がある場合はこれを排水し、出水時には、流入量を調節して放流するための設備である。放流管は通常1本設けられるが、下流水路の取付け等の理由から、2本以上設置する必要があるときは、平面的に少なくとも10m以上離すものとする。また、放流管はできるだけ直線とし、管長を短くする工夫が必要である。弯曲させる必要が生じた場合でも角度はできるだけ小さくし、屈折は避けなければならない。

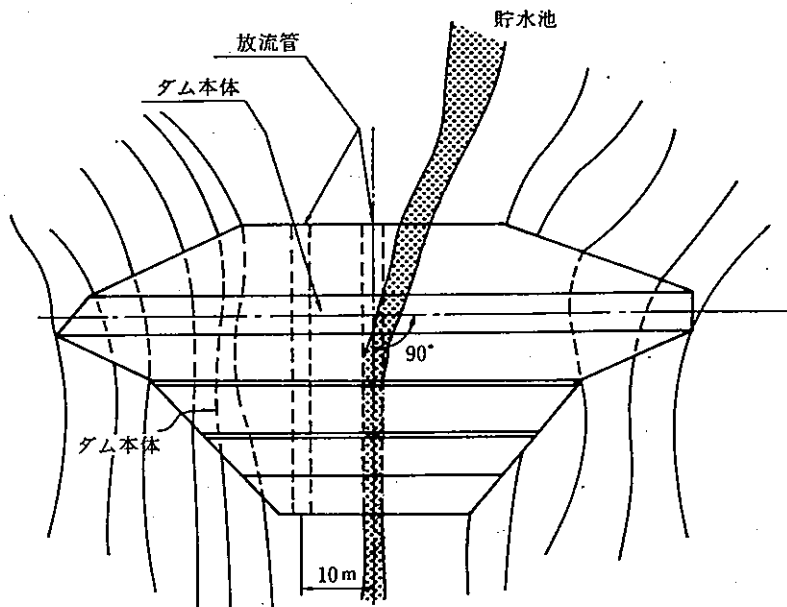


図 3.10

(2) 放流施設は、土砂や塵芥等が流入することによって放流能力の低下、管路の閉そく、あるいは損傷の生じないような構造とする必要がある。この対策として、通常放流管上流端に排水塔を設け、その流入口標高を設計堆積砂面以上に設置し、流入口周辺にはちりよけスクリーンを設置する。ちりよけスクリーンは、スクリーンを通過する流速ができるだけ小さくなるような配置、構造とする必要があり、一般には $0.6\text{ m/sec}$ 以下にすることが好ましい。

\* 米国国務省開拓局編、日本大ダム会議訳、ダムの計画と設計P.302

ちりよけスクリーンを通過する流速を $0.6\text{ m/sec}$ 以下にとどめ、排水塔内の流速も、これよりあまり大きくならないように設計するものとするれば、設計水頭 $H_0$  (m) としては、これらの損失水頭を無視して、設計洪水(ここでは計画対象洪水) 流入等の最高水位とのみ口中心標高との標高差 (H) を用いることができる。

(3) 放流管は、年超過確率 $1/30$ 洪水に対して、開水路となるように (3.11) または (3.12) 式で与えられる断面で設計するものとする。すなわち上記洪水量に対して、放流管出口が水没しないよう出口敷高をきめなければならない。

また、安定した放流量を確保するため、放流管内に十分な空気量を供給できるよう給気管を設けるものとする。

給気管の必要断面は、流量、高速ジェットの流れあるいは給気管の線形などの影響を受けるため、大規模な施設では入念な検討が必要である。

本基準では、排水塔を通して放流される流量が年超過確率 $1/30$ 洪水を超える場合には放流管の入口および出口にそれぞれ給気管を設けるものとし、その標準は表3.6の通りとした。

また、放流管の設計流量を年超過確率 $1/3$ 洪水を対象として下流河川の流下能力相当流量とする場合は、放流管のみ口の直下流に給気管を設けるものとする。この場合本基準の対象とする放流管は最大水頭 $15\text{ m}$ 程度、最大流量 $5\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度であることを考慮し、給気管の標準寸法は管径 $100\text{ mm}$ とする。

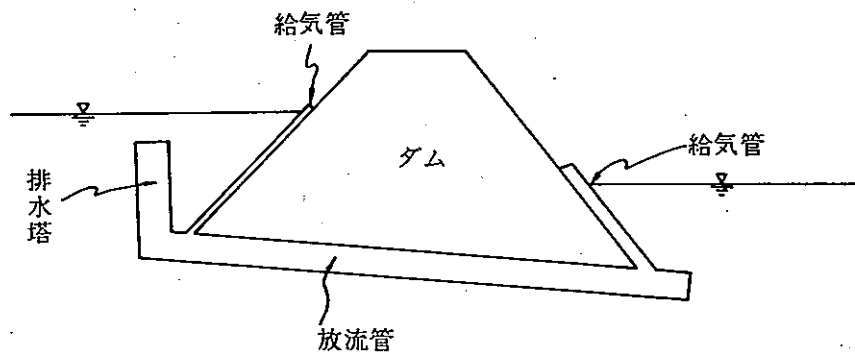


図3.11

表3.6 給気管の標準形

水	深	5 m	8 m	10m	15m
給	気	10cm	13cm	15cm	18cm
	管				

(4) 図 2.5 に示した排水塔の場合、年超過確率1/30洪水の最高水位時に、下部排水口および上部排水口形状寸法は流量が開発前の年超過確率1/30洪水流量 $Q$  を超えないように設計しなければならない。

すなわち、上部および下部排水口は、その際の最高水位を $H_D$ とすると、

$$C \cdot D_H \cdot B_H \sqrt{2g (H_D - H_T - D_H / 2)} + C \cdot D_L \cdot B_L \sqrt{2g (H_D - H_L - D_L / 2)} \dots\dots\dots (3.8)$$

の関係を満たさなければならない。

ただし、ベルマウスを有するときは $C=0.85\sim0.90$ 、有しないときは、 $C=0.60$ とする。

また図 3.12 の場合の放流管のみ口の流量方式は (3.9) 式のとおりである。

1)  $H \leq H_L + 1.2DL$

$$Q = 1.7 \sim 1.8 B_L (H - H_L)^{3/2}$$

2)  $H_L + 1.2DL < H < H_L + 1.8DL$

この区間については、 $H = 1.2DL + H_L$ での $Q$ および $H = H_L + 1.8DL$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。 (3.9)

3)  $H_L + 1.8DL \leq H$

$$Q = C \cdot D_L \cdot B_L \sqrt{2g (H - H_L - 0.5DL)}$$

$C$ はベルマウス有するとき $0.85\sim0.90$ 、有しないとき $C=0.60$ とする。

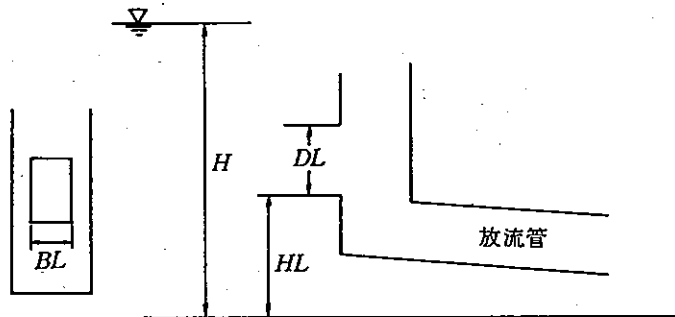


図 3.12

(5) 放流管に土砂が流入し閉塞を起こさせてはならない。このため通常放流管上流端に排水塔を設け、排水塔への流入孔の標高を設計堆積砂面以上としている。なおこの場合設計堆積面以下の貯水池内排水をするための排水塔の下部を一部をフィルター構造にしておく必要がある。

又堆砂の排除、排水塔流入孔が閉塞した場合の代替等のため排水塔側部に排水用のゲートを設けておくとい。

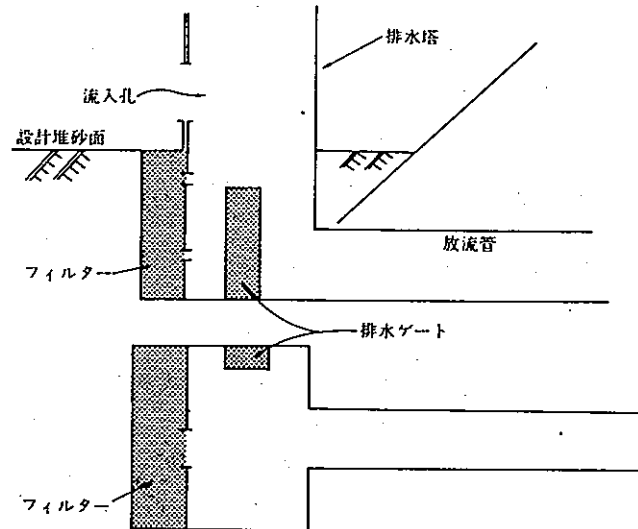


図 3.13

- (6) 放流管の流入口は点検整備し得るようにしなければならない。排水塔を設けた場合で堤体の高さが10m以上のときは管理橋を設けるものとする。
- (7) 放流管路は、放流管設計流量（計画対象洪水流入時の計画最大放流量）に対して十分な余裕をもった無圧式管路として設計する。放流管には無圧式と圧力式の2種があるが、圧力式では設計・施工および保守管理上の条件が厳しく、入念な配慮が必要であるので、ここでは問題の少ない無圧式管路として設計することとした。このため放流管のみ口は設計洪水流入時の最高水位において設計流量以上の流量が管路内に流入しない構造とし、管路部の流水断面積は、最大値が管路断面積の3/4以下となるように設計する。なお、上記流量条件において、放流管出口が下流水位以下にならないよう出口敷高を設定しなければならない。

無圧式放流管の通水能力は、次式で求められる。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.10)$$

ここに、 $Q$  は流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ )、 $n$  はマンニングの粗度係数でコンクリート管路では経年変化も考慮し、設計では $n=0.015$ 程度を用いるものとする。

また、 $A$  は流水断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $R$  は径深 ( $A/P : P$  は潤辺 (m)) (m)、 $I$  は水路勾配である。

(3.10) 式を円形断面に適用した場合、流水断面積を管路断面積の3/4として変形すれば、次式が得られる。

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.11)$$

ここで、 $D$  は管径 (m) であり、この場合の水深 $d$ は、 $d = 0.702D$ である。矩形断面水路では、管路幅を $B$  (m)、水深を $h$  (m) として、

$$Q = \frac{Bh}{n} \cdot \left( \frac{Bh}{B+2h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.12)$$

となる。この時には、管路断面高は $H = 4h/3$ で与えられる。

なお管径は完成後の維持管理を考え、最小600mm、管長が50m以上のときは、1,000mm以上とする。

- (8) 年超過確率1/30を超えた洪水の際には、放流管内で満管流がおこるが（または排水塔内に自由水面が現われる）、この際の流量を正しく求める公式はないのでこれについては、今後実験を行って、修正していきたい。さしあたり、設計洪水時の洪水吐きの設計にあたって、放流管通過流量としては、安全側をみて、超過確率1/30洪水時放流通過流量をもって、これにあてる。ただし、下流水位の上昇が大きく、これをも期待できない

いこともありうるので、チェックする必要がある。

- (9) 放流管出口で高流速が生じる場合には、集中した高エネルギーの流水を減勢し、下流水路に放流するために、減勢工を設けなければならない。減勢工の形式としては衝撃型減勢工の利用が考えられる。なお洪水吐きの減勢工を併用してもよい。

\*水理公式集 P.319

- (10) 放流管は、良質な在来地盤を切りこんで設置し、埋め戻しは慎重かつ十分な締固めのもとに行なわなければならない。

もし、在来地盤がぜい弱な地質の場合には、置替等の処理を行なって設置しなければならない。このような施工を行なうことは、放流管に作用する外圧を均一にし、かつ軽減するとともに、管路に沿う浸透流の発生を防止するうえに重要である。

放流管は、鉄筋コンクリート造りとし、ヒューム管、高外圧管等のプレキャスト管を用いる場合でも、全管長にわたって、鉄筋コンクリートで巻くものとする。また、放流管は不等沈下等による破損を防止するため、10m間隔程度ごとに継手を設けなければならない。継手構造は可撓性の止水板を用いて水密性を保つものとし、その周辺は鉄筋コンクリートカラーで囲み、カラー本体との間および本体の突合せ部には、伸縮性のある目地材を填充して、漏水を生じないように処理しなければならない。

さらに、放流管の両端部には遮水壁をとりつけるものとし、管中間には管長10~15mの間隔で、管の全周にわたる遮水壁（うなぎ止めと称される）を設けて、放流管の外壁に沿う浸透流の発生を防止する。この遮水壁は放流管の本体と一体構造のものとする。

継手、遮水壁等の設計例を図3.14に示す。

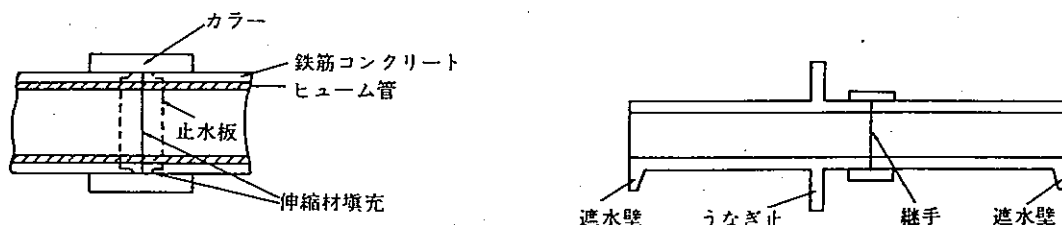


図3.14

## 第4章 堤体の施工および管理基準

### 堤体の施工計画

第24条 堤体工事の着手にあたっては、設計の基本方針、工期、基礎地盤、及び堤体盛土材料の種類等を考慮し、工事が安全に施工でき、しかも所定の工期内に所定の品質の出来形が得られるような施工計画を立てるものとする。

### 解 説

- (1) 堤体の施工計画は、工事に関する諸条件について、設計図書の内容確認及び現地照合をして以下のような内

容について作成する。

- ① 工程計画
- ② 堤体施工計画（堤体基礎、土取場、堤体盛土、法面保護）
- ③ 施工管理
- ④ 安全管理
- ⑤ 防災計画
- ⑥ 仮設計画
- ⑦ その他

(2) 堤体の施工計画を作成するうえで最も注意すべき点は、堤体盛土材料の種類に応じた施工方法の決定である。とりわけ、堤体工事の主要部分は、機械施工により行われているので、施工機械の適否が工事の良否に大きく影響する。

従って、堤体工事の施工計画の策定には適切な施工機械の選定が最も重要であるので、現地の土質（地質）等を十分考慮に入れて、作業の種類、規模等の現場条件に適合した施工機械を選定しなければならない。

堤体の施工には、伐開・除根・掘削、積込み、運搬、敷均し、締固め等の作業があり、一般に多く使用される施工機械を表4.1に示す。

また、締固め機械は、試験盛土の結果に基づいて選定する。ただし、試験盛土が実施されていない場合は、表4.2を参考とする。

表4.1 堤体の土工作業に使用される主な施工機械

作業の種類	土 工 機 械 の 種 類
伐 開 ・ 除 根	ブルドーザ、レーキドーザ
掘 削	ブルドーザ、バックホウ、パワーショベル、トラクタショベル、リッパ
積 込 み	バックホウ、パワーショベル、トラクタショベル
掘 削 ・ 運 搬	スクレープドーザ、スクレエパ、ブルドーザ
運 搬	ダンプトラック
敷 均 し	ブルドーザ
締 固 め	タイヤローラ、タンピングローラ、振動ローラ、ブルドーザ

表4.2 土質材料別締固め機械

締固め機械の種類	堤 体 盛 土 材 料			
	普 通 土	高含水比粘性土	砂 質 土	塊 状 土
タ イ ヤ ロ ー ラ	○	○	○	○
タ ン ピ ン グ ロ ー ラ	○			○
振 動 ロ ー ラ			○	○
ブ ル ド ー ザ	△	△		

注) 1. ○：締固め作業に有効なもの。

△：他の機種が使えず止むを得ず使用するもの。

2. 高含水比粘性土で現場条件等から他の機種が使用できない場合、設計条件を満足しトラフィカビリティが確保できれば湿地ブルドーザを使用してもよい。



(3) 堤体盛土のまき出し厚さ及び転圧機種、転圧回数は、試験盛土を行い決定することを原則とするが、類似の土による施工例のある場合は、特別に試験盛土をせずに土質試験結果を比較検討し、まき出し厚さ及び転圧機種、転圧回数を決定してもよい。また高さが5 m以下の堤体で盛土材料が良質な場合は試験盛土を行わず、表4.3で施工することができるものとする。

礫まじり土および高含水比粘性土については、室内土質試験のみでは施工方法を決めにくいので、試験盛土をするのが望ましい。

表4.3

機 械	まき出し（厚さ）	締 固 め 回 数
ブルドーザ（15t 以上）	30 cm	8 回以上
タイヤローラー（15t ～20t）	30 cm	5 回以上

#### 準備工及び河流処理工

第25条 準備工は、工事準備測量、伐開・除根、工事用道路について実施するものとする。

河流処理工は、堤体施工に支障を及ぼすことなく河川流量を流下させる構造とし、その目的を十分達成できるように行うものとする。

#### 解 説

(1) 工事準備測量は、現場条件と設計図書との照合・確認のほか主要構造物の位置、及び高さ関係を明確にするために行う。又、確実な施工を行うために丁張を設置する。

主な準備測量は、土取場、堤体（放流施設も含む）及び工事用道路等の縦断測量と横断測量である。その他に、用地境界杭の確認や控杭・仮水準基標（仮ベンチマーク）の設置等がある。

(2) 堤体敷地内の樹木・雑草及び有害な雑物（雪、凍結土等）等は、堤体の基礎掘削に先立ち伐開・除根し、除去する。

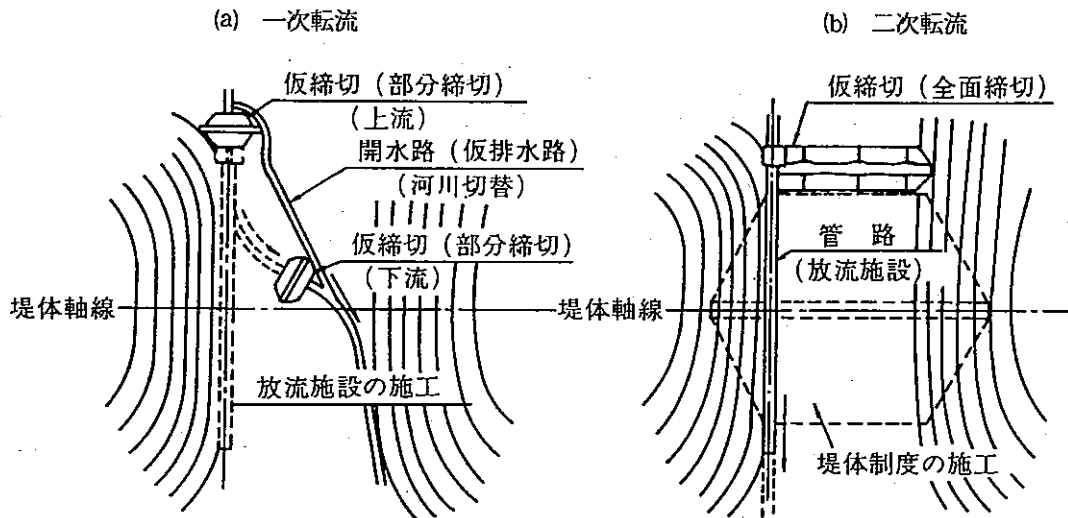
(3) 工事用道路としては、最寄りの主要交通路から工事現場に至る資機材運搬道路と、工事現場内の現場内連絡道路等がある。

資機材運搬道路は、なるべく既設公道を利用するが、運搬量が多量である場合とか、公道の利用が困難な場合には新設又は改良が必要である。

現場内連絡道路は工事の進捗に応じて取り除かれるものもあるので施工の順序や設備等を考慮し、機能的にその目的を達するに十分な構造であればよい。

(4) 河流処理工は、放流施設の設置、堤体の基礎掘削をはじめ、堤体盛土工事を円滑かつ確実に施工するために重要な役目を果たすものである。従って、河流処理工は、堤体工事に支障のない規模と構造とする。

河流処理工は、仮排水と仮締切によって構成され、図4.1に示すように、堤体工事時期により放流施設が概成するまでの期間の一次転流と、それ以降、堤体基礎掘削から堤体盛土工事までの期間の二次転流とがある。それぞれの要素を表4.4に示す。



注) 実線は転流のための仮施設。破線は転流時に行う工事目的物。

図 4.1 河流処理工の構成

表 4.4 河流処理工

	仮排水	仮締切
一次転流	開水路	部分締切
二次転流	管路 (放流施設を利用)	全面締切

(5) 仮締切の施工時期は、出水期を避けるのが原則である。しかしながら、一般に防災調節池が建設される地点においては、流域面積、河川流量、必要とされる仮締切等の規模が小さいことから、特別の場合を除き仮締切の施工時期の規定はしないものとする。

仮締切の設置位置は地形・地質を考慮するとともに、設計図書に明示された堤体軸線、構造物の位置あるいは掘削区域が着工後の現場条件により、多少変更されても支障を受けない位置で、かつ本体工事の作業に支障のない位置を選定する。

仮締切は、洪水時の越水によって簡単に破壊しない構造としなければならない。又、仮締切が堤体本体の一部となる場合は、本体と同様に入念な施工をしなければならない。

#### 堤体基礎工

第26条 基礎掘削工は、基礎地盤の性状を十分把握したうえで、設計条件を満足する深さまで掘削し、断面に急変のないように仕上げるものとする。

2 軟弱地盤における基礎処理工の施工にあたっては、設計に盛り込まれている基礎処理工の内容および現地条件、工期等を十分に理解し、適切な施工を行う。

3 透水性地盤における基礎処理工の施工にあたっては設計図書に明示された所定の目的が達せられるよう、現地の地盤条件を十分に勘察し、適切な方法で施工するものとする。

解 説

(1) 堤体は、岩盤はもとより、軟弱地盤や透水性の地盤上にも建設される。基礎掘削は、基礎地盤の地質構成によって異なるので、施工に際しては、地質調査結果を十分に検討して、掘削機種や掘削手順及び掘削方法を決定する。

基礎掘削の対象地盤は、おおまかに以下のように分類される。

- ① 普通地盤
- ② 軟弱地盤及び透水性地盤
- ③ 岩 盤

1) 普通地盤

普通地盤とは、一般的に軟弱層の分布が極めて薄いか、ほとんど存在せず、基礎層（洪積世や新第三紀層等）の露頭がある場合を指し、設計上でも基礎掘削の施工については、表層部を薄く除去するのみにとどめている。このような地盤条件の場合には、トラフィカビリティも確保でき、基盤層の掘削もそれ程困難でないことから基礎掘削や基礎仕上げには、ブルドーザを用いる。

2) 軟弱地盤及び透水性地盤

透水性地盤とは、軟弱層をはさむ砂層や砂礫層により構成される場合を指す。透水性地盤及び軟弱地盤については、設計の段階で定められた基礎処理工を所定の水密性や強度が得られるよう適切な方法で施工をしなければならない。なお、基礎掘削は、湿地ブルドーザ、超湿地ブルドーザ、あるいは湿地タイプのバックホウ等、接地圧の低い機械を選定し、走行性の確保や下層の練り返しを防止することに配慮する。

3) 岩 盤

岩盤の場合の基礎掘削及び基礎仕上げについては、普通地盤と同様に表土層はブルドーザにより掘削し、著しく固い部分は、リッパーやブレイカーを用いる。

(2) 基礎掘削の対象地盤が土質基礎であって、最終仕上げ後の表面が乾燥して硬化したり、細かいクラックが発達している土質の場合には、堤体盛土の施工に先立ち、これを除去するか、場合によっては散水して、入念に転圧する。

堤体基礎地盤の仕上げ面は、表4.5に示す点に十分留意して施工する。

表4.5 堤体基礎仕上げの留意点

項 目	留 意 点
形 状	<ul style="list-style-type: none"> <li>○著しい不陸がないか否かの確認。</li> <li>○設計図書にある寸法との照合。</li> </ul>
性 状	<ul style="list-style-type: none"> <li>○設計強度を十分満足しているか否かの確認。</li> <li>○有機物を多量に混入する表土層が残存しているか否かの確認。</li> <li>○分布する土質が事前調査結果と著しく異ならないか否かの確認（主に目視により行い、必要な場合はポータブルコーン試験等により確認）。</li> <li>○仕上げ面が乾燥して硬化していたり、クラックが発達していないか否かの確認。</li> </ul>
そ の 他	<ul style="list-style-type: none"> <li>○湧水等堤体の安定上支障となる現象のチェックと適切な処置がなされているか否かの確認。</li> </ul>

## 堤体盛土材料の採取

第27条 堤体盛土材料は、土取場の地形、地質、地下水等現場の条件に合った掘削方法を検討し、所定の品質が得られるように採取するものとする。

- 2 土取場の土質が、堤体盛土材料として不適切であると判断された場合には、土取場の変更又は、材料の調整等を行うものとする。

### 解 説

#### (1) 土取場の決定

土取場の決定に際し、試料を採取して室内土質試験や現場での試験施工を行い、所定の設計値が得られる材料であるか否かを確認する。なお、不適切な場合には、再度調査を行い、土取場の変更ないし材料調整等を行うものとする。

また、現場条件等を十分に考慮した施工計画を立てるものとする。

#### (2) 盛土材料の許容粒径

普通土、高含水比粘性土、砂質土は、粒径が小さいので一般に最大粒径を規制する必要はないが、材料の中に巨礫を含む場合や塊状土の場合は、締固め後盛土の中に空けきが残ったり、さらにそこがみずみちとなったりして強度低下の原因となることもあるので、最大粒径を原則として堤体盛土まき出し厚さの75%以下とすることが望ましい。

#### (3) 伐開・除根・表土はぎ

堤体盛土材料の採取に先立ち、土取場内の樹木、雑草および有害な雑物等は伐開・除根し、除去しなければならない。

#### (4) 排水工の施工

土取場には、トラフィカビリティの確保や周辺への影響を考慮して、排水工を施工しなければならない。また、地下水位の高い所、含水比の大きい所などでは、トレンチを掘るなどして堤体盛土材料の含水比の低下をはかるものとする。

#### (5) 堤体盛土材料の採取

堤体盛土材料の採取にあたって地形、土質、運搬距離等を考慮して施工機械を選定する。

土取場から得られる堤体盛土材料は、採取範囲及び採取深度によって試験試料と含水比や粒度等が異なることがあるので、この場合、含水比や粒度の調整が必要である。

#### (6) 不良土の処理

土取場で発生した堤体盛土材料として不適切な材料の処理は防災上の安全性や周辺の環境面を考慮して捨土しなければならない。

## 堤体盛土の締固め基準

第28条 堤体盛土の締固め基準は、原則として乾燥密度による締固め度で規定するものとする。ただし、高含水比粘性土の場合は、飽和度又は空気間げき率で規定してもよい。

#### (1) 乾燥密度による規定

まき出し各層ごとにJIS A 1210 (突き固めによる土の締固め試験方法) の呼び名1:1の方法による最

大乾燥密度の90%以上の密度になるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

(2) 飽和度または空気間げき率による規定

まき出し各層ごとに飽和度85%以上又は空気間げき率10%以下になるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

解 説

堤体盛土の締固めは原則として締固め度で規定するものとするが高含水比粘性土などの材料では空気間げき率で規定することにした。

盛土の締固め基準は次の通りである。

(1) 乾燥密度による規定

乾燥密度による規定としては、一般には、D 値による規定が多く用いられている。

$$D \text{ 値} = \frac{\text{現場乾燥密度}}{\text{室内最大乾燥密度}} \times 100 (\%)$$

防災調節池は、堤高15m未満であるので、一般にはそれほど高いせん断強度を必要とせず又浸水（貯水や降水による）時の沈下もある程度は差支えないと考えられていることから、設計においてはD 値 $\geq 90\%$ において得られる諸係数を採用している。

(2) 飽和度又は空気間げき率による規定

高含水粘性土は、飽和度又は空気間げき率によって規定することにした。

通常飽和度 $S_r \geq 85\%$ 又は空気間げき率 $V_a \leq 10\%$ において浸水による強度低下は少ないと考えられていることから、一般には $S_r \geq 85\%$ 又は $V_a \leq 10\%$ を規定の標準としている。

堤体盛土の施工方法

第29条 堤体の施工は原則として出水期をさけて行なわなければならない。

- 2 堤体の敷地は盛土に先立って、雑草、樹木の根、有機物を含む表土、及び雑物等を除去しなければならない。
- 3 傾斜面に盛土する場合は、段切りを行なわなければならない。
- 4 試験施工は、堤体盛土の施工に先立ち現場において実施することを原則とする。
- 5 堤体盛土の施工は、試験施工の結果を基に、土質材料の種類に応じて所定の締固め度や透水係数等が確保されるように行うものとする。特に盛土の締固めにあたっては、施工時の含水比に留意するものとする。

解 説

(1) 段切りは、盛土の滑動を防止するために行ない、その標準は、最小高さ50cm、最小幅100cmとする。

(2) 試験施工の目的

- 1 土取場における土質材料が、事前に行われた室内土質試験や試験盛土での土質材料と著しく異ならないかを確認すると同時に、監督員及び請負者が適切な堤体盛土の施工を行い得るよう盛土材料についての確認を図ること。
- 2 施工計画に基づいた施工方法で十分に満足のいく堤体盛土の施工が可能であるか確認すること。

(3) 試験施工は代表的な盛土材料について行ない、まき出し厚さ30~40cmで3層以上とする。

試験施工には本工事で使用する転圧機械を用いて盛土締固め基準に合致するまで転圧し、必要な転圧回数を決定するものとする。

#### (4) 堤体盛土の施工

##### 1) 施工含水比

盛土の施工において、第28条に示した締固め基準にもとづく適切な施工を行うためには、盛土材料の施工含水比の管理が重要な要素のひとつである。この場合、施工時の天候等に十分注意を払い、所定の締固め基準が得られるように施工時の含水比を確保するように特に留意する必要がある。所定の含水比が確保できない場合は、含水比の調整や施工方法等を検討して、締固め基準を満足した堤体を築造するものとする。

##### 2) まき出し方向及び転圧方向

堤体内への浸透水を防止する目的から堤体盛土材料のまき出し及び転圧は、堤体軸線と平行に行うことを原則とする。

##### 3) 転圧面の盛りつき

まき出した盛土材料は、その日のうちに締固めが完了し、降水に対して十分な表面排水ができるよう盛土表面を平坦に仕上げなければならない。翌日、ひきつづき盛土を行う場合は、盛土転圧面があまり平坦にならないようにして盛りつきし、相互のなじみをよくしなければならない。

##### 4) 法面の転圧

堤体盛土法面の締固めは、適切な機種を選定し、入念な転圧を行うものとする。

##### 5) 降水時による施工休止の条件

堤体盛土工事は、気象条件の影響を大きく受ける。

特に、施工不能降水量は、盛土材料の種類や降水継続日数等により必ずしも一律ではない。試験施工の結果など参考に、設計条件を満足し得るような施工含水比が得られない降水量のあった後には施工を休止する必要がある。

##### 6) クラック発生時の処置

軟弱地盤上に堤体盛土を行うと、地盤の不等沈下により放流施設部や軟弱地盤部と地山アバット部の境界付近にクラックが発生する危険性があるので、十分に注意して施工しなければならない。

堤体盛土にクラックが生じた場合は、将来漏水や堤体崩壊の原因となるので、すみやかに処置しなければならない。

クラックの処置方法としては、クラック発生及びその周辺の盛土をクラックが発生していない深度まで掘削し、堤体盛土と同一の材料で置換えるのが一般的である。

#### (5) 降水の処理

降水に対する留意点としては、以下の点がある。

1) 堤体盛土面上は、上流方向に排水に必要な片勾配、又は堤軸線を境にして上下流方向へ勾配をもたせ、表面を平坦に締固め排水を良くし、かつ降水の浸透を防止する。

2) アバット部等の切土部は、法肩部に排水溝を設けて排水し、法面部に流出しないようにする。長大法面の場合には、法面部に排水溝を設け、盛土面上に雨水ができるだけ流出しないよう注意する。

3) 次のまき出しを急ぐ盛土面、重要な走路面等はシートで覆う。

#### (6) 湧水処理

基礎地盤からの湧水は、単に堤体盛土施工の障害となるばかりでなく、盛土材料のせん断強度の低下やパイピングの原因ともなるので、十分な注意が必要である。従って、現地調査の結果から湧水的位置や量等を的確

に把握して、湧水処理を施しながら盛土材料で埋戻したり、又は、グラウト処理あるいはフィルター材や円筒管等を用いて適切な処理を行わなければならない。

#### 接合部の施工

第30条 堤体と基礎地盤及び堤体構造物との接合部は、十分な水密性が得られるように入念に施工するものとする。

#### 解 説

##### (1) 基礎地盤の接合部の施工

基礎地盤に凹凸等がある場合は、これを整形掘削、あるいは硬い地盤の場合コンクリート、填充土等によって、盛土施工の締固めが十分にでき、なじみがよくなるよう仕上げる必要がある。この場合は、整形勾配はできるだけ緩やかな勾配にすることが望ましい。

上記の表面処理を行った後、本施工に先行して盛土材料の含水比の変化をきたさない範囲で、基礎地盤を湿润にしておく。

##### (2) 構造物との接合部の施工

洪水吐き放流施設等のコンクリート構造物と堤体盛土との接合部では、沈下やクラックが生じ漏水の原因となることもある。堤体盛土と構造物との接合部の沈下の原因は、基礎地盤の沈下及び盛土自体の圧縮沈下のほかに、場所が狭いため締固めが不十分となり易いことなどがある。

構造物との接合部の施工方法は、次のような点に留意して行うものとする。

- ① コンクリート構造物と埋戻し材の接合部は、埋戻し材料の含水比に留意してなじみよく施工する。
- ② 埋戻しは、小型ブルドーザ等により平坦に敷均し、ダンプトラック等による高まき出しは避ける。
- ③ 埋戻し材料のまき出し厚さは、概ね小型締固め機械の場合5～10cm、タイヤローラ等の場合20cm程度とし、入念に締固める。

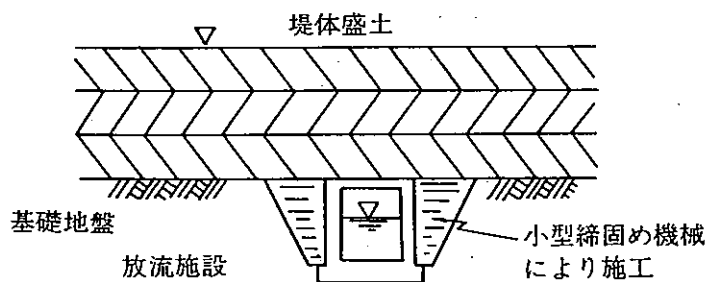


図4.2 構造物周辺部の施工

## ドレーンの施工

第31条 堤体内に設けるドレーンは、定められた材料を均質にまき出し、締固められるように施工するものとする。

### 解 説

堤体内に設けられるドレーンのうち、特に水平ドレーンとインターセプターについて次の留意点を配慮して確実に施工するものとする。

- ① 施工機械に付着している粘性土は、施工前によく清掃し、まき出し、転圧時にドレーン内に混入しないようにする。
- ② 材料によっては、過転圧によって細粒化することがあるので転圧回数を必要以上に多くすることは避ける。
- ③ 施工中は、絶えずドレーン材料の中に隣接するゾーン材料が混入しないようにする。
- ④ 降水後は、必ずドレーン施工面を点検し、表面の異物等は撤去してから施工する。
- ⑤ 施工中は、たえず材料の変化に注意する。
- ⑥ 筋状ドレーンの場合は、掘削した溝の側面が崩れ、その土がドレーン材料に混入しないよう注意する。

### 堤体の品質管理

第32条 堤体盛土の施工にあたっては、土質材料に応じて品質管理を行うものとする。

品質管理は、盛土材料及びドレーン材料に対し行い、搬入時の材料の試験と施工時の品質確認の試験を実施するものとする。

- 2 動態観測は、軟弱地盤上の、あるいは高含水比粘性土からなる堤体盛土に対して必要に応じて行うものとし、これにより基礎地盤及び堤体の挙動を常に把握しながら工事を進めるものとする。

### 解 説

#### (1) 品質管理の目的

- ① 工事の欠点を未然に防止すること。
- ② 品質のばらつきをできるだけ少なくすること。
- ③ 工事に対する信頼性を増すこと。

#### (2) 品質管理の方法

品質管理の方法としては、定められた試験を実施して統計的手法により管理して行く方法と、目視による管理法とがある。

盛土材料別の管理項目、頻度、規格値は、表4.6に示す通りである。

なお、目視による管理も十分に行って、品質管理試験結果を補足する必要がある。



表 4.6 品質管理規格表

材料名		管理試験内容	頻 度	規 格 値
堤 体 部	普通土・砂質土・塊状土	材 突 固 め 試 験	盛土当初及び土質の変化時に3ヶ	—
		料 粒 度 試 験		
	施 工	含 水 量 試 験	毎日1回、3ヶ	$W_{opt}$ より湿潤測で $\gamma_{dmax}$ の90%に相当する含水比 $W_{opt}$ :最適含水比(%) $\gamma_{dmax}$ :突固め試験で求めた最大乾燥密度( $g/cm^3$ )
		現 場 密 度 測 定	各層毎又は3,000 $m^3$ 毎に3ヶ	$\gamma_{dmax} \geq 90\%$
	高 含 水 比 粘 性 土	材 突 固 め 試 験	盛土当初及び土質の変化時に3ヶ	—
		施 工	含 水 量 試 験	毎日に1回、3ヶ
	現 場 密 度 測 定		各層毎又は3,000 $m^3$ 毎に5点	$S_r \geq 85\%$ 又は $V_a \leq 10\%$ $S_r$ :飽和度(%) $V_a$ :空気間げき率
	工	コ ー ン 試 験	各層毎又は3,000 $m^3$ 毎に5点	材料に応じて決定
	ド レ ー ン	材 料	粒 度 試 験	2,000 $m^3$ 毎に1回
透 水 試 験			$K \geq 10^{-3} cm/s$ K:透水係数( $cm/s$ )	

注) 堤体部に砂質土、塊状土を用いる場合には、必要に応じ透水試験を行う。この場合の規格値の目安としては、 $K=10^{-5} cm/s$ 以下を目標とすることが望ましい。

(3) 結果の整理

試験結果は毎日整理して、工程能力図等に図示するとともに必要な時点でヒストグラムに整理しておくとい。

特に工程能力図は工事の進捗に伴う品質の変化を見ることができ、異常値の事前予測や原因の検討を行う上で便利である

(4) 品質不良の処置

品質管理試験で規格値以下の値が発生した場合は、その原因を直ちに追求し、類似の事態を再発させないための処置をとらなければならない。

(5) 動態観測は、調査・設計時に予測した現象が実際に生じているかどうか、対策工法の効果が予測どおりであるかどうかを照合し、予期しなかった挙動が生じたときには一刻も早くその原因を追求し、対策を実施するものとする。

動態観測は、主に、以下に述べるような装置及び計器類を用いて行われるが、計測にのみならず目視による観察を行うことも大切である。

目視による観察としては、次の項目があげられる。

- ① 堤体盛土法面のはらみ出し(特に、高含水比粘性土からなる盛土)。
- ② 堤体盛土部及び基礎地盤のクラックの有無。

③ 堤体盛土法尻部付近の基礎地盤の盛上り、側方変位。

④ その他。

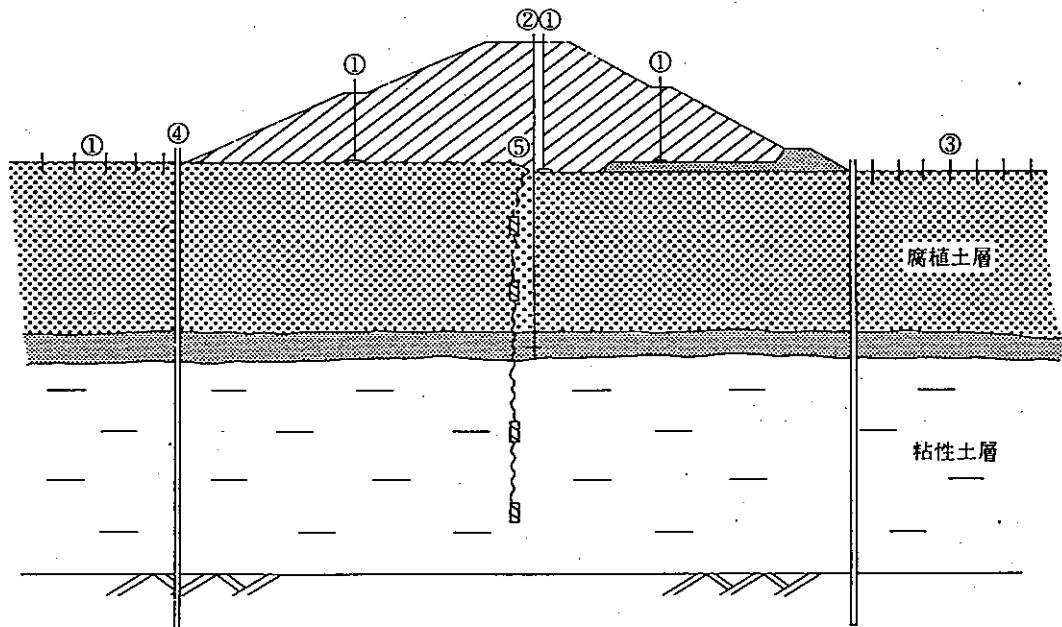
必要な測定項目としては、沈下量、間げき水圧、側方変位があるが管理目的別に整理すると表4.7のようになる。

又、一般的な条件での計器配置例を図4.3に示す。

表4.7 管理目的測定項目

測定項目	利 用 目 的	
	沈下管理	安全管理
沈下量	◎	◎
間げき水圧	○	○
側方変位	-	◎

注) : ◎ 実施頻度が高いもの



① 地表面層沈下計 ② 深層型沈下計 ③ 変位ぐい又は伸縮計 ④ 地中変位計 ⑤ 間げき水圧計

図4.3 軟弱地盤での計器配置例

(6) 施工後の異状時の処理

堤体施工後、特に軟弱地盤上および高含水比粘性土からなる堤体盛土部において、目視により法面のはらみ出し、クラック等の異状現象が露見された場合には、押さえ盛土等の適切な処理をするものとする。その際、渇水期において自己流域流量で湛水可能な場合には必要に応じ湛水試験を行うとよい。

維持管理

第33条 完成後の堤体の安定および調整池の機能を確保するため、維持管理を完全に行なわなければならない。

解 説

(1) 少なくとも年一回草刈を行ない堤体の完全なことを確かめるものとするが、さらに豪雨、地震などの直後は、その都度、堤体細部にわたり点検を行なうものとする。

また天端、小段などの排水はつねに良好であるよう手入れし、さらに出水後、堤体に付着した塵埃類は取り除かなければならない。

(2) 放流管のゲートあるいはバルブ類はペンキ塗り替え、潤滑油の補給など怠らないようにし、出水期前には必ず操作試験を行ない、不備の点はただちに修理しておかなければならない。

## 第5節 防災調節池技術基準（案）

### 第1章 総 則

#### 適用範囲

第1条 宅地開発等に伴い、恒久的な施設として、堤高の低いダム（高さ15m未満）による調節池（防災調節池という）を築造する場合には、この基準によるものとする。

#### 解 説

河川上流域にお宅地化等に伴い、河川流域の流出機構が変化し、当該河川の流量を著しく増加させる場合に、下流河川改修に代って洪水を調節する手段として低いダム式の防災調節池を設ける場合が多い。

この基準は、このような調節池についての一般的かつ基本的な規定を示すものである。

「堤高」とは、「ダムの非越流部天端」の標高と、「基礎地盤」の標高との差で示される（下図参照）。但し、基礎地盤の置換が広範囲になるダムにあっては、下図の軸線における「ダムの非越流部天端」の標高とこの位置の置換部分の最低標高との差をさす。

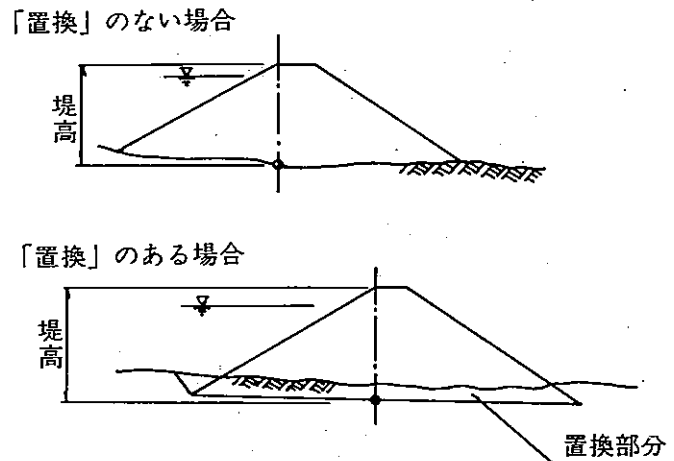


図1.1 ダムの標高

#### 計画規模

第2条 防災調節池計画の雨量規模は、下流河道改修の規模に拘らず、年超過確率1/50の雨量を下廻らないものとする。この場合短時間集中型や長時間連続型も満足するものでなければならない。

#### 解 説

(1) 防災調節池は集水面積が小さく、高さも低いのでダム構造基準より大幅に緩和すべきであるとの意見もある

が、人家の連担した区域内にあるので、下流河道の計画規模に拘らず十分安全なものとするべきであるとして確率1/50を下廻らないものとした。

(2) 下流で許容される放流量（第13条解説(1)参照）が大きい場合は、短時間集中型の降雨により、また放流量が少量の場合は、2日、3日連続型の長雨により、貯水池の容量が決められるのが一般的である。

従って、24時間雨量等で検討しただけでは十分でなく、幅広くチェックする必要がある。なお、既往の著名な実績洪水についてもチェックしておくものとする。

#### 洪水調節方式

第3条 調節池の洪水調節方式は自然放流（孔あきダム）方式とする。

#### 解 説

宅地開発の行なわれる区域は、一般に河川の本支川上流域である場合が多く、調節池の設置地点も流域面積が非常に小さい（普通5ha以下の場合が多く、1haに満たない場合も多い）ため、降雨開始から洪水発生までの時間が極めて短いので、洪水調節方式は人工操作によらない自然放流方式とし確実に調節効果をあげるようにした。

#### 貯留・浸透施設との併用

第4条 防災調節池の対象とする流域に設置される貯留・浸透施設が、良好な維持管理が担保され流出抑制機能の継続が確保できる場合には、防災調節池と併用して計画することができるものとする。

#### 解 説

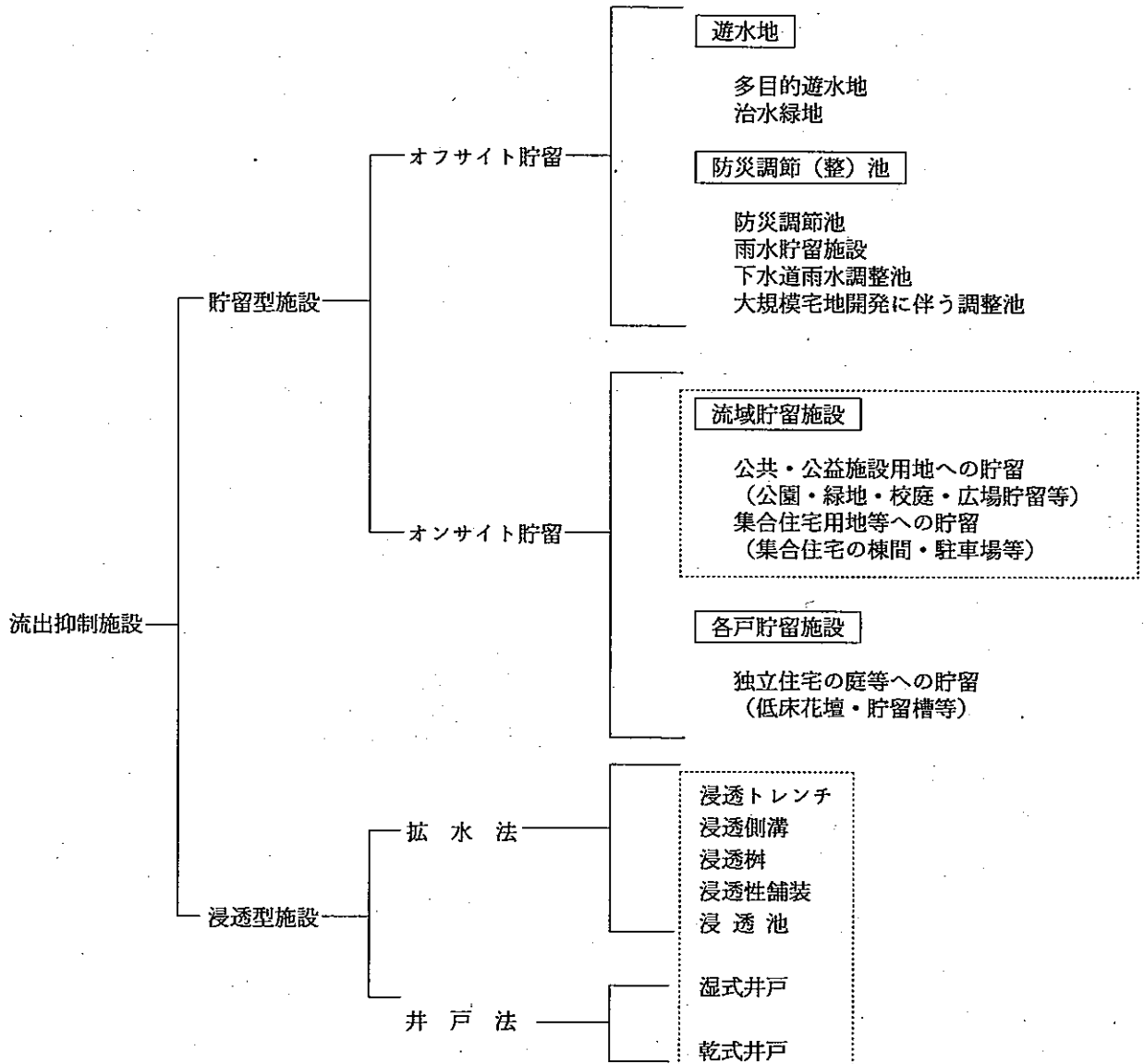
(1) 貯留・浸透施設は、雨水を一時貯留もしくは地下に浸透させ、流域のもつ保水機能を適正に確保することによって、下流河川への洪水流出の抑制を目的とする流域における治水対策の一つである。

貯留・浸透施設が、流出抑制施設としての機能と良好な維持管理の継続性が確保できる設置場所は、公園・緑地・校庭・集合住宅の棟間等の公共公益施設用地等である。

貯留・浸透施設は、本来の土地利用機能を阻害しない範囲で設けられる比較的小規模の施設で構成されることが通例であるため流出抑制能力には限度があり、大規模な宅地開発地区では調節池と併用することとなる。この場合、以下の条件を満たすことにより調節池は、貯留・浸透施設の効果を見込んで計画できるものとする。

- ① 貯留・浸透施設の機能の継続性が確保できるものであること。
- ② 貯留・浸透施設の設置場所は、原則として施設の良好な維持管理が期待できる公共公益施設用地等であること。
- ③ 浸透施設においてはゴミ・土砂等の流入によって機能が低下する場合があるので、必要により除じん対策等を講じるものとする。
- ④ 貯留・浸透施設の設置者と設置後の施設管理者が異なる場合には、機能維持のための管理に関する協定が定められていること。
- ⑤ 貯留・浸透施設は「流域貯留施設等技術指針（案）」（建設省河川局都市河川室監修、日本河川協会発行昭和61年）に基づいて計画設計されたものであること（浸透能力調査については「参考資料 浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査マニュアル試案」参照）。

(2) 流出抑制施設とは、自然流域の持つ保水・遊水機能を適正に確保することによって、下流河川に対する洪水負担の軽減を目的として設置する貯留型および浸透型施設の総称であり、施設の形態あるいは構造により図1.2の様に分類される。



注) 流域貯留施設 防災調節池および調整池との併用の対象となる貯留・浸透施設

図1.2 流出抑制施設の分類

図1.2において

1) オフサイト貯留

オフサイト貯留とは、開発流域下流等に河川・下水道・水路等によって雨水を集水して貯留し、流出を抑制するもので現地外貯留とも呼び、遊水池・防災調節池等はこれに当たる。

2) オンサイト貯留

オンサイト貯留とは、雨水の移動を最小限におさえ、雨が降ったその場所で貯留し、雨水の流出を抑制す

るもので、現地貯留とも呼び、公園・運動場・駐車場・集合住宅の棟間等の流域貯留施設あるいは、各戸貯留施設などが一般にはオンサイト貯留にあたる。

### 3) 流域貯留施設

流域貯留施設とは防災調節池に代表される貯留型施設のうち公園・校庭等の公共公益施設用地および集合住宅の棟間等の空間地に、本来の土地利用機能を損なわないよう低水深の貯留機能を持たせ、その敷地内に降った雨を一時貯留（オンサイト貯留）させることにより流出抑制を図る施設をいう。

本基準では、以下「貯留施設」という。貯留施設の構造は、一般に小堤および浅い掘込となる。貯留施設は、設置場所あるいは貯留方法により以下ようになる。

公園貯留：公園の広場、池等の空間地に設ける貯留施設をいう。

校庭貯留：校庭の全部または一部を利用して設ける貯留施設をいう。

棟間貯留：集合住宅の棟間の芝地等に設ける貯留施設をいう。

駐車場貯留：屋外駐車場に設ける貯留施設をいう。

空隙貯留：公園、校庭等の空間地を掘削し、碎石等で置換することにより、地下に空隙を設けて貯留する施設をいう。

### 4) 浸透型施設

浸透型施設は、雨水を地下に浸透させることによって流域からの流出抑制を図ることを目的として設置する施設である。本基準では以下「浸透施設」という。

浸透施設には地表近くの不飽和帯をとおして雨水を分散浸透させる拡水法と、井戸により地中の透水層に浸透させる井戸法がある。

その形式は拡水法の浸透施設としては、浸透枿・浸透トレンチ・浸透側溝・透水性舗装等があり、井戸法には乾式井戸と湿式井戸がある。

以下拡水法および井戸法の構造形式について説明する。

#### ① 拡水法

浸透枿：枿の底面を碎石で充填し集水した雨水をその底面より地表浅所の不飽和帯を通して放射状に分散浸透させるます類をいう。

浸透トレンチ：掘削した溝に碎石を充填し、さらにこの中に浸透ますと連結された有孔管を設置することにより雨水を導き、碎石の側面及び底面から、不飽和帯を通して地中へ帯状に分散浸透させる施設をいう。

浸透側溝：側溝底面を碎石で充填した雨水をその底面より、不飽和帯を通して帯状に分散浸透させる側溝類をいう。

透水性舗装：雨水を直接舗装体に浸透させ、舗装体の貯留及び路床の浸透能力により、雨水を地中へ面状に分散浸透させる舗装をいう。

#### ② 井戸法

乾式井戸：井戸内が滞水層に達していない井戸をいう。

湿式井戸：井戸内が滞水層に達している井戸をいう。

### 5) 貯留・浸透施設

本基準では貯留施設と浸透施設を併せて呼ぶ場合以下「貯留・浸透施設」という。

## 多目的利用

第5条 防災調節池は、公園・運動施設等として多目的に利用することができるものとする。

### 解 説

防災調節池は、治水施設として洪水時の流出抑制を目的とするが、住宅地に隣接しているため、平常時には周辺の土地利用となじみにくい場合がある。このため調節池の構造を配慮することにより、公園・運動施設等として多目的に利用することができるものとした。

調節池を多目的に利用することは、土地の高度利用に資するばかりでなく、景観を改善し市街地環境を向上させる等期待される多くの効用がある。

なお多目的利用にあたっては以下の事項に留意して行うものとする。

- ① 治水上の支障が生じないように導入施設や植樹に配慮すること。
- ② 導入施設の利用機能確保のため、湛水頻度やその継続時間に配慮した導入施設の配置構造とするとともに、避難通路等を設置するなど利用者の十分な安全が確保されるよう配慮すること。
- ③ 調節池の管理者と導入する施設の管理者の間で、機能および安全衛生上等の管理内容を定めておくこと。
- ④ 調節池の多目的利用にあたっては「第4編防災調節池の多目的利用指針（案）」にもとづいて計画・設計されたものであること。

## 第2章 計 画 基 準

### 洪水ピーク流量の算定方法

第6条 洪水のピーク流量は、合理式（ラショナル式）によるものとする。

### 解 説

#### 合理式

$$Q_p = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに  $Q_p$  : 洪水のピーク流量 ( $m^3/s$ )

$f$  : 流出係数

$r$  : 洪水到達時間内の平均降雨強度 ( $mm/hr$ )

$A$  : 流域面積 (ha)

本基準の場合、ピーク流量は、洪水吐きの設計時にのみ必要とする。すなわち、設計対象がダムであるため、容量および放水管の設計に必要なものは、計画流量ハイドログラフであり、ピーク流量は直接必要としない。なお、 $r$  は確率降雨強度～継続時間曲線（図2.1は東京中央气象台資料による作成例）により求める。



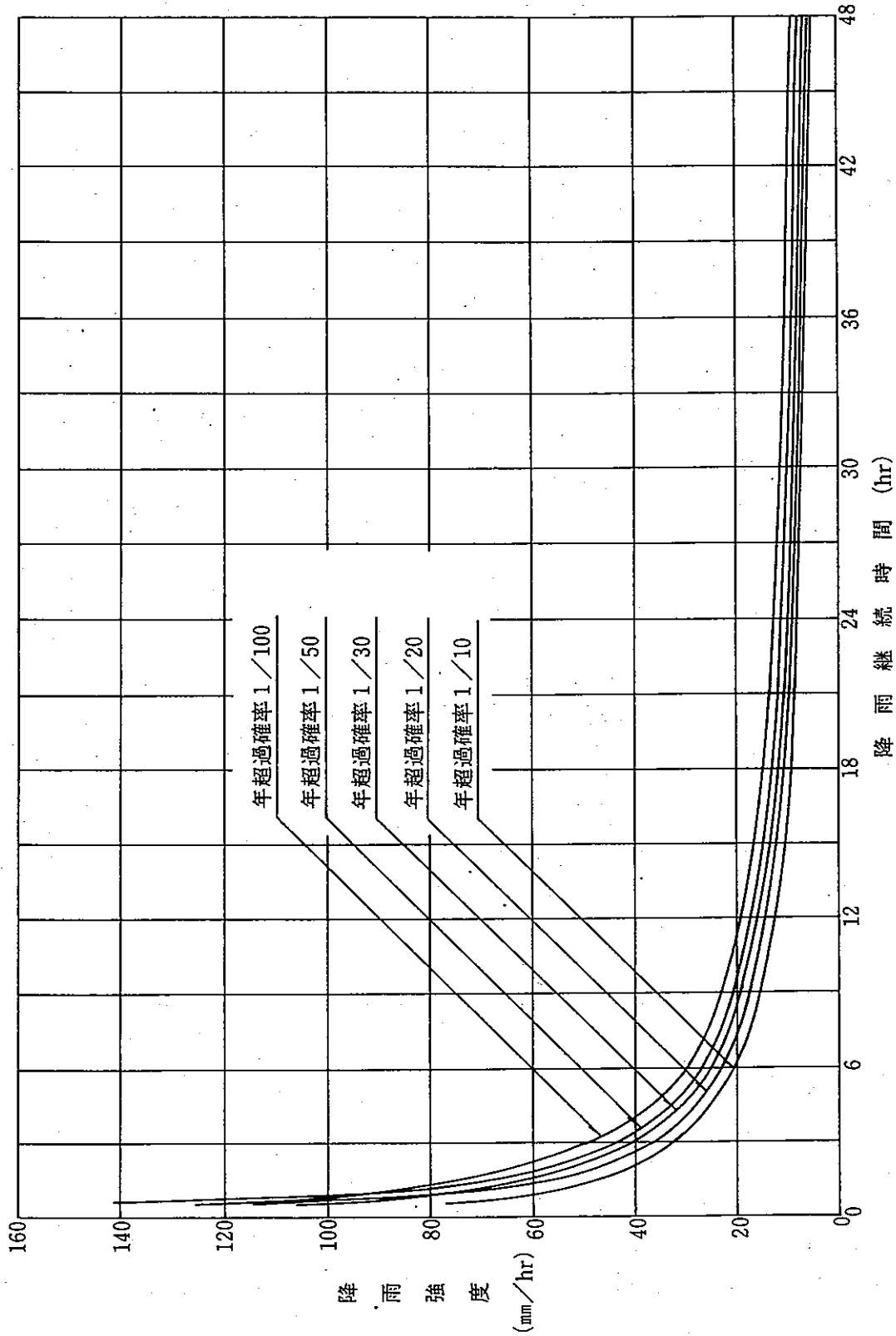


图 2.1 確率降雨強度~継続時間曲線 (東京)

## 洪水到達時間

第7条 合理式に用いる洪水到達時間は次の等流流速法、土研式および角屋式により算出し、妥当なものを用いる。

### 解 説

合理式を用いる時には、洪水到達時間の決定が重要であるが、造成地面積が狭いため、10分～20分の程度になることもめずらしくない。このような短い洪水到達時間の調査には種々の困難があって、十分の精度では論じられない。また、洪水到達時間を求める際には、まだ宅地の排水計画が十分決定されていない段階のこともあり、問題が多い。

ここでは等流流速法と土研式ならびに角屋式を用い、三つの式の算出値を総合的に判断して妥当なものを用いることとしたが、一般的な造成地に対して上記三つの式で算出するとかなりの差があるため、等流流速法を主体にし、土研式、角屋式の計算結果を参照して、洪水到達時間を決定するものとする。

この場合、等流流速法については、合理式で求められた流量に応じる流速が等流流速法で求めた流速と大きな差異が生じないことを検討してから用いるよう注意し、土研式については、その適用をデータ範囲から著しく隔たらないように留意しなければならない。

#### (1) 等流流速法

この方法は、洪水到達時間を洪水時の雨水が流域から河道へはいるまでの時間（流入時間 $t_1$ ）と流量計算地点まで河道を流れ下る時間（流下時間 $t_2$ ）との和であるとする方法（ $t_e = t_1 + t_2$ とする方法）である。

流入時間 $t_1$ については、開発前に対しては流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間をとる。開発後に対しては一般に下水道計画において使用される5～10分程度をとる。

流下時間については、開発後に対して次式による。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、 $t_2$ ：河道流下時間（hr）、L：河道延長（m）、V：管路においてはManning式により求めた満管流速、開水路においては計画流量程度の流量に対し、Manning式により求めた流速（m/sec）。

なお、粗度係数に関しては、小さめに見積った方が $t_e$ は小さめの値に算出される。

#### (2) 土研式

土木研究所では全国の流出試験地について、到達時間 $t_e$ をまとめたところ次の式をえた。

$$\text{開発後 } t_e = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \dots\dots\dots (2.3)$$

ここで、 $t_e$ ：洪水到達時間（hr）、L：河道延長（m）、S：河道の勾配である。なお、上式の適用範囲は、 $L/\sqrt{S} = 4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^5$ （m）までである。

これらの式では $t_e$ は降雨ピークから洪水ピークまでの時間の2倍として求めた値である。

#### (3) Kinematic Wave理論による計算式

土木研究所は同じく全国流出試験地について角屋氏らが提案した洪水到達時間の推定式に対して次のような結果を得た。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot \gamma_e^{-0.35} \dots\dots\dots (2.4)$$

ここで、 $t_p$ ：洪水到達時間（min）、C：流域の土地利用状態等で決まる定数、 $\gamma_e$ ：有効降雨強度（mm/hr）、A：流域面積（km<sup>2</sup>）である。有効降雨強度 $\gamma_e$ （mm/hr）は降雨強度と流出係数との積として算出する。Cの値は開発前ではC=180、開発後ではC=60とする（第3編の計算例「計算例-3」参照）。

## 流出係数

第8条 流出係数は、開発前後の流域の状態について調節池の計画地点、流域の地被の状況、土地利用、流域の地質等を考慮した値を用いるものとする。

### 解 説

(1) 流出係数の値を定めることは極めて難しい。一般的に流出係数の値は降雨強度、降雨の継続時間、地質、流域の地被の状況、流域勾配、流域平面形状等によって変化するほか対象とする流域の位置、大きさの程度によって変化するものである。

本基準では、「建設省河川砂防技術基準（案）」で標準値とされている値を基とし、建設省が実施した全国流出試験地調査の結果などを考慮して防災調節池の洪水吐き等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値を定めた。

(2) 開発前、開発後の流出係数の標準値

開発前および開発後の流出係数の標準値として次の値を用いるものとする。

表 2.1 防災調節池の洪水吐き等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値

土地利用状況	流出係数	備 考
開 発 前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開 発 後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開 発 後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

1) 開発後の標準値は土地利用計画およびその地域の建ぺい率等にもとづいて、開発後の不浸透面積率を算定し、不浸透面積率が40%以下であれば開発後(1)の、40%以上であれば開発後(2)の流出係数標準値をとる。

2) 上記標準値は、防災調節池流域全体に適用するのを原則とするが、開発後流域内の緑地、保全林面積率および畑地面積率が10%以上である部分は畑地、緑地、保全林地区の流出係数として開発前の標準値を適用し、面積を重みとする加重平均値を流域全体の流出係数とすることができる。

3) 開発地区の近傍において、開発後の地形、流域の地被の状況、土地利用、流域の地質等に関して類似した流域で洪水時流出観測資料が整備されている場合はこの観測資料に基づいて開発後の流出係数を定めてもよい。

4) この標準値は流域の地質の状況による因子を含んでいないが、建設省土木研究所などの全国流出試験地のデータによると流出係数の値は流域の表層地質によっても大きな影響を受けるという結果が示されている。

流域の表層地質が第四紀火山岩類ローム層、火山灰層、風化花崗岩など浸透性の高い地質の場合の流出係数は浸透性の低い流域に比べ一般に小さくなる傾向を示している。

しかし、浸透性流域の観測データが少なく、この調査結果はまだ十分に確認されたものとはいえないことから、このような流域についての流出係数を3)の方法によって定める場合には、表2.2の値を下まわらないよう定めるものとする。

図2.2に流域の地質による流出係数の生起頻度を示す。

不浸透面積とは、おおむね建物の屋根面積、舗装道路面積および舗装された駐車場面積等の和である。

表 2.2 浸透性流域の流出係数の下限値

開 発 前	0.5
開 発 後 (1)	0.7
開 発 後 (2)	0.9

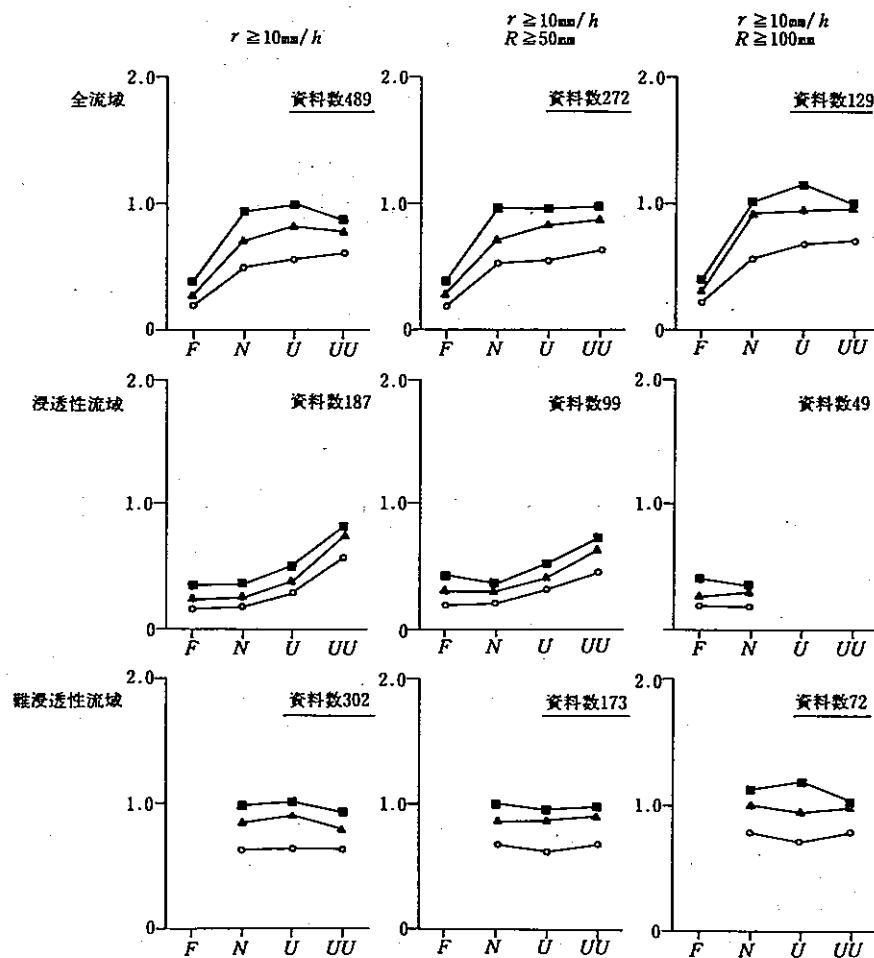
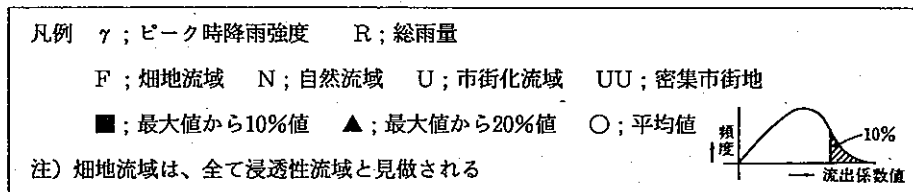


図 2.2 流出試験地に於ける流出係数の生起頻度

計画対象降雨

第9条 調節池の洪水調節容量を算定するために用いる計画降雨については、年超過確率1/50の降雨強度～継続時間曲線（以下「確率降雨強度曲線」という）を用いて後方集中型の降雨波形を作成し、これを計画対象降雨として用いるものとする。使用する降雨継続時間は、実際に洪水調節数値計算を行なって最大の必要容量を与えるものを用いる。

解 説

- (1) 防災調節池の趣旨は、ほぼ河川の代替物を意図したものであり、処理対象洪水も、河川が対象とするものと同等のものでなければならない。その意味から本基準も超過確率1/50、後方集中型（後述）をえらんだ。
- (2) 調節池が貯留で洪水を処理しようというものであることから、ピーク流量よりも総降雨量とその集中度（降雨波形）が問題となる。降雨波形については、この問題を直接しかも完全に解決するような理論波形はまだないが、それに準ずるものとして最近用いられた中央および後方集中型降雨波形は同じ1/50確率降雨波形群中、確率理論的に考えられるもっとも高い集中度を示す波形であることから、これを採用することにした。次に中央集中型と後方集中型については、一般にはほとんど差がなく、下流許容放流量が小さい場合にのみ、後者が少し大きい位であるのでとくに積極的な意味はないが安全をとって後方集中型を採用した。

\* 第13条解説(1)。

\*\* 許容流量が0になると再び同じになる。

- (3) 波形の作成法は図2.3のように時間軸後方から到達時間 ( $t_c$ ) 毎に強度を決めるものとし、いずれの継続時間 ( $n \cdot t_c$ ) にたいしても、平均降雨強度が強度曲線を満足するものであるようにする。

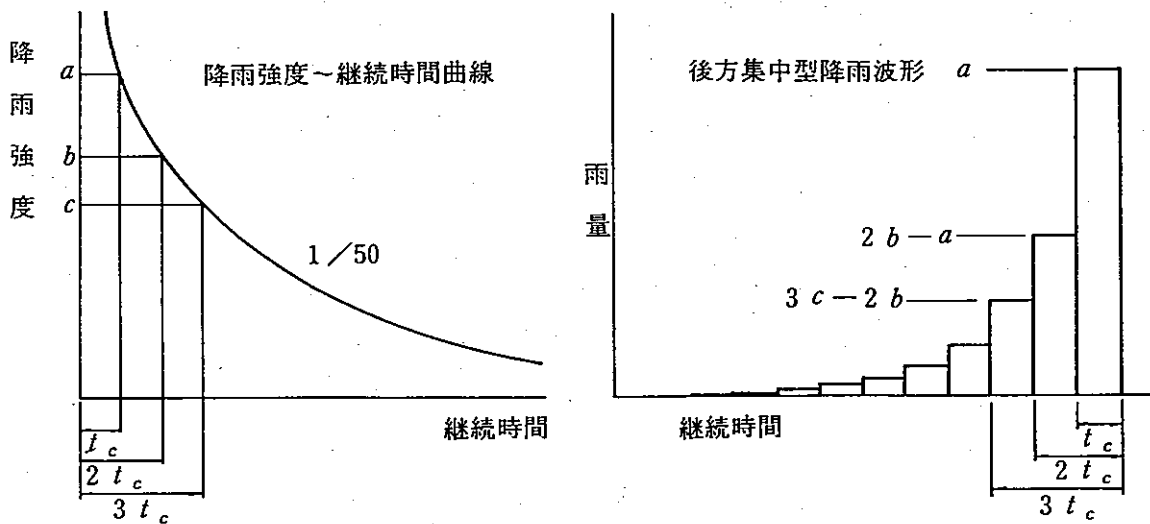


図2.3 後方集中型降雨波形の作り方

- (4) 降雨継続時間としては、下流許容放流量  $Q$  が相当に大きければ（例えば、その比流量  $q = Q/A > 2 \sim 3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ）、24時間程度のもので一般に十分であるが、 $Q$  が非常に小さい場合は、総降雨量つまり継続時間の増加とともに必要容量は増加を続ける。そこで本条のように規定した。なお実際には継続時間を24時間づつ増加させて、それぞれ必要容量を求め、これが一定量になったところで決定される。しかしいつまでも増加を続ける場合には、その増加量が、必要容量の3%以下になったところで、その容量（それまでの計算で求めた必

要容量)の10%増をもって必要容量としてよい。この場合、この10%増(ひいては水位増)に伴う放流管よりの流量増は無視してよい。

参考までに、ある実例を用いた試算によれば、許容放流量の変化に対する必要な降雨継続時間は次表のようになる。

表 2. 3

許容放流量の比較量	必要な降雨継続時間
$q \geq 2$ (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	24 (hr)
$2 \geq q \geq 1.5$	48
$1.5 > q \geq 1.0$	72
$q < 1.0$	>72

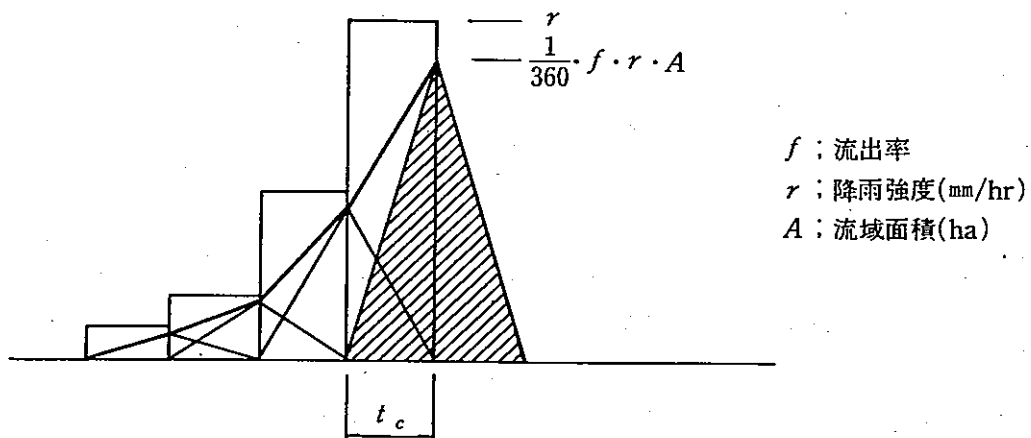
(5) 以上の検討のほかに、既往実績降雨についても、洪水吐き越流の有無をチェックすることが好ましい。

#### 流出ハイドログラフの算出 その1

第10条 洪水波形への変換は合理式によるものとし、流出率を用いて、図 2. 4 の方法により算出する。

#### 解 説

(1) 本法は単位図法と合理式の組み合わせである。合理式によるピーク流量の算定には普通流出係数を用いるが、本法は流出ハイドログラフの算定を目的とするため流出係数の代わりに流出率を用いるものとする。



\* 図 2. 4 流出ハイドログラフの算出 (合理式)

(2) 開発前・開発後の流出率の標準値

開発前・開発後の流出率の標準値として、次の値を用いるものとする。

表 2.4 防災調節池の流入量算定に用いる流出率の標準値

土地利用状況	流出率	備 考
開 発 前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開 発 後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開 発 後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

- 1) 当流出率は第8条解説(1)、流出係数と同様の資料により導いたものである。
- 2) 開発後の標準値は、土地利用計画及びその地域の建ぺい率にもとづいて開発後の不浸透面積率を算定し、不浸透面積率が40%以下であれば開発後(1)の、40%以上であれば開発後(2)の流出率標準値をとる。  
不浸透面積とは、おおむね、建物の屋根面積、舗装道路面積および、舗装された駐車場面積等の和である。
- 3) 上記の標準値は、防災調節池流域全体に適用するのを原則とするが、開発後流域内の緑地、保全林面積および畑地面積率が10%以上である部分は緑地・保全林及び畑地に対しては開発前の標準値を適用し、その他の地区については前項2)の方法に基づいて開発後(1)または開発後(2)の値を適用し、面積を重みとする加重平均値を流域全体の流出率とすることができる。
- 4) 開発地区の近傍において、開発後の地形、流域の地被の状況、土地利用、流域の地質等に関して類似した流域で洪水時、流出観測資料が整備されている場合は、この観測資料にもとづいて開発後の流出率を定めてもよい。
- 5) なお第8条(2)～(4)浸透性流域における流出係数の場合と同様、4)の方法によって流出率を定める場合には次表の値を下まわらないよう定めるものとする。

表 2.5 浸透性流域の流出率の下限値

開 発 前	0.5
開 発 後 (1)	0.7
開 発 後 (2)	0.7 (0.9)

浸透性流域の開発後(2)の流出率は不浸透面積率が60%以上の場合は浸透性が低くなると考えられるため、地質の状態によらず難浸透性流域と設定し、流出率を0.9とする。

参考までに当値の基礎データとなった流出試験地の生起確率上位10%値、20%値、および平均値を図2.5に示す。

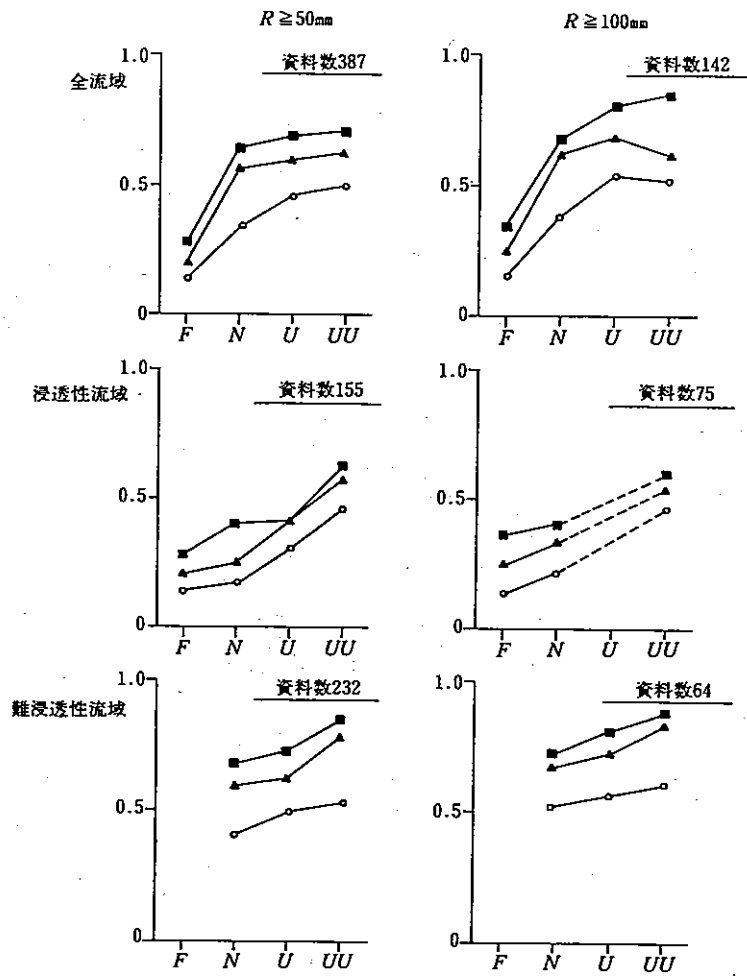
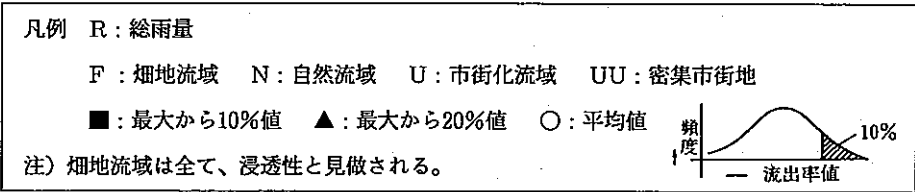


図 2.5 流出試験地に於ける流出率の生起頻度

流出ハイドログラフの算出 その2

第11条 流出ハイドログラフの算出は、修正RRL 法によることもできるものとする。  
 修正RRL 法の計算にあたっては、以下の手順をふむ。

- (1) 不浸透面積率の決定。
- (2) 下水道配管図による等到達時間域図、およびS ~Q カーブの算出。
- (3) 降雨ハイツグラフ (波形) から流出ハイドログラフの算出。

解 説

修正RRL 法は、下水道の敷設されているような既成市街地に対して発展してきたものであり、流域形状、土



地利用、下水道配管図およびその管内貯留などを反映させているのが特徴である。加えて、貯留施設の組み入れが容易である。

(1) 不浸透面積率 ( $I_{np}$ : %) の決定

不浸透域とは、屋根、道路、舗装された運動場、駐車場等の浸透のおこらない地域を指す。大略10~20年後を想定した計画不浸透面積率を決定する必要がある。これまでの実測例では表 2. 6 の例がある。

(2) 等到達時間域図およびS ~Q カーブ作成

下水道配管計画図 (図 2. 6) を用いて

- 1) 個々の管の満管時流速 (V) を算出する。

表 2. 6

流 域 種 別		$I_{np}$ (%)	A (ha)	
商 業 区 域	豊橋駅前商店街	78.0	68	
住 宅 地 区	東京都谷端川排水区 (池袋の西)	53.1	540	
	東京都桃園川排水区 (高円寺付近)	49.0	511	
団 地	区画整理事業	(千葉県湖北台)	41.6	144
		(千葉県北小金)	43.1	230
		(千葉県新検見川)	37.6	78
		(京都八幡団地)	38.4	186
		(横浜霧ヶ丘団地)	44.0	113
	中層住宅のみ	(湖北台)	21.1	186
		(北小金)	28.3	113

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \text{ (m/sec)} \dots\dots\dots (2.5)$$

R: 径深 (パイプの場合  $D/4$ ) (m)、D: 管径 (m)

I: 管勾配、n: 粗度係数 (0.015)

- 2) 管長 (L) を V で除し、各管流下所要時間 ( $t_i$ ) を算出し、配管図に記入する (図 2. 7 参照)。

- 3) 流域割は亀の甲型により、流域面積に応じて等到達時間域図を求める。

50 ~ 100ha	3分=180秒毎
100 ~ 500ha	5分=300秒毎
500ha 以上	10分=600秒毎

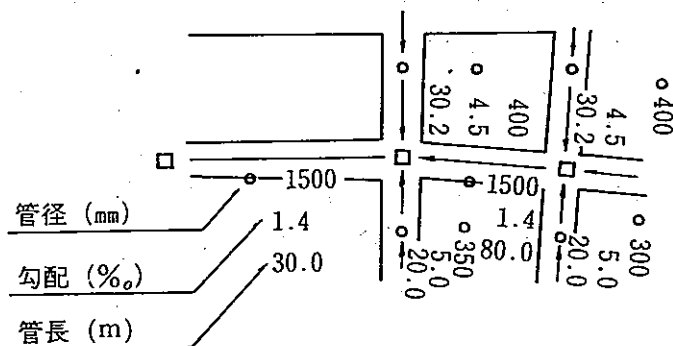


図 2. 6 下水道配管計画図

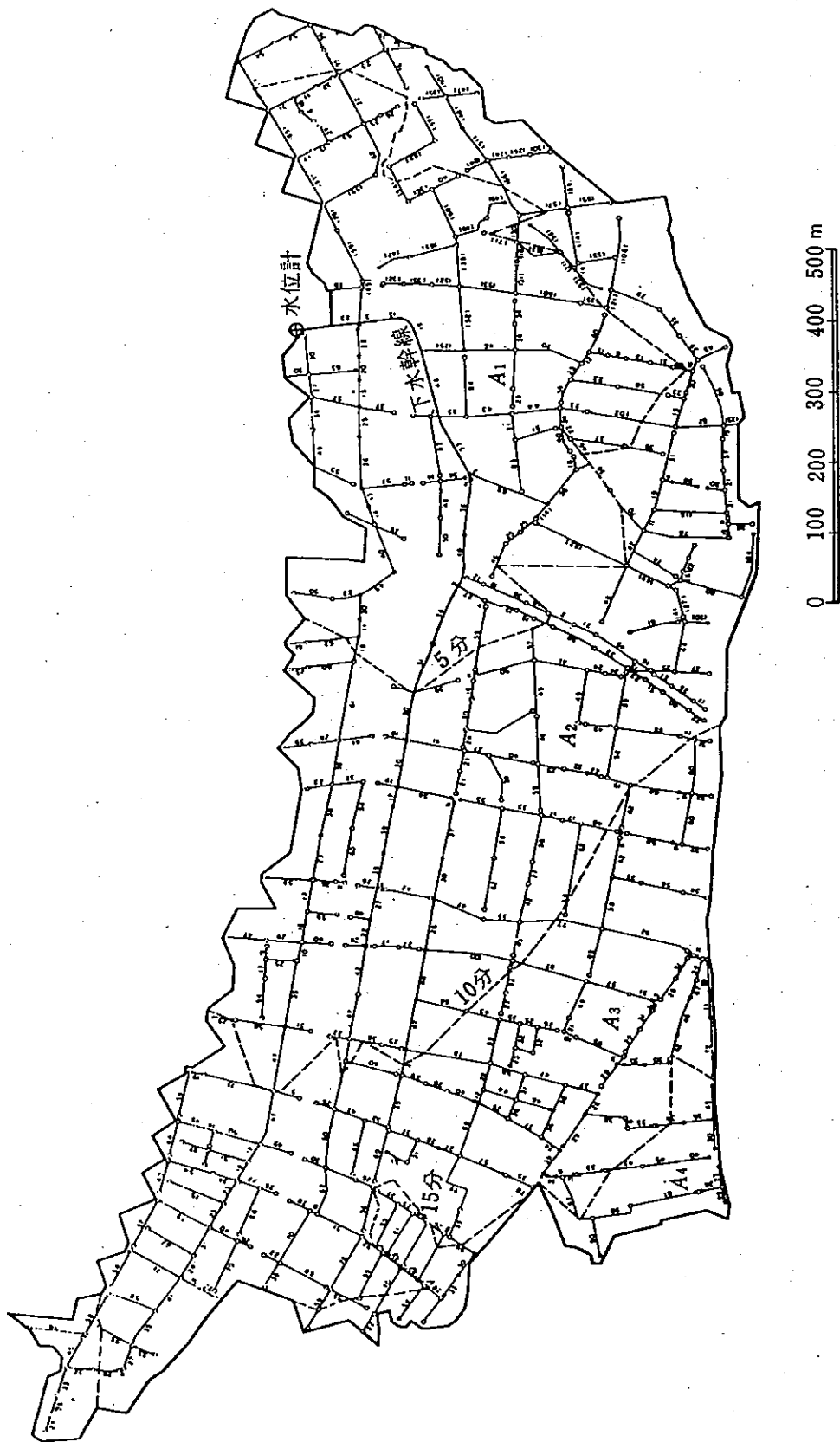


图 2.7 等到達時間域图 单位：分

4) S (貯留量) ~ Q (流出量) カーブの考え方の根拠は、流域に相応の水量がたまらないとそれに対応する流出も起こらないという考え方によるものである。まず下水道管に対する S ~ Qカーブの算出は、厳密に行えば非常に複雑なので、以下に簡便法と厳密法について説明する。

- ① 厳密法：下水道のすべての個々の管について、勾配、直径、その流域面積を求め、各種の有効雨量 (Q: mm/hr) に対する等流水深を求めて加えあわせ総貯留量 (S: mm) を得る。
- ② 簡便法：流域面積および最大到達時間より、図 2. 8 を用いて、 $Q=30\text{mm/hr}$  時の  $S_{30}$  を求める。  
次に  $S=KQ^m$  として K を得る。なお下水道幹線が 2 本以上ある際は、個々の流域面積を用いて、加重平均により求める等の安全側の措置が必要である。ただし本式の適用は、全管満管水量 ( $S_{\text{max}}$ ) までとする。
- ③ 下水道計画が立案されていない場合は、図 2. 8 より判断して、安全側の S ~ Qカーブを用いるものとする (安全側とは S が小さいものをさす)。

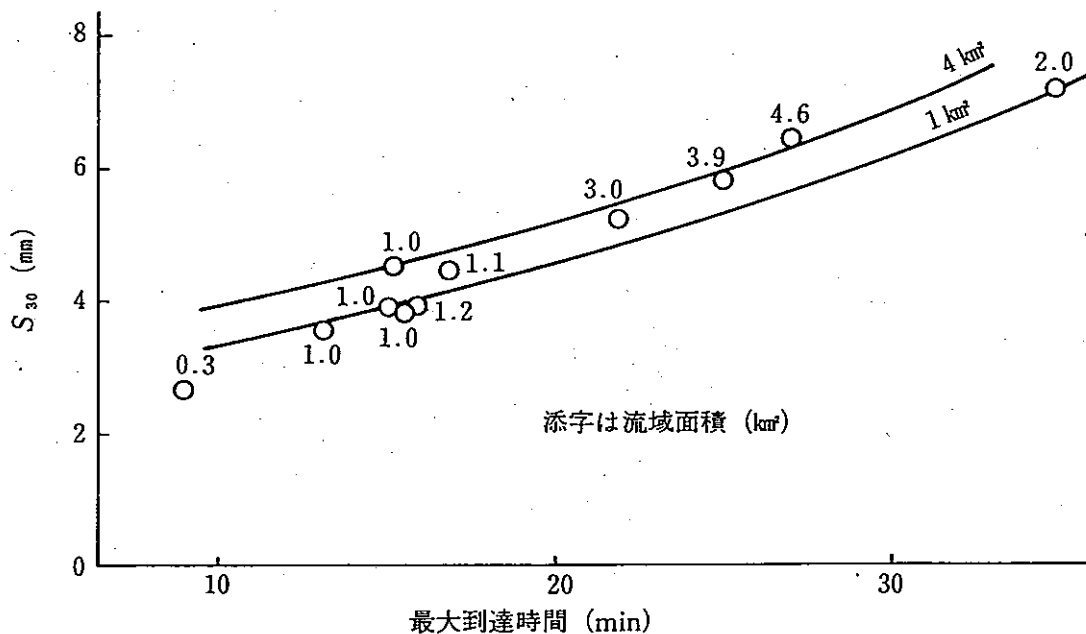


図 2. 8  $S_{30}$  の求め方

④ 本 S ~ Qカーブの作成法では、下水管下流端満管 ( $Q=25\sim 40\text{mm/hr}$ ) までしか求められないが、それよりあとについては、全管満管 (約 7 mm) まで直線外挿し、あとは一定とする。以上は下水管内貯留分であるが、この他地表面貯留分として、

$Q=20\text{mm/hr}$	$S=0\text{mm}$
65 "	2 "
100 "	4 "
150 "	6 "

と上のせするものとする (図 2. 9 参照)。

この上のせ分については、もっと大きなものが観測されてはいるが、安全側ということでこれらの値を採用した。

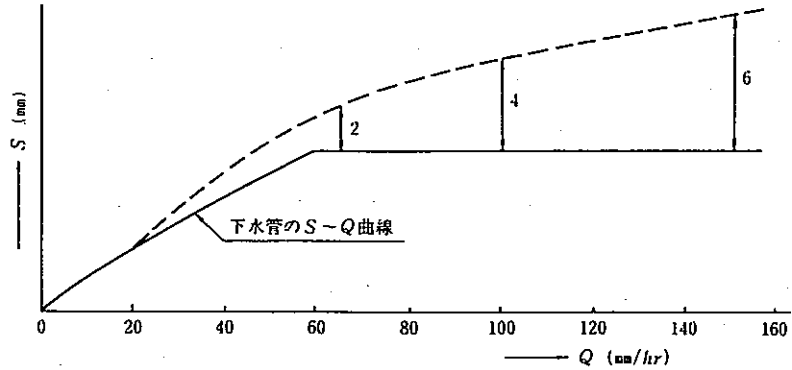


図 2.9 地表面貯留を考慮したS~Q曲線

(3) 流出ハイドログラフの算出方法

計画降雨ハイトグラフ（時間変化図）を流出ハイドログラフに変換するにあたっては、

- 1) 有効雨量の算出
- 2) 流入ハイドログラフの算出
- 3) 貯留追跡計算

の3段階計算を行なう。

1) 有効雨量の算出

前述の計画降雨ハイトグラフ（時間変化図、後方集中型）を対象として不浸透域に降った降雨は、初期2mmだけを、初期損失+凹地貯留分としてカット、あとはすべて有効雨量とする。浸透域については、降雨継続時間中浸透能 $F_{cmm/hr}$ （=一定）をカットし、他にその残分から、初期損失+凹地貯留分としては4mmをカットする。両者の有効雨量ハイトグラフ（時間変化図）に面積のウェイトをかけてたしあわせ、有効雨量ハイトグラフがえられる。 $F_c$ については、ローム質台地では8~10mm/hrが得られており、安全側をとって8mm/hrとする。地下水位の高い低平地などでは相当小さくする必要がある。

2) 流入ハイドログラフの算出

各等到達時間域について有効降雨をかけ、時間のずれを考慮して合成する。

計算方法は下図の通りである。

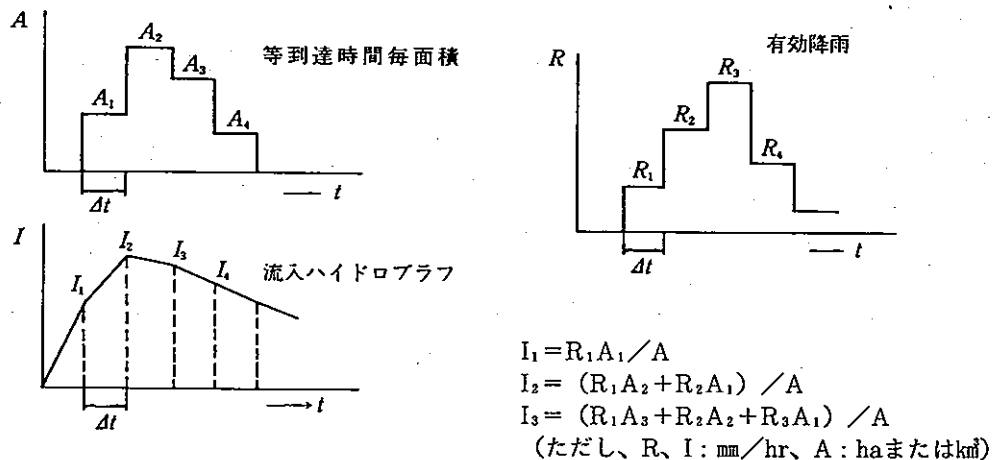


図 2.10 流入ハイドログラフの算出法

3) 貯留追跡計算

ii) で求めたハイドログラフを入力 (I) として、連続式  $I-Q = \frac{dS}{dt}$  および S~Qカーブを用いて流出 (Q) ハイドログラフを求める。

この連続式の解法は、まず連続式から

$$\left( \frac{I_n + I_{n-1}}{2} - \frac{Q_n + Q_{n-1}}{2} \right) \Delta t = S_n - S_{n-1} \dots\dots\dots (2.6)$$

ただし、nは時間を表す添字で、 $\Delta t$ 時間前後の値を意味する。

本式により

$$S_n + \frac{Q_n}{2} \cdot \Delta t = \frac{I_n + I_{n-1}}{2} \cdot \Delta t + S_{n-1} - \frac{Q_{n-1}}{2} \cdot \Delta t \dots\dots\dots (2.7)$$

$n-1$ の時の値はわかっているから (Iはすべて既知) 左辺の値が求まる。次に S~Qカーブから  $S + \frac{Q}{2}$   $\Delta t \sim S$  (または Q) のカーブを求めておけば  $S_n \sim Q_n$  はそれぞれ求まる。

貯留・浸透施設を併用する場合の流出ハイドログラフの算出

第12条 貯留・浸透施設を併用した場合の流出ハイドログラフの算出は、以下の手順によって行う。

(1) 流域の分割  
 防災調節池の流域を貯留・浸透施設を通過して流出する区域 (以下、「間接流出域」という) と、それ以外の防災調節池に直接流出する区域 (以下、「直接流出域」という) に分割する。

(2) 直接流出域の流出ハイドログラフ  
 直接流出域からの流出ハイドログラフの算出は第10条または第11条の方法に準拠して行う。

(3) 間接流出域のハイドログラフ  
 貯留・浸透施設への流入ハイドログラフを第10条または第11条の方法により求め、第13条に示す洪水調節計算により貯留・浸透施設からの流出ハイドログラフを算出する。

(4) 貯留・浸透施設併用におけるハイドログラフ  
 直接および間接両流出域からの流出ハイドログラフを合成し、これを貯留・浸透施設併用による防災調節池への流入ハイドログラフとする。

解 説

(1) 貯留・浸透施設を併用して防災調節池を計画する場合、その流入ハイドログラフは貯留・浸透施設による流出抑制効果を考慮したハイドログラフにより洪水調節容量を算定することとなる。

貯留・浸透施設を設置する場合の防災調節池への流入ハイドログラフ算定の概念は図2.11に示すとおりである。

(2) 貯留・浸透施設は、流域内に分散して設置されるので、対象流域からの流出ハイドログラフは、個々の施設について洪水調節計算によって求めた間接流出域からの流出ハイドログラフと、直接流出域からの流出ハイドログラフを排水系統に従い上流から下流に向かって合成していくことによって算出することを原則とする。

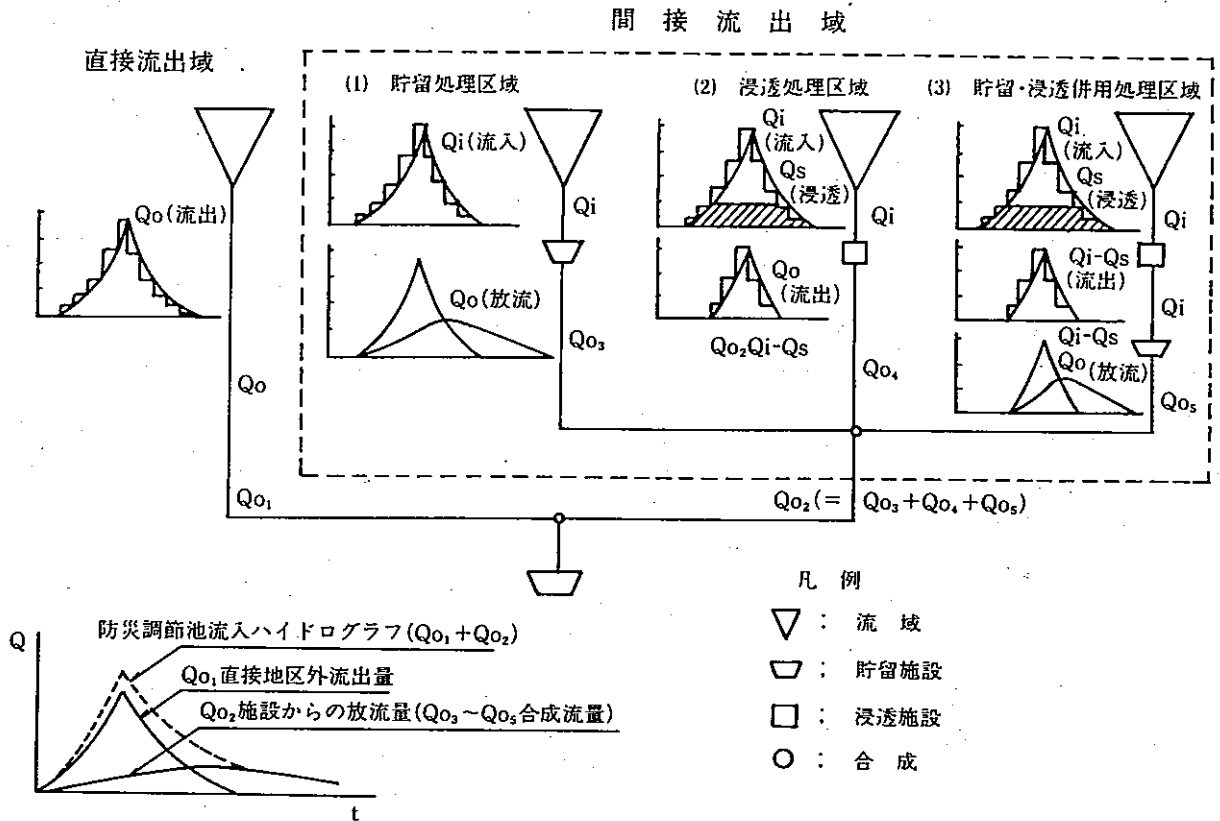


図 2.11 貯留・浸透施設併用の場合の流出ハイドログラフ算出の概念図

但し貯留・浸透施設が流域内に数多く散在するケースでは、上述の間接流出域からの流出ハイドログラフの算出は公園貯留や校庭貯留等個々の施設の水利特性を調べ、同一特性にある施設を統合し、簡素化したモデルを用いてもよいこととする。

これは個々の施設を組みこんだモデルで算出した流出ハイドログラフによる防災調節池の洪水調節容量と簡素化したモデル施設で算出した流出ハイドログラフによる洪水調節容量と比較した結果、計算上ほとんど差がないことによるものである（第3編第2章4.5参照）。

ここでは参考として貯留・浸透施設を統合してハイドログラフを算出するモデルについて示す。

### 1) 貯留施設の統合手法

貯留施設の計算上の統合による簡素化したモデル施設の諸元は、図 2.12 に従って計算するものとする。具体的には個々の貯留施設計画諸元のうち、放流比流量、集水量積の単位面積当りの貯留量、貯留水深等がほぼ同一値であるものを図 2.12(2)により、一つの貯留施設としてモデル化する。

次に図 2.12の(2)4によりモデル施設の放流孔の断面方法を設定する。

このモデル施設による年超過確率 1/50 のハイドログラフに対する洪水調節計算を行ない、貯留施設を通過する間接流出域からのハイドログラフを算出する。

(1) 貯留施設の水利特性が類似である施設の抽出

- 集水区域に対する単位面積当たりの貯留量
- 放流比流量
- 貯留水深
- その他

(2) モデル施設の貯留部諸元の設定

1. 各施設の貯留可能容量の和  $\Sigma V$  を求める。
2. 各施設の貯留面積の和  $\Sigma A$  を求める。
3. モデル施設の貯留水深  $H$  は 1. による  $\Sigma V$  と 2. による  $\Sigma A$  の比による平均水深として次式により与える。

$$H = \Sigma V / \Sigma A$$

4. モデル施設の放流孔の設定

モデル施設の放流孔の形状は矩形とし以下のように設定する。

- 放流孔の高さ  $D$

$$D = \Sigma (Q_i \cdot D_i) / \Sigma Q_i$$

ここに  $D_i$  ; 個々の施設の放流孔の高さ (m)

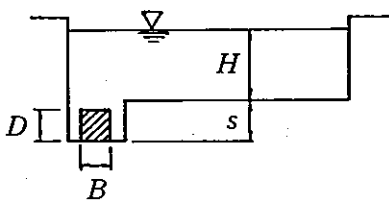
$Q_i$  ; 個々の施設の放流量 ( $m^3/s$ )

$\Sigma Q_i$  ; 個々の施設の放流量の和 ( $m^3/s$ )

- 放流孔の幅  $B$  はオリフィスの式により求める。

$$a = \Sigma Q / (c \cdot \sqrt{2g(H+s-D/2)})$$

$$B = a / D$$



ここに  $a$  ; モデル施設の放流孔の所要断面積 ( $m^2$ )

$H$  ; 統合施設の貯留水深 (m)

$s$  ; 貯留部周辺に設置される集水側溝の深さ (m)

$c$  ; 流量係数 (0.6~0.7の適切な値)

$g$  ; 重力の加速度 = 9.8 ( $m/s^2$ )

\* 貯留可能容量は貯留施設の設置場所における土地利用機能・地形および利用者の安全性からの制約により定められる貯留可能面積と貯留限界水深によって設定される容量をいう。

ただし貯留可能容量と貯留施設としての計画貯留量が一致しない場合があるので、防災調節池との併用時に計上する貯留量は、貯留機能の継続性が確保できる値をとることとなる。

この場合貯留施設としての計画貯留量がその下限値となる。

図 2. 12 貯留施設の統合によるモデル施設の諸元計算手法

## 2) 浸透施設の統合手法

複数の浸透施設を統合したモデル施設としての浸透強度は、個々の施設の集水面積、計画浸透強度を整理し、集水面積による加重平均値として設定する。

モデル施設を通過する間接流出域からのハイドログラフの算出に用いるモデル施設の換算浸透量は、この浸透強度を用いた合理式により算出する。また浸透施設の砕石等の置換材料の空隙貯留量を計画に見込む際には個々の施設の有効空隙量の総和の80%とする。

モデル施設としての設計浸透量設定の手順を図2.13に示す。

但し、図2.13(2)において個々の浸透施設のうち、その浸透強度 $r_i$ が防災調節池の計画規模となる年超過確率 $1/50$ の流出高 $\gamma_e$  (mm/hr) より大きい場合はその値 $\gamma_e$ をもって計画浸透強度 $r_i$ としてモデル施設の浸透強度 $\bar{r}$ を算出するものとする。

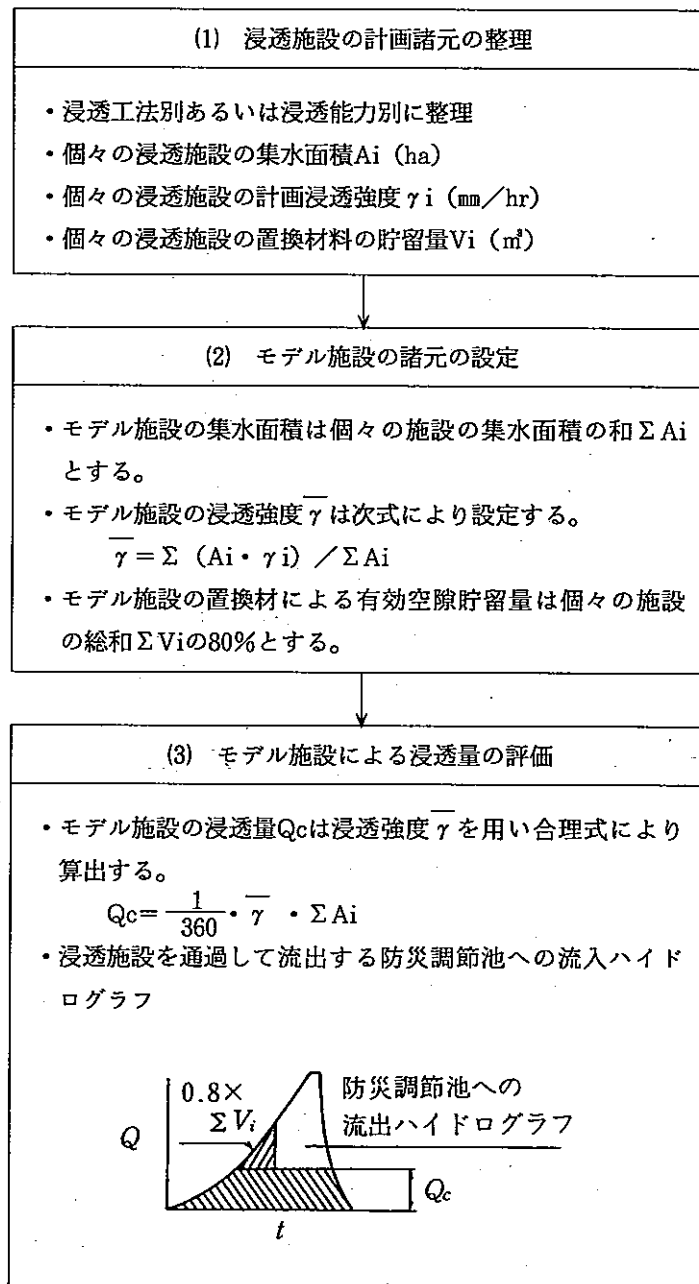


図2.13 浸透施設を統合したモデル浸透施設の諸元設定手順



## 洪水調節容量の算定法

第13条 調整池の洪水調節容量は、宅地開発の行なわれた後における洪水流量（確率1/50）を、調節池下流の許容された放流量（下流許容放流量と呼ぶ）まで調節するために必要とする容量であり、その算定は以下の手順によるものとする。

- (1) 計画降雨波形より調節池に流入するハイドログラフの算出（第10条または第11条、貯留・浸透施設を併用する場合は第12条参照）
- (2) 数種の放流施設を仮定して、洪水調節数値計算を行ない、下流許容放流量以下に調節しうる放流施設を求める（放流施設の流量係数は第26条参照）。

### 解 説

- (1) 下流許容放流量とは、計画対象降雨時に、放流施設により調節池下流に放流を許容される最大量であり、また第26条の放流施設の設計流量にも相当する。

それ故、許容放流量は洪水吐きから越流のない場合の計画最大放流量に相当するので、この際の水位が洪水吐き敷高（ダムの越流頂標高）となる。

この許容放流量については、関係行政機関と打合せて決定するものとするが、一般にはその比流量 $q$ が $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ より大きいことが望ましい。

なお、 $q$ の特性については第9条解説(4)もあわせて参照されたい。

また、関係行政機関の了解が得られる場合は、下流河川の改修計画と調整のうえ、対象洪水流量の規模を年超過確率1/50より低減して許容放流量との関係を検討することもできる。

この場合においても洪水調節容量は年超過確率1/50洪水時において洪水吐きを越流しないように定める必要がある。

- (2) 必要調節容量は、図2.14で流入ハイドログラフ（流域からの流出量ハイドログラフ）をABCE、調節池放流管からの流出量をAGCDH、下流許容放流量をCFとした場合、面積ABCGAの部分に相当する。この算出には、放流管の条件を種々に変化させ、また必要に応じて、第9条に規定するように降雨継続時間をも延長して貯留追跡計算を行ない、必要調節容量を求めなければならない。なお、調節池容量の概略規模を求めるには、第2編「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」第11条の方法がある。

\* 第11条解説(3)、3) 参照。

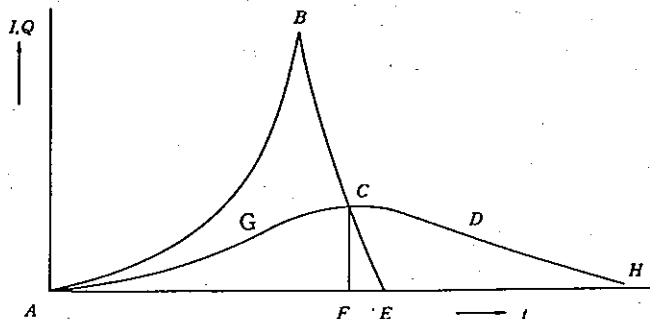


図2.14 流入流出のハイドログラフ

(3) 繰返し計算を避ける便法としては、始めから長い継続時間の計画波形について計算を行えばよいわけであるが、既往の整理された資料などは48時間程度までが通常である(図2.1参照)。これ以上長い時間の雨量資料を整理するには相当の手間がかかり、また調節計算もそれ相応に長い時間を必要とすることになるので、第9条解説(4)、表2.3などを参考にして必要な降雨継続時間を推定するのが適当である。

(4) 貯留・浸透施設を併用する場合の防災調節池の洪水調節容量は、第12条により、貯留・浸透施設の効果を評価したハイドログラフを求め、これを流入ハイドログラフとして洪水調節数値計算によって下流許容放流量を満足するよう調節容量を計算する。

計算の方法手順は、防災調節池単独の場合と同様(1)~(3)によって行う。

なお貯留・浸透施設を併用する場合の洪水調節容量の概略値の求め方については第3編第1章8.3節を参照されたい。

### 設計堆積土砂量

第14条 設計堆積土砂量は、土地造成中のものと、土地造成完了後のものについて計画する。

土地造成中に対する設計堆積土砂量は、その流域面積、流況、地貌ならびに土地造成の施工計画により決定する。設計に用いる堆積年数は、土地造成の施工年数ならびに維持管理の方法により決定する。

土地造成完了後の設計堆積土砂量は、ごく少量であるが、防災調節池の利用計画等と合わせて決定することが適当である。

### 解 説

(1) 土地造成中に対する堆積土砂量は、現在までの実績、実例から土地造成面積当たり70~240 $\text{m}^3/\text{ha}\cdot\text{年}$ の範囲とし、150 $\text{m}^3/\text{ha}\cdot\text{年}$ を標準とする。但し、土地造成が比較的広範囲にわたり同時施工され、土砂流出が多量になると予測される時は、標準値を上廻る値をとるものとし、類似地区等の実例からして流出土砂量の少ない時、および仮設防災工による土砂流出防止工等を設ける場合は標準値を下廻ることができる。

但し、砂防指定地等については「砂防指定地及び地汙り防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」を適用するものとする。

(2) 設計に用いる堆積年数は、土地造成の施工年数並びに維持管理の方法により決定する。開発期間中においてN年毎にその期間の堆積量を浚渫もしくは掘削して除去するという条件下では設計堆積年数をN年とすることができる。しかし、1年を下廻ることはできない。堆積量を除去しない場合は土地に対する工事が全く終了するまでの期間を設計堆積年数とする。

(3) 造成地の設計堆積土砂量は、(1)の単位面積当り堆積土砂量(以下設計値という)を用いて、以下の1)~2)のうちいずれかの方法によって算定する。これは仮設防災工並びに植生の吹き付け等の緑化工による土砂流出防止策を講じるものとして定めた算定方法である。

1) 堆積土砂量は毎年半減するものとして、設計堆積土砂量を次式で算定する。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left(\frac{1}{2}\right)^i \right\} \times A \dots\dots\dots (2.8)$$

ここで、N；設計堆積年数(解説(2)参照)、A；集水域内全造成面積(ha)である。

2) 集水域内造成面積が次の条件を満足する場合は集水面積として工事工区面積を用いてよい。この場合次式により $I_j$ ( $j = 1 \sim n$ )を計算し、その最大値をとる。

- ① 集水域内造成面積が大きく、1次造成工事期間が2年以上におよぶ。
- ② 造成地が工事工区に分けられ各工区の1次造成工事が1年以内に完了する。
- ③ 上記の工程計画が明確に立案されている。

$$J \text{ 年目設計堆積土砂量 } I_j (j = 2 \sim n) = \text{設計値} \times \left\{ a_j + \sum_{i=1}^{j-1} \left(\frac{1}{2}\right)^i \times a_{(j-i)} \right\} \dots (2.9)$$

但し  $J = 1$  のとき  $I_1 = \text{設計値} \times a_1$

ここで、 $I_j$ ;  $j$  年目の堆積土砂量 ( $\text{m}^3/\text{ha} \cdot \text{年}$ )、 $n$ ; 概ね工事終了までの年数、 $a_j$ ;  $j$  年目の工事工区面積 ( $\text{ha}$ ) (計算例は第3編第2章計算例を参照のこと)

造成地からの流出土砂量は一次造成中に流出する量が多く、既設防災調節池の堆積土砂量の調査によれば、一次造成終了後1/5程度に減少するという結果が得られている。最近の造成工事は一工区の造成工事を1年以内で終えるものが多く、従って次年度は流出土砂量が大幅に減少するものと考えられる。

一方河川における裸地と植栽地の土砂量調査によれば、植栽地は裸地に比べて1/300程度(平均値)という結果が得られている。(表2.7参照) 一次造成地では、吹き付け等の緑化工のせいもあり、裸地は1年~2年程度で緑地へ回復すると考えられ、この点からも一次造成終了後の流出土砂量の減少を予想することができる。

表2.7 天神川支流域猫岩試験地の斜面年間流出量

( $\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}$ )

年	裸地	植栽地
1962	91.80*	0.54
1963	45.01	0.14
1964	52.44	0.10
1965	—	—
1966	104.74*	0.31
1967	28.13	0.93
1968	24.94	0.10
1969	28.94	0.20
1970	60.15	0.10
1971	29.21	0.13
1972	41.23	0.10
1973	12.99	0.11
1974	8.42	0.11
1975	30.43	0.14
1976	71.09	0.17
裸地	45.00	0.15

注) 出典: 瀬田川砂防調査報告書(其の19)「田上山地土砂生産流出解析」1978近畿地方建設局琵琶湖工事事務所

\*完全な1年の観測値ではない。

今回、設計堆積土砂量の計算法を定めたのは上記の理由によるが、調査の数が少ないことや安全性等を考慮して1/2に半減するものとした。

- (4) 土地造成完了後の設計堆積土砂量については、資料が少ないが、住宅・都市整備公団では、流入面積1ha当り1.5m<sup>3</sup>/年を標準としている。地貌、地質状況からみて土砂流出量が多いと推定される時は、類似地区における実績等を参考にして決定する。また設計に用いる堆積年数については、調節池の維持管理や利用方法により決定する。但し、公園としての利用を図り、維持管理する場合においても1年を下廻らないものとする。

## 第3章 構造基準

### ダムの型式

第15条 ダムの型式は、ダム地点の地形、地質及び堤体材料等の諸条件を総合的に検討し、決定するものとする。

フィルダムとする場合は、均一型を標準とするが、均一型ダムの材料として、適当な材料が得にくい場合にはゾーン型としてよい。

なお、コンクリートダムについては、この基準では触れないので、コンクリートダムで施工する場合には「河川砂防技術基準(案)」等を参考とするものとする。

### 解 説

フィルダムは、重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム等にくらべて地形地質上の制約が少ないことから防災調節池として広く用いられている。

フィルダムの型式としては、均一型、ゾーン型及び表面遮水型があるが、堤高の低いダムの場合は、施工が比較的容易な均一型が採用される場合が多い。

均一型フィルダムは、堤体の大部分がほぼ均一な細粒の土質材料によって構成されるが、このような材料が必要量得難い場合は、ゾーン型とするものとする。

但し、ゾーン型のダムの施工には施工管理のうえで手間がかかり、さらに種類の異なる材料が使われるため、盛土の各ゾーンの盛土施工面の高さが一致させにくく、転圧が不十分になるなどの欠点がある。また低いダムでは、堤体の安定性のうえでゾーン型の利点あまり大きくないと考えられるので、フィルダムの型式とする場合は均一型を標準とした。

堤体の安定性と止水性を確保するためには、適切な材料を選定することが大切である。均一型のダムでは、砂、れきは不適当な材料であるから、このような材料を使用する場合には、施工に十分注意を払い不透水性ゾーンと透水性ゾーンを持つゾーン型を採用することにした(第18条参照)。

小規模なダムの場合には十分な止水性と安定性を持つ薄いコアを堤体内に施工することは施工上問題があるので、コア型ダムは不適当とする。

## ダム設計の基本

第16条 ダムはダムの安定に必要な強度および水密性を有しなければならない。

### 解 説

ダムは経済的に入手しうる材料を用いて築造するため、築造箇所の条件、材料の性質などを十分考慮に入れ、安定性の高い堤体を設計することが大切である。堤体及び基礎地盤はすべり破壊に対して安全であると同時に、必要な水密性を確保しなければならない。

### 堤体の基礎地盤

第17条 堤体の基礎地盤は前条のダムの安定性を確保するために必要な強度および水密性を有するものとする。

2. 基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため必要な地質調査を実施するものとする。  
ただし、既調査資料がある場合には、この限りでない。
3. 基礎地盤が軟弱地盤あるいは透水性地盤の場合には、必要に応じて基礎地盤処理を行うものとする。

### 解 説

(1) 堤体の安定上必要があれば、基礎地盤の処理、十分な排水能力を持ったドレーンの設置などを行わなければならない。

堤体の基礎地盤が粘土、シルト、有機質土などのいわゆる軟弱地盤である場合には、土質試験結果を用い、地盤のせん断破壊ならびに沈下に対して検討を加え十分な安全を見込んだ設計をしなければならない。ここで云う軟弱地盤とは、土質が粘性土あるいは、有機質土で、N 値が小さい（4～6以下）地盤を指す。また砂質土層ではN値10～15以下を液状化が予想される軟弱地盤とみなす。

基礎地盤が軟弱で、堤体の安定がえられない場合には軟弱地盤の除去、置換などを行なう必要がある。

砂レキ層などの透水性地盤上にダムを築造する場合には、浸透流量がダムの安定を確保する許容範囲内にななければならない。

(2) 基礎地盤の調査方法にはボーリング、試掘（縦坑、斜坑、横坑、トレンチ等）あるいは、弾性波探査等があり、現場の状況により単一または組合せで実施するのが通例である。ここでは既調査資料がないとき、ボーリングのみは必ず3個所以上行ない基礎地盤の状態を把握するよう義務づける。なお、ボーリングの位置は予定堤体軸線上の左右岸及びほぼ中心の位置とする。また必要によっては特殊地点について行なう。

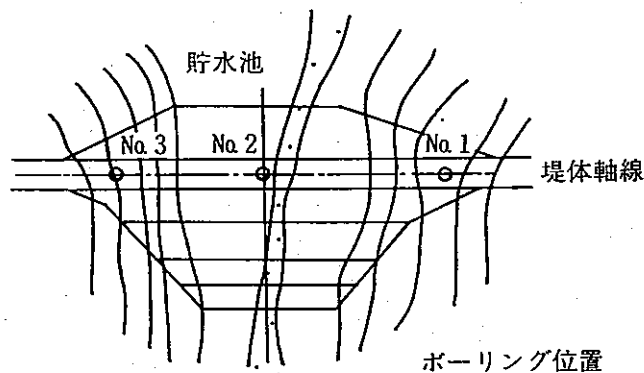


図3.1 ボーリング位置図

これらボーリングの深度は信頼できる基礎の深さまで、または堤高の3倍程度とする。信頼できる基礎とは、強さの面からは、標準貫入試験のN値で約20以上の地層、または透水の面からは、必要な止水性が得られる地層を指す。

地盤が軟弱地盤の場合には、みださない資料を採取し、設計に必要な土質試験を行なう。

(3) 軟弱地盤上に防災調節池を築造すると施工中及び施工後に次のような問題が生ずることがある。

- ① 基礎地盤の支持力不足によるすべり破壊
- ② 基礎地盤の圧密沈下による堤体盛土内の過度の変形やクラック
- ③ 地下水位が高く、緩い砂地盤における地震時の液状化

防災調節池の基礎が軟弱な場合に採用される対策工は、表3.1、表3.2に示したとおりで、沈下対策と安定対策に大別できる。その工法の原理は、次のように細分される。

表3.1 軟弱地盤対策工の目的と効果

施策工の目的	対策工の効果	区分
沈下対策	圧密沈下の促進：地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少：地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制：盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制する。	C
	強度低下の抑制：地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し、安定を図る。	D
	強度増加の促進：地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	E
	すべり抵抗の増加：盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。	F
地震時対策	液状化の防止：液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。	G

表 3.2 軟弱地盤対策工の種類と効果

工 法		工 法 の 説 明	工法の効果
表層処理工法	表層混合処理工法	基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理したり、排水溝を設けて改良したりして、軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。サンドマットの場合、圧密排水の排水層を形成することが上記の工法と違っていて、パーチカルドレーン工法など、圧密排水に関する工法が採用される場合はたいてい併用される。	◎ D E F
	表層排水工法 サンドマット工法		
置換工法	掘削置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与され安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。	B C Ⓣ G
押え盛土工法	押え盛土工法	盛土の側方に押え盛土をして、すべりに抵抗す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。 盛土の側面が急に高くはならないので、側方流動も小さくなる。 圧密によって強度が増加した後、押え盛土を除去することもある。	C Ⓣ
緩速載荷工法	漸増載荷工法 段階載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立上げる。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合に安定が保たれない場合でも、安全に盛土できることになる。盛土の立上りを漸増していくか、一時盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上げるなどといった載荷のやり方で、名称が分かれる。 パーチカルドレーンなどの他の工法と併用されることが多い。	C Ⓣ
サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締め固めるとともに砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を減ずる。施工法として打込みによるもの、振動によるもの、また、砂の代わりに碎石を使用するものなど各種のものがある。	A Ⓣ C Ⓣ Ⓣ
振動締固め工法	ロッドコンパクション工法	ゆるい砂質地盤の締固めを目的として開発されたもので、棒状の振動体に上下振動を与えながら地盤中に貫入し、締固めを行いながら引抜くものである。 地盤に上下振動を与えて締め固めるため、上の重量が有効に利用できる。	B F Ⓣ
	重錘落下締固め工法	地盤上に重錘を落下させて地盤を締め固めるとともに、発生する過剰水を排水させてせん断強さの増加を図る。振動・騒音が発生するため、環境条件・施工条件について事前の検討を要するが、改良効果が施工後直ちに確認できる。	B C Ⓣ
固結工法	深層混合処理工法	軟弱地盤の地表から、かなりの深さまでの区間を、セメントまたは石灰などの安定材と原地盤の土とを混合し、柱体状または全面的に地盤を改良して強度を増し、沈下およびすべり破壊を阻止する工法である。施工機械には、かくはん翼式と噴射式のものがある。	B C Ⓣ
	石灰パイル工法	生石灰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、沈下を減少させる工法である。	Ⓣ
	薬液注入工法	地盤中に薬液を注入して透水性の減少、あるいは原地盤強度を増大させる工法である。	
構造物による工法	矢板工法	盛土側方の地盤に矢板を打設し地盤の側方変位を減じて安定を高める。それによって周辺地盤への膨れあがりや沈下の影響も少なくする。	◎ Ⓣ

注) A~G : 表 3.1 参照、○印 : 主効果

(4) 砂礫層や砂層等の透水性地盤上に堤体盛土を行う場合は、浸透水に対する堤体の安定を確保するため、次の目的をもった対策工を施工する。

- ① 基礎地盤からの浸透水を堤体の安定上支障のない範囲内に減少させる。
- ② 浸透水によって生ずる堤体下流側の揚圧力を安全に処理する。

防災調節池では、透水性地盤の基礎処理として、以下に挙げる工法が採用されている。

1) 止水壁工法は、図3.2に示すように堤体上流部の基礎地盤中に矢板や粘土壁等を用いて止水壁を設ける工法である。止水材料は、矢板が一般的であるが、透水層厚さが薄い場合は、溝状にトレンチを掘削し、不透水性材料を盛立てる場合もある。

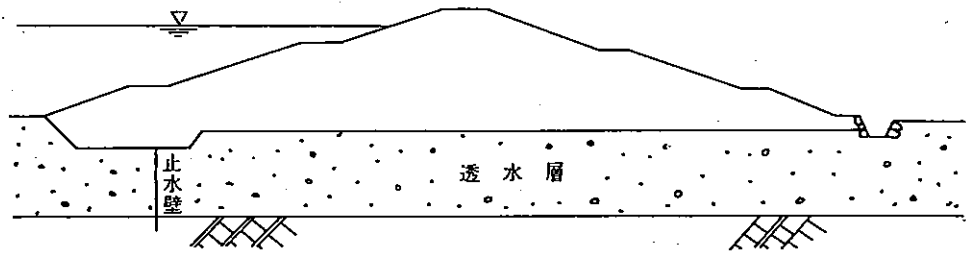


図3.2 止水壁工法

2) ブランケット工法

ブランケット工法は、図3.3に示すように上流側の透水層上に不透水性の材料を敷きならし、浸透路長を伸長し、浸透量を抑制しようとするものである。本工法は、一般に透水層厚が厚い場合や不透水性材料が容易に得られる現場においては、しばしば採用される。

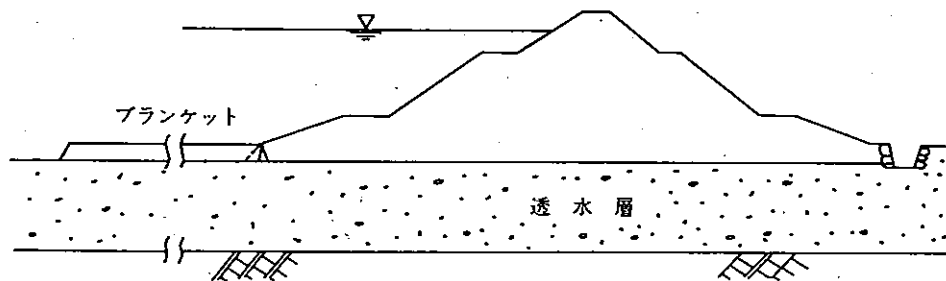


図3.3 ブランケット工法

3) グラウト工法

グラウト工法は、セメントミルクや薬液を岩盤の亀裂や空げきに注入し、遮水性を高める工法である。

#### 堤体の材料

第18条 堤体に用いる土質材料はあらかじめ試験を行ない、安定性の高い材料であることを確かめなければならない。



解 説

堤体の建設には多量の土量が必要であり、工費の面からは、できるだけ手近にある材料を利用することになる。しかし材料の優劣は完成後の堤体の安定性や施工の難易に当然大きな影響をもつので、材料選定について土質試験を義務づける。

堤体の安定性の高い材料とは次のようなものである。

- ① 高い密度を与える粒度分布であり、かつ、せん断強度が大で安定性があること。
- ② 透水性は最大の水頭に対して堤体の許容しうる範囲内にあること。
- ③ 堤体の安定に支障を及ぼすような膨脹性又は収縮性がないものであること。
- ④ 降雨あるいは浸透流で堤体の含水比が上昇しても軟泥化し、法崩れ等を起こさないものであること。
- ⑤ 含水比が高く締固めが困難な材料でないこと。

表3.3の材料（日本統一土質分類法による）は不適当であるか、または堤体の形態により考慮して使用するべき材料である。

表3.3

主要区分			堤体材料としての評価	
区分	名称	記号	均一型ダム	ゾーン型ダム
粗粒土	礫	(GW) (GP)	(不適当) 透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{cm/s}$ 以上であり漏水が起き易く単粒度のものは間隙が大きい。また植生の場としても不適	(一部使用可) 透水部のみ。
	砂	(SW) (SP)	(不適当) 透水性が大きく、パイピング等を起こし易く破壊の原因となるおそれがある。	(一部使用可) 透水部に使用可。
細粒土	シルト粘性土 火山灰質粘性土	(MH) (CL)(CH) (OV)(VH <sub>1</sub> ) (VH <sub>2</sub> )	(場合により不適当) 水を含んだ場合機械施工が困難となり、締固めが十分出来ない。	(一部使用可) 不透水性コアおよびブランケットに適する。
	有機質土	(OL) (ON)	(不適当) 含水比が著しく高いものが多く、このまま機械で締固めたり整形することが困難である。完成後も変形するおそれがある。	(不適当) 左に同じ。
	高有機質土	(Pt) (Mk)	(不適当) 含水比が高く締固めが困難。また土の乾燥湿潤による容積変化が大きく安定性が悪い。	(不適当) 左に同じ。

堤体の形状

第19条 堤体の形状は堤体の高さ、堤体の材料および基礎地盤の性質を考えて、すべりを生じないようにきめなければならない。

2 堤体ののり面こう配は表3.4に示す値より緩やかなものとし、すべりに対する安定計算を行い、その安全性を確認するものとする。

解 説

(1) 表3.4に示したのり面こう配は安定した地盤上に良好な施工をした場合に堤体が必要とする値であり、この値より緩やかなのり面こう配としなければならない。

上流側ののり面こう配は調節池の水位がかなり急激に低下する条件を考慮して、下流側のこう配より緩やかなものとした。

礫はゾーン型の材料としてのみ用い、均一型の材料としては使用しないものとした。また砂はのり面部には使用しないこととした。

表3.4 堤体ののり面勾配

主 要 区 分			上流 のり面 勾配	下流 のり面 勾配	備 考
区 分	名 称	記 号			
粗 粒 土	礫	(G-W) (GP)	3.0割	2.5割	ゾーン型の透水部のみ
	礫質土	(G-M) (G-C) (G-O) (G-V) (GM) (GC) (GO) (GV)	3.0	2.5	
	砂質土	(S-M) (S-C) (S-O) (S-V) (SM) (SC) (SO) (SV)	3.5	3.0	
細 粒 土	シルト・粘性土	(ML) (CL)	3.0	2.5	
	シルト・粘性土・ 火山灰質粘性土	(MH) (CH) (OV) (VH <sub>1</sub> ) (VH <sub>2</sub> )	3.5	3.0	

注) かつこ内は、日本統一土質分類法の記号

(2) 調節池の堤体は高さが低く、適切な材料を使用して、良好な施工が行なわれていれば、堤体の安定性が問題になることは少ないが、構造物としての重要性を考え、安全性を確認する目的でのり面勾配の安定計算をすることとした。

安定計算は、次の条件について行う。

なお地震力は、堤体部にのみ作用するものとする。表3.5の満水位は、河川管理施設等構造令におけるサーチャージ水位に相当するものである。また、静水圧は湛水位とし、すべり面上の自重に加算する。

表3.5 安定計算の条件

調節池の状態	荷重条件	最小安全率	備 考
満 水 位	自重 間げき水圧 静水圧 地震力50%	1.2	浸透流は定常状態
空 虚	自重 地震力100%	1.2	地下水位面以下については間げき水圧を考慮する。
建設中及び 建設直後	自重 過剰間げき水圧 地震力50%	1.1	軟弱地盤上の堤体及び高含水比粘性土を堤体材料として使用する場合。

安定計算は、円弧すべり面法を採用し、原則として有効応力法による。円弧すべり面法は、自重、せん断抵抗力等の円の中心点に関するモーメントを計算し、抵抗モーメントの滑動モーメントに対する比率をもって安全率とするもので、(3.1)式で表わされる。

$$F_s = \frac{M_c + M_f + M_{fe}}{M_a + M_{ae}} = \frac{\sum \{C \cdot \Delta l \cdot R + (W \cos \theta - U) \cdot \tan \phi \cdot R - K \cdot W \sin \theta \cdot \tan \phi \cdot R\}}{\sum (W \sin \theta \cdot R + K \cdot W \cos \theta \cdot R)} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

- ここに  $M_a$  : 円の中心に関する自重の動モーメント  
 $M_{ae}$  : 円の中心に関する地震力の滑動モーメント  
 $M_c$  : 円の中心に関する土の粘着による抵抗モーメント  
 $M_f$  : 円の中心に関する土の摩擦による抵抗モーメント  
 $M_{fe}$  : 円の中心に関する地震力の摩擦による抵抗モーメント  
 $W$  : 自重  
 $U$  : 間げき水圧  
 $C$  : 築堤材料の粘着力  
 $\phi$  : " の内部摩擦角  
 $K$  : 設計震度  
 $\Delta l$  : 各スライスのすべり面の長さ

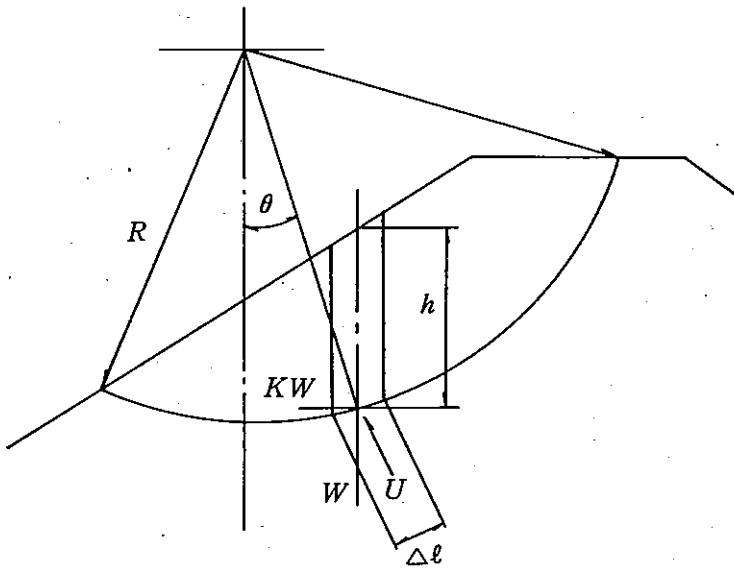


図 3. 4

(3) 堤体部に作用する地震力は、堤体の自重に設計震度を乗じた値とし、水平方向に作用するものとする。設計震度は、ダム地点の地域区分図 3. 5 基礎の条件及びダムの種類等を考慮して表 3. 6 の値を目安とする。

表 3. 6 設計震度

	ダムの基礎条件	ゾーン型フィルダム	均一型フィルダム
強震帯地域	通常の岩盤基礎	0.15	0.15~0.18
	土質基礎	0.18	0.20
中震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12~0.15	0.15
	土質基礎	0.15~0.18	0.18~0.20
弱震帯地域	通常の岩盤基礎	0.10~0.12	0.12
	土質基礎	0.15	0.18

但し、これらの値は目安の値であり、当該地域の地震歴、地質条件、堤体の動力学的特性を考慮して、これらの値以上をとることとする。

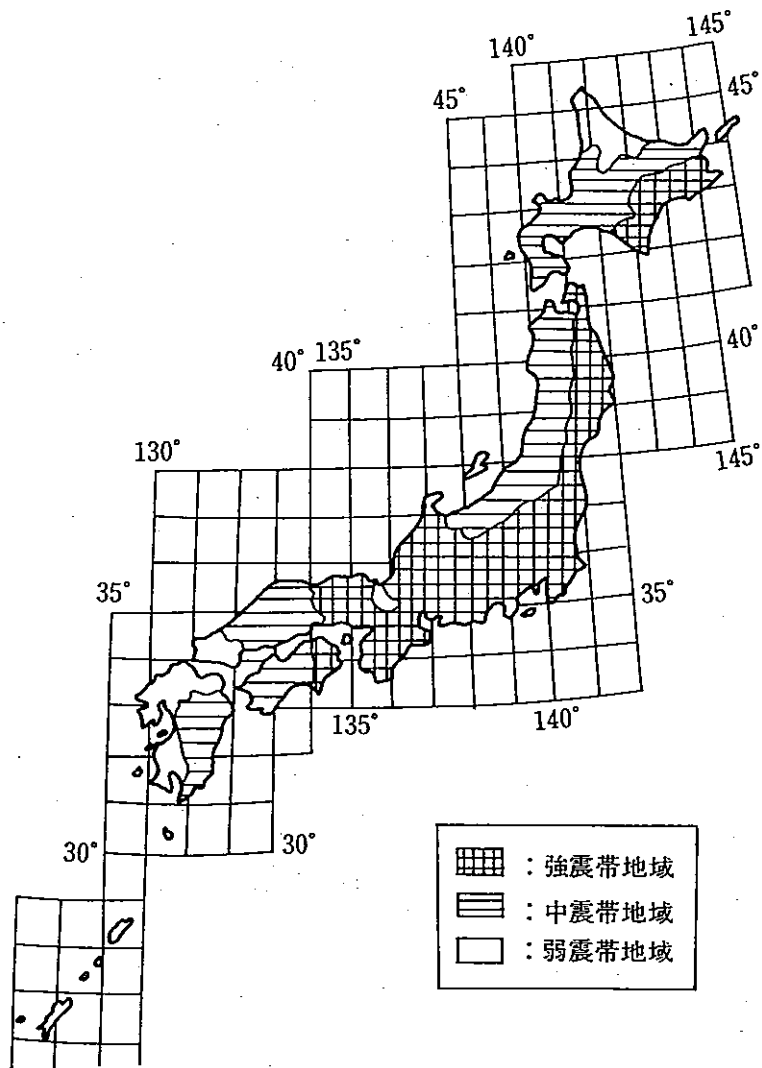


図3.5 設計震度の地域区分

### ドレーンの設計

第20条 堤体内に設けられるドレーンは、堤体内に浸透してくる水を排水低下させ、堤体やのり面の安定性を維持するため必要に応じて設けるものとする。

#### 解 説

砂質土や塊状土のような比較的透水性の大きい堤体材料を用いて築堤すると、堤体内の浸潤線が上昇し、堤体やのり面の安定性が損われる場合があるので、必要に応じて下記のドレーンを設置するものとする。

#### (1) ドレーンの種類

##### 1) 水平ドレーン

水平ドレーンは下流側堤敷面に平面状に置く場合と、筋状に置く場合とがある。前者の場合、その厚さは80cm程度以上とし、後者の場合は多層のフィルター材料を組合せ排水させる

##### 2) トッドレーン (下流のり先ドレーン)

トッドレーンは、堤体下流斜面の先端に設けるドレーンで、下流のり先ドレーンとも呼ばれる。多層のフィルター材料を組み合わせ、保護層に接する層を細粒フィルターとし、粗粒層・礫などに漸次移行し、法止めの石積み、空積ブロック工、その他の保護工を通して排水し、土砂流出の防止をする。

### 3) インターセプター (立形ドレーン)

インターセプターは、堤体中心部に立上ったドレーンと水平ドレーンにより構成されるドレーンをいい、堤体盛土材料に砂質土、塊状土等の比較的透水性の大きい材料を用いた場合に設置されることがある。

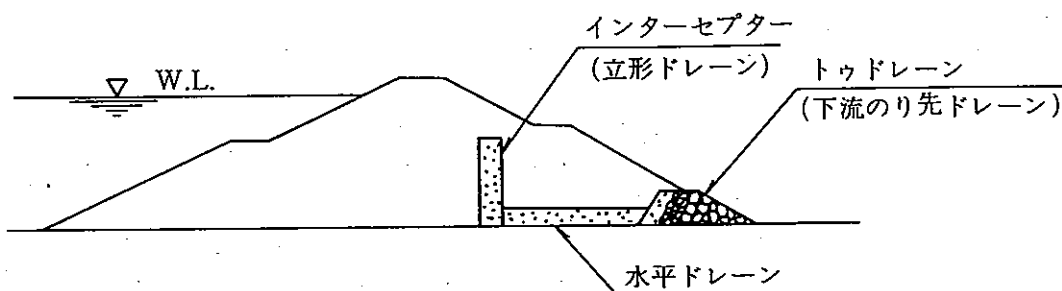


図 3. 6

### (2) ドレーン材料

防災調節池の堤体に用いられるドレーン材料は、一般に透水係数  $k = 10^{-3} \text{cm/sec}$  以上とし、フィルターの基準に準じた粒度の砂、砂礫材料を採用する。

フィルターの基準は次に示す。

$$\textcircled{1} \frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の15\%粒径}} > 5$$

$$\textcircled{2} \frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の85\%粒径}} < 5$$

- ③ フィルター材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。
- ④ フィルターで保護される材料の粗粒材料を含む場合には、その材料の25mm以下の部分について①及び②を適用する。
- ⑤ フィルター材料は粘着性のないもので、0.074mm以下の細粒分含有量は原則として5%以下とするのがよい。
- ⑥ フィルター材料の最大寸法は、保護される層が土や砂の場合75mmとすることが望ましい。
- ⑦ フィルター材料は保護される材料より10~100倍の透水性を持つことが望ましい。

上述の①はパイピングの防止を確実にするためのものであり、②はフィルターの透水性が保護される材料の透水性より大きくなるよう定めたものである。

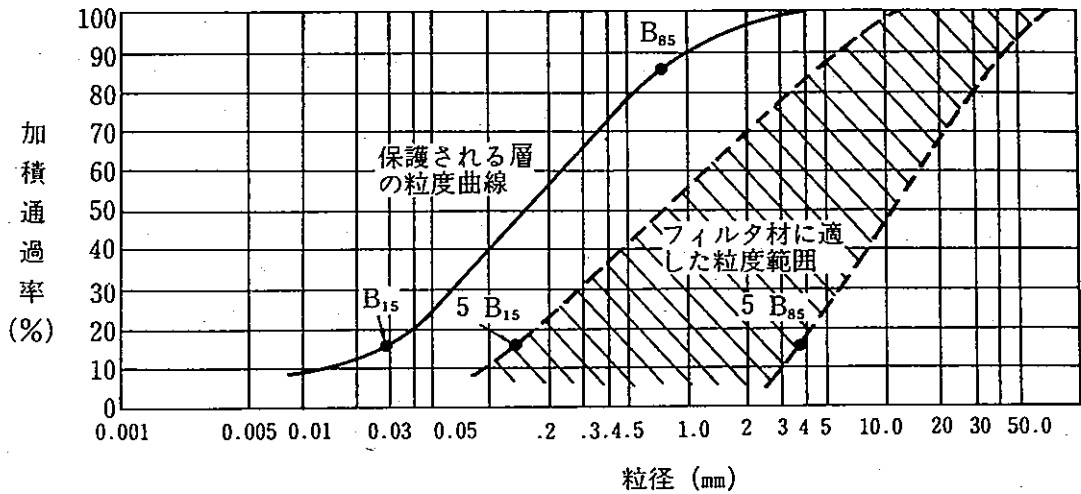


図 3.7

なお、フィルター材料の目づまり等を防止するために、周囲をジオテキスタイル（化学製品の布や網）等で巻きフィルター内への土砂混入を防ぐことがのぞましい。

のり面など

第21条 堤体上流側および調節池湛水部ののり面は、波浪、雨水などにより侵食されないように、また堤体下流側のり面は雨水および浸透流によって侵食されないようのり面処理を施すものとする。

2 堤頂は幅4 m以上とし、表面は侵食などに対して安全なように必要に応じて表面保護の処理を施すものとする。

3 堤体のり面には高さ5～7 mごとに幅3 m以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

解 説

- (1) 堤体上流側のり面では、局部的な洗掘がのりすべりの原因となるおそれがあるのでブロック張、芝張等で保護するものとする。なお砂質土の堤体においては、水位低下により材料が流出しないように保護しなければならない。下流側のり面については、風雨、凍上などによって侵食が生じないように芝張等で保護する。長大なりのり面になると雨水の表面流出によってのり侵食が生じやすいので、小段を設け排水施設によって処理する。排水施設は小段のり尻に接近させ、コンクリートU型溝、ソイルセメントなどで作る。地山部からの表面水がダムを侵食することも多いので取付部には排水施設を設置する。
- (2) 湛水部のり面についても、法面の安定性等に考慮し必要な部分についてはブロック張、芝張等の法面処理を施工するものとする。

余 盛

第22条 堤体には堤体および基礎地盤の沈下を見込んで余盛を行なうものとする。

解 説

基礎地盤が軟弱地盤である場合を除き、普通の条件であれば、堤体築造後の堤体および基礎地盤の圧縮量はそれほど大きくない。このため土質別に余盛の値を変えずに天端の風雨による侵食、人・車の通行などによる損傷などを含め、表3.7に示す余盛高を決めた。軟弱地盤上の堤体の場合には、圧密による沈下量を別に検討して加えるものとする。

表3.7 標準余盛高

堤 高	余 盛 高
5 m 以下	40 cm
5 ~ 10 m	50 cm
10 m 以上	60 cm

### 洪水吐き

第23条 調節池には、洪水を処理し、貯水位の異常な上昇を防止するため自由越流式洪水吐きを設けるものとする。

2 洪水吐きは、当該調節池流域またはその近傍流域の雨量、流量および比流量等から算定しうる当該調節池地点の最大流量を放流しうるものとする。

ただし、その放流能力は、200年に1回起こるものと算定される当該調節池直上流部における流量、またはすでに観測された雨量、水位、流量等にもとづいて算定された当該調節池直上流部における最大の流量のいずれか大きいものの1.2倍以上の流量を放流できるものでなければならない。

### 解 説

- (1) ダムの盛土堤体部は、おもに構造・材料的に流水の堤体越流に対して抵抗性が低いので、ダムの安全性を確保するため堤体部の越流は厳に防止する必要がある。このため調節池には必ず洪水の余水を放流して貯水位の異常な上昇を防止できる自由越流式洪水吐きを設けなければならないものとした。
- (2) 第2項に規定した流量は、「河川管理施設等構造令」における「設計洪水流量」に相当するものである。
- (3) 本条に規定する流量は、洪水に対するダムの安全を確保することを究極の目的としたものであるから、防災上の重要性から対象とする流量は、当該調節池地点に発生が予想される最大流量を考慮すべきものとした。実用上この流量を推定する標準的方法は現在確立されていないが、参考として地域別比流量線図（昭和52. 2. 1建設省河政発台6号、9号）があり、また短時間雨量強度の地域的記録値をもとに算定する方法などが考えられる。

なお、本条に規定する流量は調節池への流入量（最大流量）に相当するものであり、一般に洪水波は調節池に流入することによって貯留効果をうけるので、洪水吐きを流下する流量の最大値は流入量の最大値より当然小さくなるのが考えられるが、基礎資料が一般に十分でないこと等を考慮し、本基準では貯留効果については考慮しないこととした。設計洪水流量の推定にあたっては、本条のほか第6条から第9条までの規定を参考にするものとする。

また、1/200年確率流量を求めることが計算技法上不適当な場合は1/100年確率流量を求め、これを1.2倍することができる。

## 非越流部天端高

第24条 堤体の非越流部天端標高は、前条に規定する流量を流下させるに必要な水位に0.6mを加えた高さ以上としなければならない。

### 解 説

設計洪水流量を洪水吐きによって放流するために必要な越流水深は、堤体の越流頂標高以上にとるものとするが、堤体の非越流部天端高はこの水位にさらに風浪、地震浪、不測の障害等による洪水吐き放流能力の低下等に対する余裕もみこんだ高さ以上とする必要がある。河川管理施設等構造令では、これらをそれぞれの要素ごとに推定して算定しているが、ここでは規定を簡便にし、一定値を加算することとした。

### 洪水吐きの構成等

第25条 洪水吐きは、前条によるほか、次の各号に定める機能及び構造をもつものとする。

(1) 流入水路は、平面的に流れが一樣で、かつ流水に乱れを生じないようにする。

また、流木、塵芥によって閉塞しないような構造とし、土砂の流入、あるいは洗掘を防止するために水路流入部周辺を保護するものとする。

(2) 越流は自由越流方式とし、ゲートその他放流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。

(3) 導流部は幅が2 m以上の長方形断面開水路とし、流れが乱れないように線形は直線とし、水路幅の変化あるいは水路縦断勾配の急変はさける構造とする。

(4) 下流水路への接続については、土地利用及び宅地化の状況、地形等を勘案の上、下流の人家、道路等への被害が生じないように配慮するものとする。

特に洪水吐き末端には、減勢工を設けて洪水吐きから放流される流水のエネルギーを減勢処理しなければならない。

(5) 洪水吐きは良質な地山地盤上に設置するものとし、さらに不等沈下や浸透流が生じないよう、施工上十分な処理をしなければならない。

### 解 説

(1) 流入水路は、安定した流況をうるため、流水断面をできるだけ大きくとり、流速を小さくする必要がある。流入水路の最大流速は、一般に4 m/sec以下にすべきであるとされている。

流入水路の平面形状は、地形に適した形状が選定されるが、彎曲水路となる場合や水路幅を変化させる場合などは、流水が一部に集中しやすくなるので断面をさらに大きくして、最大流速を低減させるなどの配慮が必要である。

流木や塵芥の流入が著しいと予想される場所では、これらの流入を防止するためのちりよけ設備の設置が必要である。

この場合、ちりよけ設備を洪水吐きに近づけると機能を阻害する恐れがあるので、その配置には十分な注意が必要である。

流入水路入口周辺は、流れが集中し、洗掘される危険が大きいため、流速に耐え洗掘や崩れを防止するために、石積あるいはコンクリートブロック張等により保護する必要がある。



\*ダム設計基準第2章第2節第3条解説。

(2) 自由越流式の放流能力は、作用水深の3/2乗に比例して急激に増大するのに対して、管路式では1/2乗に比例して増大するにすぎないため、放流能力の余裕は自由越流式の方が著しく大きい。前条解説で述べたようにフィルダムは越流に対する安定性が低いので、余裕の大きい自由越流式を採用することとした。なお調節池の必要水量を小さくするため、ゲート等の放流量調節設備を設けることが考えられるが、ここで取扱う調節池は、いずれも集水面積が小さく、流出が短時間に行なわれるため、ゲート操作を行なうことが困難なことおよび保守、管理上も問題があることなどの理由から、これらの人為的な調節装置の使用は禁止事項として特記した。

流入水路を導流水路まで水平あるいは緩勾配で接続すれば、流入水路断面に対する効率是最もよくなるが、流入部周辺の流速が増大し、好ましくない。このために流入水路と導流水路の接続点には、水路上に越流頂構造物を設けるのが通例である。この場合、越流頂としての十分な機能を発揮させ流入水路に滑らかな水面を得るためには、越流頂の高さ $P_u$ （堤頂と流入水路底面との標高差）は、越流水頭（設計水頭） $H_o$ に対して

$$\frac{P_u}{H_o} \geq 0.2 \dots\dots\dots (3.2)$$

にすべきであるとされている（図3.8参照）。

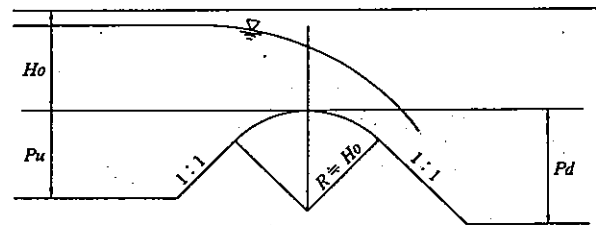


図3.8 減流頂

越流頂の形状は刃形せきの自由越流水脈曲線下側形状に一致する形状が理論的には有利であるが、本基準の対象となる越流頂は設計水頭が5m程度以下のものが大部分をしめると考えられ、詳細な形状の座標等を基準で設定しても、施工時に生ずる形状の不整の影響が支配的になることが予想されるので本基準の越流頂は（3.2）式の条件を満たし、かつ流水が剥離しないような丸味のある縦断形状であればよいものとする。

なお、設計においても導流水路幅よりも越流幅を広くとるために越流頂を、平面的に軸線を円弧状としたり、半円越流頂としたり、横越流頂とするなどの方法が考えられ、地形によっては有利になる場合があるが、これらはいずれも越流方向と導流方向とが一致しないため、直接導流水路に接続させれば下流の流水処理を困難にするので、流れを導流方向に整流するための工作物が必要である。

越流頂の放流能力は次式で求める。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 $C$ は流量係数、 $L$ は越流幅（m）、 $H$ は堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭（m）、 $Q$ は流量（ $m^3/sec$ ）である。

流量係数 $C$ は、流入水路および下流導流水路の水利条件、越流頂の形状等によって変化するが、（3.2）式の条件を満たすとともに、下流導流水路に対しても、 $P_d/H_o \geq 0.2$ （ここに、 $P_d$ は堤頂と下流水路底面との標高差、図3.8参照）であれば堤頂に丸味のある越流頂に対しては、 $C \geq 1.8$ である。しかし、本基準の対

象となる越流頂では、施工時の形状の不整による放流能力の低下は避けがたいので、設計にあたっては、流量係数を低めに見積っておくことが望ましく、一般には  $C = 1.8$  程度を使用すべきである。

- (3) 導水路は、設計洪水流量を流下させるに十分な断面があればよいわけであるが、幅を小さくしすぎると単位幅当りのエネルギーを増大させ好ましくないため、できるかぎり幅の広い水路とすることが必要である。本基準では、塵芥等の流下する恐れも考え、水路幅の最小値を2.0mと規定することとした。

流水が射流である導水路では、水路幅の変化や平面的弯曲は水路横断方向に一樣でない流れを発生させ、設計の意図に反する結果となることが多い。このために、これらの実施には実験による検証が必要であり通常は、水路幅が一定の直線水路とすることが原則である。なお、水路縦断勾配の変化は水脈の剥離しない範囲で許容でき、一般に自由落下曲線をその限度とする。

導水路の水面形は、上流から下流に向かって水面追跡を行なって求める。水路の導流壁の高さは、計算で求められた水深に対して空気の混入、波浪を考慮して余裕をとる必要があり、余裕高としては少なくとも0.6m以上にとるべきである。

- (4) 洪水吐き末端の水路断面に比べて下流水路の断面は一般に小さい。従って、異常洪水時には、洪水吐き末端と下流水路との接続部で氾濫するおそれがあるので、この氾濫水によって下流の人家等への被害が避けられるよう、周囲の土地利用、地形等を勘案して接続位置、接続方法を考える必要がある。

また、洪水吐きから流下した流水はダムの子せき上げによる過大なエネルギーを保有しているため、これを下流水路の流れと同等なエネルギーにまで調整して放流することが必要になる。このため、導水路と下流水路の間には減勢工を設けなければならない。

減勢工には種々の形状があるが、その基本形式は、跳水現象を利用した跳水式減勢工である (図3.9参照)。

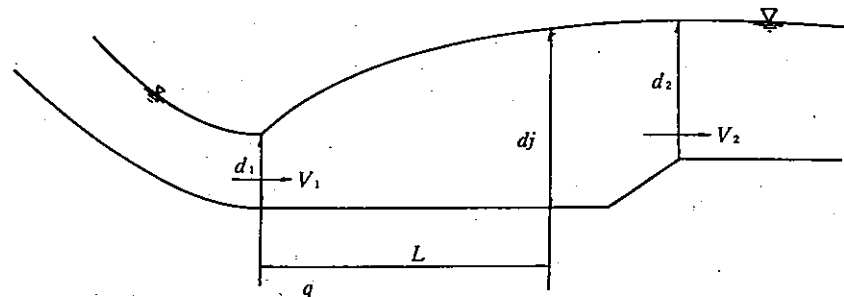


図3.9 越勢工

跳水式減勢工の設計では、水叩き面標高を仮定し、水叩き始端の流速  $V_1$  (m/sec)、水深  $d_1$  (m) を用いて跳水水深  $d_j$  (m) を求める。

$$d_j = \frac{d_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、水叩き始端の流速および水深は導水路の水面形の計算結果を用いるのがよいが、減勢工の設計計算では損失水頭を無視した次式により求めてもよい。

$$V_1 = \sqrt{2g(H+W)} \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

$$d_1 = \frac{Q}{BV_1} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

ここに、 $H$  は越流水頭 (設計水頭) (m)、 $W$  は堤頂と水叩きとの標高差 (m)、 $B$  は水叩き幅 (m)、 $Q$  は

洪水吐き設計流量 ( $m^3/sec$ ) である。

(3.4) 式より求めた必要跳水水深 $d_j$ を自然下流水深 $d_2$ と比較し、下流水深が不足する場合 ( $d_j > d_2$ ) には、水叩き面を低下させて跳水に必要な下流水深が自然状態で確保できるようにする。高ダムでは、このような場合水叩き面を低下させず、副ダムを構築して下流水位を高める方法が一般に利用されるが、都市化した環境では、このような方法は好ましくなく、水叩き面を低下させることを原則とする。なお、このような跳水式減勢工の水叩き長としては、 $L = 5 d_j$ 程度を確保する必要がある。

なお、 $d_j = d_2$ の条件が満足される場合には、跳水による減勢機能を安定させるための施設として、シュートブロック、パッフルピアーあるいはエンドシルなどがある。

一方、下流水深が高すぎる場合 ( $d_j < d_2$ ) には、跳水は潜り跳水となり、水叩き面上には高流速成分が減勢されることなく下流まで残存するため好ましくなく、高ダムでは、ローラーバケット式減勢工が採用されるが、本基準の対象となるエネルギー規模はたかだか15m程度であるので、水叩き下流の水路との取付部に十分な保護をすれば、水平水叩きでも実施可能である。

しかし、いずれの場合も、水叩き下流には十分な床固めを施し、局所洗掘の発生に対処できる構造とする必要がある。

- (5) 洪水吐きはコンクリート構造物とし、不等沈下や浸透流の発生による破壊を防止するため、良質な地山地盤上に設けなければならない。

施工においては、在来地盤の不良な地層を取り除くとともに、必要に応じて基礎処理を行なうものとする。地盤表面は出来るだけ乱さないようにいねいに仕上げ、また主要な部分については、割栗石基礎工事を行なって、かえって透水層を作ることのないように、地盤に直接コンクリートを打設するものとする。

#### 放流施設

第26条 放流施設は、放流管設計流量（第13条解説(1)参照）を安全に処理できるものとし、次の各号の条件を満たす構造とする。

- (1) 流入部は、土砂が直接流入しない配置、構造とし、流木、塵芥等によって閉塞しないように考慮しなければならない。
- (2) 放流施設には、ゲート、バルブなどの、水位、流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- (3) 放流管は、放流管設計流量に対して、のみ口部を除き、自由水面を有する流れとなる構造とする。
- (4) 放流管は、地山地盤内に切り込んで設置することを原則とし、外圧や不等沈下に対して十分に耐え、管内からの漏水および管外の浸透流の発生を防止できる構造とし、施工上においても十分の処理をしなければならない。

#### 解 説

- (1) 放流施設は、貯水池に常時流入する流水がある場合はこれを排水し、出水時には、流入量を調節して放流するための設備である。放流管は通常1本設けられるが、下流水路の取付け等の理由から、2本以上設置する必要があるときは、平面的に少なくとも10m以上離すものとする。また、放流管はできるだけ直線とし、管長を短くする工夫が必要である。弯曲させる必要が生じた場合でも角度はできるだけ小さくし、屈折は避けなければならない。
- (2) 放流施設は、土砂や塵芥等が流入することによって放流能力の低下、管路の閉そく、あるいは損傷の生じな

いような構造とする必要がある。この対策として、通常放流管上流端に排水塔を設け、その流入口標高を設計堆砂面以上に設置し、流入口周辺にはちりよけスクリーンを設置する。また、排水塔の設計では、流入口標高以下の貯水量を排水するため、塔下部の一部をフィルター構造しておく必要がある。ちりよけスクリーンは、スクリーンを通過する流速ができるだけ小さくなるような配置、構造とする必要があり、一般には0.6m/sec以下にすることが好ましい。

\* 米国国務省開拓局編、日本大ダム会議訳、ダムの計画と設計P.302。

- (3) 放流管流入部は計画堆砂面以上にあり、洪水流入時には貯水位の低い時点から十分な放流機能を持ち、設計洪水流入時の最高水位において放流管に設計流量以上の流量が流入しない構造とする必要がある。

そのため、一般に図3.10に示すような流入部構造が利用される。

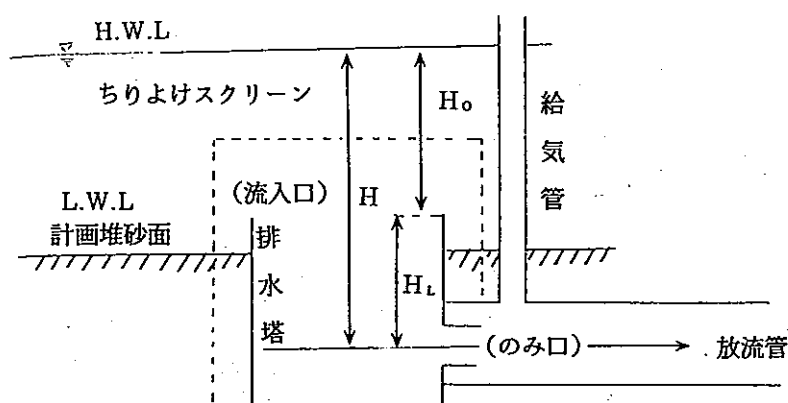


図3.10 放流施設流入部構造

のみ口断面積 $A_0$  ( $m^2$ ) は、放流管設計流量 $Q$  ( $m^3/sec$ ) に対して次式で計算される。

$$A_0 = \frac{Q}{C\sqrt{2gH_0}} \dots\dots\dots (3.8)$$

ここで、 $C$  は流量係数であり、ベルマウス付のみ口では $C = 0.85 \sim 0.95$ 、ベルマウスの付かないのみ口では $C = 0.60 \sim 0.80$ の値をとる。また、 $H_0$ は放流管のみ口中心を基準面とする設計水頭であり、ちりよけスクリーンを通過する流速を0.6m/sec以下にとどめ、排水塔内の流速も、これよりあまり大きくならないように設計するものとすれば、設計水頭 $H_0$  (m) としては、これらの損失水頭を無視して、設計洪水（ここでは計画対象洪水）流入時の最高水位とのみ口中心標高との標高差 ( $H$ ) を用いることができる。

なお、放流設備の放流能力曲線（水位～流量関係）は、任意の水頭 $H$  (m) (ただし、 $H > H_L$ 、図3.10参照) に対して損失水頭の無視できる場合は次式で与えられる。

$$Q = C \cdot A_0 \sqrt{2gH} \quad (H > H_L) \dots\dots\dots (3.9)$$

- (4) 放流管路は、放流管設計流量、(計画対象洪水流入時の計画最大放流量) に対して十分な余裕をもった無圧式管路として設計する。放流管には無圧式と圧力式との2種があるが、圧力式では設計・施工および保守管理上の条件が厳しく、入念な配慮が必要であるので、ここでは問題の少ない無圧式管路として設計することとした。このため放流管のみ口は設計洪水流入時の最高水位において設計流量以上の流量が管路内に流入しない構

造とし、管路部の流水断面積は、最大値が管路断面積の3/4以下となるように設計する。なお、上記流量条件において、放流管出口が下流水位以下にならないよう出口敷高を設定しなければならない。

無圧式放流管の通水能力は、次式で求められる。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.10)$$

ここに、Q は流量 (m<sup>3</sup>/sec)、nはマンニングの粗度係数でコンクリート管路では経年変化も考慮し、設計ではn=0.015 程度を用いるものとする。

また、Aは流水断面積 (m<sup>2</sup>)、Rは径深 (A/P : P は潤辺 (m)) (m)、I は水路勾配である。

(3.10) 式を円形断面に適用した場合、流水断面積を管路断面積の3/4として変形すれば、次式が得られる。

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{3/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.11)$$

ここで、D は管径 (m) であり、この場合の水深dは、d = 0.702Dである。矩形断面水路では、管路幅をB (m)、水深をh (m) として、

$$Q = \frac{Bh}{n} \cdot \left( \frac{Bh}{B+2h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.12)$$

となる。この時には、管路断面高はH= 4h/3で与えられる。

なお、管径あるいは、管断面高は完成後の維持管理を考え、最小1,000mmとする。

また、放流管のみ口は、設計流量以上の流量が管路内に流入しないように (3.8) 式で与えられる断面積で設計されるから、放流管上流端付近には、のみ口より噴射される高速なジェットが存在することになる。このように高速なジェットは、管内空間の空気を吸引し管外に排出させるため、管内空間の気圧低下が発生し、そのまま放置すれば流入量の増加と、それにとまなう管路の閉そく等の悪影響を及ぼす。このため放流管のみ口直下流には、管内の気圧を安定させるに十分な空気量を供給できる給気管を設けなければならない。給気管の必要断面積は、流量、高速ジェットの流速あるいは給気管の線形などの影響を受けるため、大規模施設では入念な検討が必要であるが、本基準の対象とする放流管は最大水頭15m程度、最大流量5 m<sup>3</sup>/secであることを考慮し、給気管の標準寸法は管径100mmとする。

- (5) 放流管出口で高流速が生じる場合には、集中した高エネルギーの流水を減勢し、下流水路に放流するために、減勢工を設けなければならない。減勢工の形式としては衝撃型減勢工の利用が考えられる。なお洪水吐きの減勢工を併用してもよい。

\*水理公式集 P.319

- (6) 放流管は、良質な在来地盤を切りこんで設置し、埋め戻しは慎重かつ十分な締固めのもとに行なわなければならない。

もし、在来地盤がぜい弱な地質の場合には、置替等の処理を行なって設置しなければならない。このような施工を行なうことは、放流管に作用する外圧を均一にし、かつ軽減するとともに、管路に沿う浸透流の発生を防止するうえに重要である。

放流管は、鉄筋コンクリート造りとし、ヒューム管、高外圧管等のプレキャスト管を用いる場合でも、全管長にわたって、鉄筋コンクリートで巻くものとする。また、放流管は不等沈下等による破損を防止するため、10m間隔程度ごとに継手を設けなければならない。継手構造は可撓性の止水板を用いて水密性を保つものとし、その周辺は鉄筋コンクリートカラーで囲み、カラー本体との間および本体の突合せ部には、伸縮性のある目地材を充填して、漏水を生じないよう処理しなければならない。

さらに、放流管の両端部には遮水壁をとりつけるものとし、管中間には管長10~15mの間隔で、管の全周にわたる遮水壁 (うなぎ止めと称される) を設けて、放流管の外壁に沿う浸透流の発生を防止する。この遮水壁

は放流管の本体と一体構造のものとする。

継手、遮水壁等の設計例を図3.11に示す。

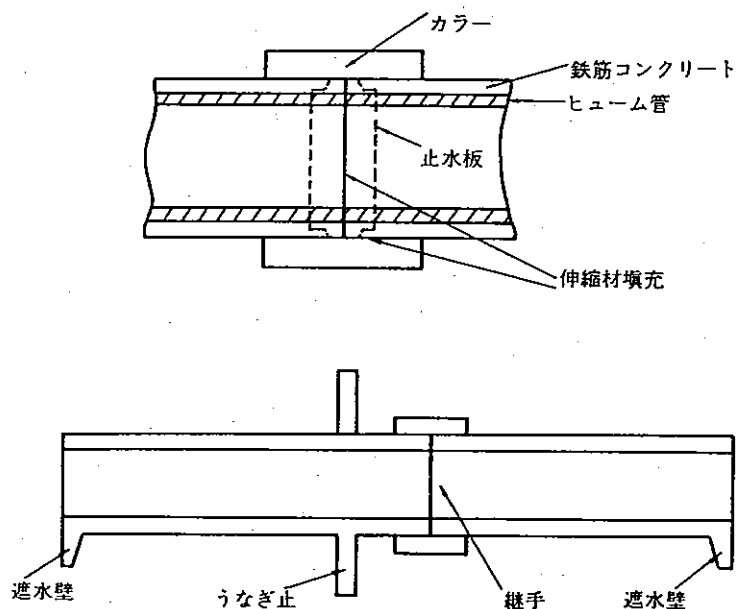


図3.11 継手・遮水壁の設計例

## 第4章 堤体施工基準

### 堤体の施工計画

第27条 堤体工事の着手にあたっては、設計の基本方針、工期、基礎地盤、及び堤体盛土材料の種類等を考慮し、工事が安全に施工でき、しかも所定の工期内に所定の品質の出来形が得られるような施工計画を立てるものとする。

### 解 説

(1) 堤体の施工計画は、工事に関する諸条件について、設計図書の内容確認及び現地照合をして以下のような内容について作成する。

- ① 工程計画
- ② 堤体施工計画（堤体基礎、土取場、堤体盛土、法面保護）
- ③ 施工管理
- ④ 安全管理
- ⑤ 防災計画
- ⑥ 仮設計画
- ⑦ その他

(2) 堤体の施工計画を作成するうえで最も注意すべき点は、堤体盛土材料の種類に応じた施工方法の決定である。とりわけ、堤体工事の主要部分は、機械施工により行われているので、施工機械の適否が工事の良否に大きく影響する。

従って、堤体工事の施工計画の策定には適切な施工機械の選定が最も重要であるので、現地の土質（地質）等を十分考慮に入れて、作業の種類、規模等の現場条件に適合した施工機械を選定しなければならない。

堤体の施工には、伐開・除根・掘削、積込み、運搬、敷均し、締固め等の作業があり、一般に多く使用される施工機械を表4.1に示す。

表4.1 堤体の土工作业に使用される主な施工機械

作業の種類	土 工 機 械 の 種 類
伐 開 ・ 除 根	ブルドーザ、レーキドーザ
掘 削	ブルドーザ、バックホウ、パワーショベル、トラクタショベル、リッパ
積 込 み	バックホウ、パワーショベル、トラクタショベル
掘 削 ・ 運 搬	スクレープドーザ、スクレーパ、ブルドーザ
運 搬	ダンプトラック
敷 均 し	ブルドーザ
締 固 め	タイヤローラ、タンピングローラ、振動ローラ、ブルドーザ

また、締固め機械は、試験盛土の結果に基づいて選定する。ただし、試験盛土が実施されていない場合は、表4.2を参考とする。

表4.2 土質材料別締固め機械

締固め機械の種類	堤 体 盛 土 材 料			
	普 通 土	高含水比粘性土	砂 質 土	塊 状 土
タ イ ヤ ロ ー ラ	○	○	○	○
タ ン ピ ン グ ロ ー ラ	○			○
振 動 ロ ー ラ			○	○
ブ ル ド ー ザ	△	△		

注) 1. ○：締固め作業に有効なもの。

△：他の機種が使えず止むを得ず使用するもの。

2. 高含水比粘性土で現場条件等から他の機種が使用できない場合、設計条件を満足しトラフィカビリティが確保できれば湿地ブルドーザを使用してもよい。

(3) 堤体盛土のまき出し厚さ及び転圧機種、転圧回数は、試験盛土を行い決定することを原則とするが、類似の土による施工例のある場合は、特別に試験盛土をせずに土質試験結果を比較検討し、まき出し厚さ及び転圧機種、転圧回数を決定してもよい。また高さが5m以下の堤体で盛土材料が良質な場合は試験盛土を行わず、表4.3で施工することができるものとする。

表 4. 3

機 械	まき出し（厚さ）	締 固 め 回 数
ブルドーザ（15t 以上）	30 cm	8 回以上
タイヤローラー（15t ～20t）	30 cm	5 回以上

礫まじり土および高含水比粘性土については、室内土質試験のみでは施工方法を決めにくいので、試験盛土をするのが望ましい。

#### 準備工及び河流処理工

第28条 準備工は、工事準備測量、伐開・除根、工事用道路について実施するものとする。

河流処理工は、堤体施工に支障を及ぼすことなく河川流量を流下させる構造とし、その目的を十分達成できるように行うものとする。

#### 解 説

- (1) 工事準備測量は、現場条件と設計図書との照合・確認のほか主要構造物の位置、及び高さ関係を明確にするために行う。又、確実な施工を行うために丁張を設置する。

主な準備測量は、土取場、堤体（放流施設も含む）及び工事用道路等の縦断測量と横断測量である。その他に、用地境界杭の確認や控杭・仮水準基標（仮ベンチマーク）の設置等がある。

- (2) 堤体敷地内の樹木・雑草及び有害な雑物（雪、凍結土等）等は、堤体の基礎掘削に先立ち伐開・除根し、除去する。

- (3) 工事用道路としては、最寄りの主要交通路から工事現場に至る資機材運搬道路と、工事現場内の現場内連絡道路等がある。

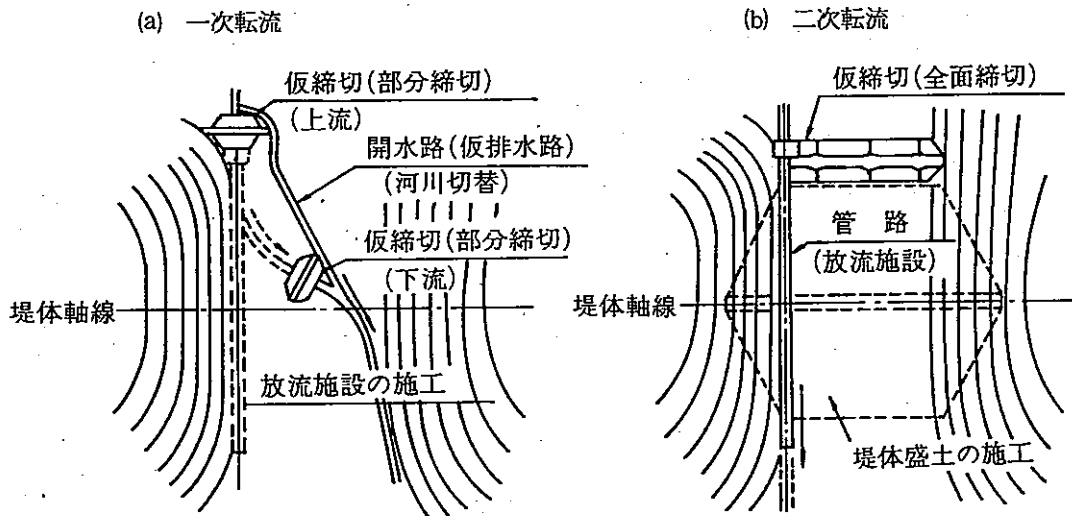
資機材運搬道路は、なるべく既設公道を利用するが、運搬量が多量である場合とか、公道の利用が困難な場合には新設又は改良が必要である。

現場内連絡道路は工事の進捗に応じて取り除かれるものもあるので施工の順序や設備等を考慮して、機能的にその目的を達するに十分な構造であればよい。

- (4) 河流処理工は、放流施設の設置、堤体の基礎掘削をはじめ、堤体盛土工事を円滑かつ確実に施工するために重要な役目を果たすものである。従って、河流処理工は、堤体工事に支障のない規模と構造とする。

河流処理工は、仮排水と仮締切によって構成され、図 4. 1 に示すように、堤体工事時期により放流施設が概成するまでの期間の一次転流と、それ以降、堤体基礎掘削から堤体盛土工事までの期間の二次転流とがある。それぞれの要素を表 4. 4 に示す。





注) 実線は転流のための仮施設。破線は転流時に行う工事目的物。

図 4.1 河流処理工の構成

表 4.4 河流処理工

	仮排水	仮締切
一次転流	開水路	部分締切
二次転流	管路(放流施設を利用)	全面締切

(5) 仮締切の施工時期は、出水期を避けるのが原則である。しかしながら、一般に防災調節池が建設される地点においては、流域面積、河川流量、必要とされる仮締切等の規模が小さいことから、特別の場合を除き仮締切の施工時期の規定はしないものとする。

仮締切の設置位置は地形・地質を考慮するとともに、設計図書に明示された堤体軸線、構造物の位置あるいは掘削区域が着工後の現場条件により、多少変更されても支障を受けない位置で、かつ本体工事の作業に支障のない位置を選定する。

仮締切は、洪水時の越水によって簡単に破壊しない構造としなければならない。又、仮締切が堤体本体の一部となる場合は、本体と同様に入念な施工をしなければならない。

#### 堤体基礎工

第29条 基礎掘削工は、基礎地盤の性状を十分把握したうえで、設計条件を満足する深さまで掘削し、断面に急変のないように仕上げるものとする。

2 軟弱地盤における基礎処理工の施工にあたっては、設計に盛り込まれている基礎処理工の内容および現地条件、工期等を十分に理解し、適切な施工を行う。

3 透水性地盤における基礎処理工の施工にあたっては設計図書に明示された所定の目的が達せられるよう、現地の地盤条件を十分に勘察し、適切な方法で施工するものとする。

## 解 説

(1) 堤体は、岩盤はもとより、軟弱地盤や透水性の地盤上にも建設される。基礎掘削は、基礎地盤の地質構成によって異なるので、施工に際しては、地質調査結果を十分に検討して、掘削機種や掘削手順及び掘削方法を決定する。

基礎掘削の対象地盤は、おおまかに以下のように分類される。

- ① 普通地盤
- ② 軟弱地盤及び透水性地盤
- ③ 岩 盤

### 1) 普通地盤

普通地盤とは、一般的に軟弱層の分布が極めて薄いか、ほとんど存在せず、基礎層（洪積世や新第三紀層等）の露頭がある場合を指し、設計上でも基礎掘削の施工については、表層部を薄く除去するのみにとどめている。このような地盤条件の場合には、トラフィカビリティも確保でき、基盤層の掘削もそれ程困難でないことから基礎掘削や基礎仕上げには、ブルドーザを用いる。

### 2) 軟弱地盤及び透水性地盤

透水性地盤とは、軟弱層をはさむ砂層や砂礫層により構成される場合を指す。透水性地盤及び軟弱地盤については、設計の段階で定められた基礎処理工を所定の水密性や強度が得られるよう適切な方法で施工をしなければならない。なお、基礎掘削は、湿地ブルドーザ、超湿地ブルドーザ、あるいは湿地タイプのバックホウ等、接地圧の低い機械を選定し、走行性の確保や下層の練り返しを防止することに配慮する。

### 3) 岩 盤

岩盤の場合の基礎掘削及び基礎仕上げについては、普通地盤と同様に表土層はブルドーザにより掘削し、著しく固い部分は、リッパやブレイカーを用いる。

(2) 基礎掘削の対象地盤が土質基礎であって、最終仕上げ後の表面が乾燥して硬化したり、細かいクラックが発達している土質の場合には、堤体盛土の施工に先立ち、これを除去するか、場合によっては散水して、入念に転圧する。

堤体基礎地盤の仕上げ面は、表 4.5 に示す点に十分留意して施工する。

表 4.5 堤体基礎仕上げの留意点

項 目	留 意 点
形 状	<ul style="list-style-type: none"> <li>○著しい不陸がないか否かの確認。</li> <li>○設計図書にある寸法との照合。</li> </ul>
性 状	<ul style="list-style-type: none"> <li>○設計強度を十分満足しているか否かの確認。</li> <li>○有機物を多量に混入する表土層が残存しているか否かの確認。</li> <li>○分布する土質が事前調査結果と著しく異なるか否かの確認（主に目視により行い、必要な場合はポータブルコーン試験等により確認）。</li> <li>○仕上げ面が乾燥して硬化していたり、クラックが発達していないか否かの確認。</li> </ul>
そ の 他	<ul style="list-style-type: none"> <li>○湧水等堤体の安定上支障となる現象のチェックと適切な処置がなされているか否かの確認。</li> </ul>

## 堤体盛土材料の採取

第30条 堤体盛土材料は、土取場の地形、地質、地下水等現場の条件に合った掘削方法を検討し、所定の品質が得られるように採取するものとする。

2 土取場の土質が、堤体盛土材料として不適切であると判断された場合には、土取場の変更又は、材料の調整等を行うものとする。

## 解 説

### (1) 土取場の決定

土取場の決定に際し、試料を採取して室内土質試験や現場での試験施工を行い、所定の設計値が得られる材料であるか否かを確認する。なお、不適切な場合には、再度調査を行い、土取場の変更ないし材料の調整等を行うものとする。

また、現場条件等を十分に考慮した施工計画を立てるものとする。

### (2) 盛土材料の許容粒径

普通土、高含水比粘性土、砂質土は、粒径が小さいので一般に最大粒径を規制する必要はないが、材料の中に巨礫を含む場合や塊状土の場合は、締め固め後盛土の中に空けきが残ったり、さらにそこがみずみちとなり強度低下の原因となることもあるので、最大粒径を原則として堤体盛土まき出し厚さの75%以下とすることが望ましい。

### (3) 伐開・除根・表土はぎ

堤体盛土材料の採取に先立ち、土取場内の樹木、雑草および有害な雑物等は伐開・除根し、除去しなければならない。

### (4) 排水工の施工

土取場には、トラフィカビリティの確保や周辺への影響を考慮して、排水工を施工しなければならない。また、地下水位の高い所、含水比の大きい所などでは、トレンチを掘るなどして堤体盛土材料の含水比の低下をはかるものとする。

### (5) 堤体盛土材料の採取

堤体盛土材料の採取にあたって地形、土質、運搬距離等を考慮して施工機械を選定する。

土取場から得られる堤体盛土材料は、採取範囲及び採取深度によって試験試料と含水比や粒度等が異なることがあるので、この場合、含水比や粒度の調整が必要である。

### (6) 不良土の処理

土取場で発生した堤体盛土材料として不適切な材料の処理は防災上の安全性や周辺の環境面を考慮して捨土しなければならない。

## 堤体盛土の締め固め基準

第31条 堤体盛土の締め固め基準は、原則として乾燥密度による締め固め度で規定するものとする。ただし、高含水比粘性土の場合は、飽和度又は空気間げき率で規定してもよい。

### (1) 乾燥密度による規定

まき出し各層ごとにJIS A 1210（突き固めによる土の締め固め試験方法）の呼び名1：1の方法による最

大乾燥密度の90%以上の密度になるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

(2) 飽和度または空気間げき率による規定

まき出し各層ごとに飽和度85%以上又は空気間げき率10%以下になるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

解 説

堤体盛土の締固めは原則として締固め度で規定するものとするが高含水比粘性土などの材料では空気間げき率で規定することにした。

盛土の締固め基準は次の通りである。

(1) 乾燥密度による規定

乾燥密度による規定としては、一般には、D値による規定が多く用いられている。

$$D値 = \frac{\text{現場乾燥密度}}{\text{室内最大乾燥密度}} \times 100 (\%)$$

防災調節池は、堤高15m未満であるので、一般にはそれほど高いせん断強度を必要とせず又浸水（貯水や降水による）時の沈下もある程度は差支えないと考えられていることから、設計においてはD 値 $\geq 90\%$ において得られる諸係数を採用している。

(2) 飽和度又は空気間げき率による規定

高含水粘性土は、飽和度又は空気間げき率によって規定することにした。

通常飽和度 $S_r \geq 85\%$ 又は空気間げき率 $V_a \leq 10\%$ において浸水による強度低下は少ないと考えられていることから、一般には $S_r \geq 85\%$ 又は $V_a \leq 10\%$ を規定の標準としている。

堤体盛土の施工方法

第32条 堤体の施工は原則として出水期をさげて行なわなければならない。

- 2 堤体の敷地は盛土に先立って、雑草、樹木の根、有機物を含む表土、及び雑物等を除去しなければならない。
- 3 傾斜面に盛土する場合は、段切りを行なわなければならない。
- 4 試験施工は、堤体盛土の施工に先立ち現場において実施することを原則とする。
- 5 堤体盛土の施工は、試験施工の結果を基に、土質材料の種類に応じて所定の締固め度や透水係数等が確保されるように行うものとする。特に盛土の締固めにあたっては、施工時の含水比に留意するものとする。

解 説

(1) 段切りは、盛土の滑動を防止するために行ない、その標準は、最小高さ50cm、最小幅100cmとする。

(2) 試験施工の目的

1) 土取場における土質材料が、事前に行われた室内土質試験や試験盛土での土質材料と著しく異ならないかを確認すると同時に、監督員及び請負者が適切な堤体盛土の施工を行い得るよう盛土材料についての確認を図ること。

2) 施工計画に基づいた施工方法で十分に満足のいく堤体盛土の施工が可能であるか確認すること。

(3) 試験施工は代表的な盛土材料について行ない、まき出し厚さ30~40cmで3層以上とする。

試験施工には本工事で使用する転圧機械を用いて盛土締固め基準に合致するまで転圧し、必要な転圧回数を決定するものとする。

#### (4) 堤体盛土の施工

##### 1) 施工含水比

盛土の施工において、第31条に示した締固め基準にもとづく適切な施工を行うためには、盛土材料の施工含水比の管理が重要な要素のひとつである。この場合、施工時の天候等に十分注意を払い、所定の締固め基準が得られるように施工時の含水比を確保するように特に留意する必要がある。所定の含水比が確保できない場合は、含水比の調整や施工方法等を検討して、締固め基準を満足した堤体を築造するものとする。

##### 2) まき出し方向及び転圧方向

堤体内への浸透水を防止する目的から堤体盛土材料のまき出し及び転圧は、堤体軸線と平行に行うことを原則とする。

##### 3) 転圧面の盛りつき

まき出した盛土材料は、その日のうちに締固めが完了し、降水に対して十分な表面排水ができるよう盛土表面を平坦に仕上げなければならない。翌日、ひきつづき盛土を行う場合は、盛土転圧面があまり平坦にならないようにして盛りつきし、相互のなじみをよくしなければならない。

##### 4) 法面の転圧

堤体盛土法面の締固めは、適切な機種を選定し、入念な転圧を行うものとする。

##### 5) 降水時による施工休止の条件

堤体盛土工事は、気象条件の影響を大きく受ける。

特に、施工不能降水量は、盛土材料の種類や降水継続日数等により必ずしも一律ではない。試験施工の結果など参考に、設計条件を満足し得るような施工含水比が得られない降水量のあった後には施工を休止する必要がある。

##### 6) クラック発生時の処置

軟弱地盤上に堤体盛土を行うと、地盤の不等沈下により放流施設部や軟弱地盤部と地山アバット部の境界付近にクラックが発生する危険性があるので、十分に注意して施工しなければならない。

堤体盛土にクラックが生じた場合は、将来漏水や堤体崩壊の原因となるので、すみやかに処置しなければならない。

クラックの処置方法としては、クラック発生及びその周辺の盛土をクラックが発生していない深度まで掘削し、堤体盛土と同一の材料で置換えるのが一般的である。

#### (5) 降水の処理

降水に対する留意点としては、以下の点がある。

1) 堤体盛土面上は、上流方向に排水に必要な片勾配、又は堤軸線を境にして上下流方向へ勾配をもたせ、表面を平坦に締固め排水を良くし、かつ降水の浸透を防止する。

2) アバット部等の切土部は、法肩部に排水溝を設けて排水し、法面部に流出しないようにする。長大法面の場合には、法面部に排水溝を設け、盛土面上に雨水ができるだけ流出しないよう注意する。

3) 次のまき出しを急ぐ盛土面、重要な走路面等はシートで覆う。

#### (6) 湧水処理

基礎地盤からの湧水は、単に堤体盛土施工の障害となるばかりでなく、盛土材料のせん断強度の低下やパイピングの原因ともなるので、十分な注意が必要である。従って、現地調査の結果から湧水的位置や量等を的確

に把握して、湧水処理を施しながら盛土材料で埋戻したり、又は、グラウト処理あるいはフィルター材や円筒管等を用いて適切な処理を行わなければならない。

#### 接合部の施工

第33条 堤体と基礎地盤及び堤体構造物との接合部は、十分な水密性が得られるように入念に施工するものとする。

#### 解 説

##### (1) 基礎地盤の接合部の施工

基礎地盤に凹凸等がある場合は、これを整形掘削、あるいは硬い地盤の場合コンクリート、填充土等によって、盛土施工の締固めが十分にでき、なじみがよくなるよう仕上げる必要がある。この場合は、整形勾配はできるだけ緩やかな勾配にすることが望ましい。

上記の表面処理を行った後、本施工に先行して盛土材料の含水比の変化をきたさない範囲で、基礎地盤を湿润しておく。

##### (2) 構造物との接合部の施工

洪水吐きや放流施設等のコンクリート構造物と堤体盛土との接合部では、沈下やクラックが生じ漏水の原因となることもある。堤体盛土と構造物との接合部の沈下の原因は、基礎地盤の沈下及び盛土自体の圧縮沈下のほかに、場所が狭いため締固めが不十分となり易いことなどがある。

構造物との接合部の施工方法は、次のような点に留意して行うものとする。

- ① コンクリート構造物と埋戻し材の接合部は、埋戻し材料の含水比に留意してなじみよく施工する。
- ② 埋戻しは、小型ブルドーザ等により平坦に敷均し、ダンプトラック等による高まき出しは避ける。
- ③ 埋戻し材料のまき出し厚さは、概ね小型締固め機械の場合5～10cm、タイヤローラ等の場合20cm程度とし、入念に締固める。

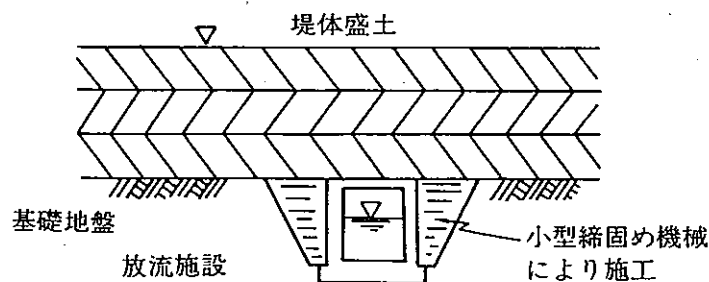


図4.2 構造物周辺部の施工

## ドレーンの施工

第34条 堤体内に設けるドレーンは、定められた材料を均質にまき出し、締固められるように施工するものとする。

### 解 説

堤体内に設けられるドレーンのうち、特に水平ドレーンとインターセプターについて次の留意点を配慮して確実に施工するものとする。

- ① 施工機械に付着している粘性土は、施工前によく清掃し、まき出し、転圧時にドレーン内に混入しないようにする。
- ② 材料によっては、過転圧によって細粒化することがあるので転圧回数を必要以上に多くすることは避ける。
- ③ 施工中は、絶えずドレーン材料の中に隣接するゾーン材料が混入しないようにする。
- ④ 降水後は、必ずドレーン施工面を点検し、表面の異物等は撤去してから施工する。
- ⑤ 施工中は、たえず材料の変化に注意する。
- ⑥ 筋状ドレーンの場合は、掘削した溝の側面が崩れ、その土がドレーン材料に混入しないよう注意する。

## 堤体の品質管理

第35条 堤体盛土の施工にあたっては、土質材料に応じて品質管理を行うものとする。

品質管理は、盛土材料及びドレーン材料に対し行い、搬入時の材料の試験と施工時の品質確認の試験を実施するものとする。

- 2 動態観測は、軟弱地盤上の、あるいは高含水比粘性土からなる堤体盛土に対して必要に応じて行うものとし、これにより基礎地盤及び堤体の挙動を常に把握しながら工事を進めるものとする。

### 解 説

#### (1) 品質管理の目的

- ① 工事の欠点を未然に防止すること。
- ② 品質のばらつきをできるだけ少なくすること。
- ③ 工事に対する信頼性を増すこと。

#### (2) 品質管理の方法

品質管理の方法としては、定められた試験を実施して統計的手法により管理して行く方法と、目視による管理法とがある。

盛土材料別の管理項目、頻度、規格値は、表4.6に示す通りである。

なお、目視による管理も十分に行って、品質管理試験結果を補足する必要がある。

表 4. 6 品質管理規格表

材料名		管理試験内容	頻 度	規 格 値		
堤 体 部	普通土・砂質土・塊状土	材 料	突 固 め 試 験	盛土当初及び土質の変化時に3ヶ	—	
		材 料	粒 度 試 験			
	施 工	施 工	含 水 量 試 験	毎日1回、3ヶ	W <sub>opt</sub> より湿潤測で $\gamma_{dmax}$ の90%に相当する含水比 W <sub>opt</sub> : 最適含水比 (%) $\gamma_{dmax}$ : 突固め試験で求めた最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	
		施 工	現 場 密 度 測 定	各層毎又は3,000 m <sup>3</sup> 毎に3ヶ	$\gamma_{dmax} \geq 90\%$	
	高含水比粘性土	材 料	材 料	突 固 め 試 験	盛土当初及び土質の変化時に3ヶ	—
			材 料	粒 度 試 験		
施 工		施 工	含 水 量 試 験	毎日に1回、3ヶ	材料に応じて決定	
		施 工	現 場 密 度 測 定	各層毎又は3,000 m <sup>3</sup> 毎に3ヶ	S <sub>r</sub> ≥ 85% 又は V <sub>a</sub> ≤ 10% S <sub>r</sub> : 飽和度 (%) V <sub>a</sub> : 空気間げき率	
施 工	工	コ ー ン 試 験	各層毎又は3,000 m <sup>3</sup> 毎に5点	材料に応じて決定		
ド レ ー ン	材 料	材 料	粒 度 試 験	2,000 m <sup>3</sup> 毎に1回	設計書内で規定された粒度	
		材 料	透 水 試 験		K ≥ 10 <sup>-3</sup> cm/s K : 透水係数 (cm/s)	

注) 堤体部に砂質土、塊状土を用いる場合には、必要に応じ透水試験を行う。この場合の規格値の目安としては、 $K=10^{-5}$  cm/s以下を目標とすることが望ましい。

(3) 結果の整理

試験結果は毎日整理して、工程能力図等に図示するとともに必要な時点でヒストグラムに整理しておくが良い。

特に工程能力図は工事の進捗に伴う品質の変化を見ることができ、異常値の事前予測や原因の検討を行う上で便利である

(4) 品質不良の処置

品質管理試験で規格値以下の値が発生した場合は、その原因を直ちに追求し、類似の事態を再発させないための処置をとらなければならない。

(5) 動態観測は、調査・設計時に予測した現象が実際に生じているかどうか、対策工法の効果が予測どおりであるかどうかを照合し、予期しなかった挙動が生じたときには一刻も早くその原因を追求し、対策を実施するものとする。

動態観測は、主に、以下に述べるような装置及び計器類を用いて行われるが、計測にのみならず目視による観察を行うことも大切である。

目視による観察としては、次の項目があげられる。

- ① 堤体盛土法面のはらみ出し (特に、高含水比粘性土からなる盛土)。
- ② 堤体盛土部及び基礎地盤のクラックの有無。



③ 堤体盛土法尻部付近の基礎地盤の盛上り、側方変位。

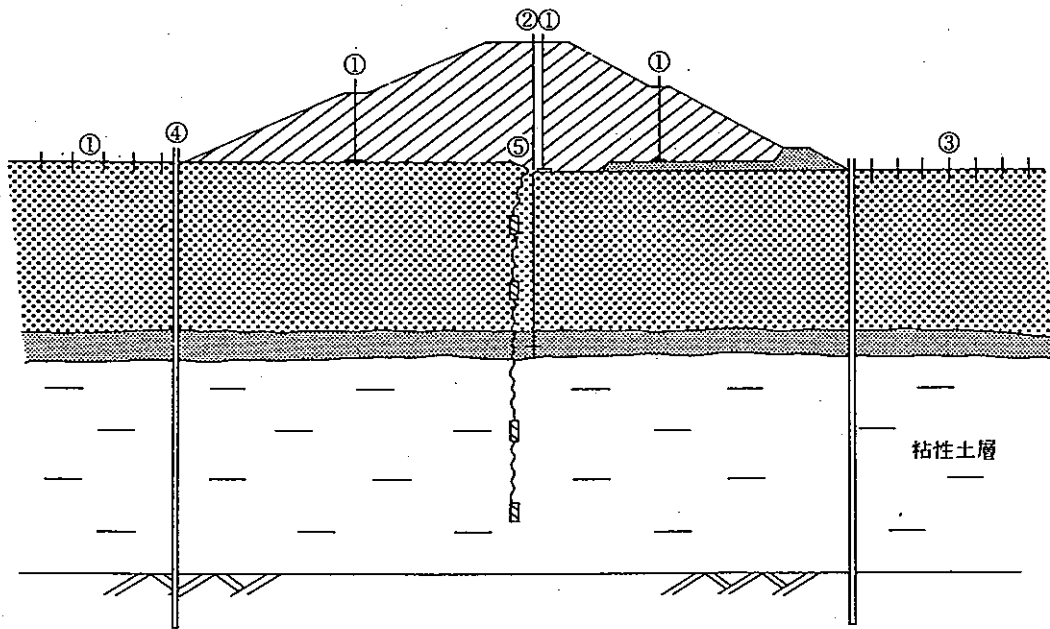
④ その他。

必要な測定項目としては、沈下量、間げき水圧、側方変位があるが管理目的別に整理すると表4.7のようになる。又、一般的な条件での計器配置例を図4.3に示す。

表4.7 管理目的測定項目

測定項目	利用目的	
	沈下管理	安全管理
沈下量	◎	◎
間げき水圧	○	○
側方変位	-	◎

注) : ◎ 実施頻度が高いもの



① 地表面層沈下計 ② 深層型沈下計 ③ 変位ぐい又は伸縮計 ④ 地中変位計 ⑤ 間げき水圧計

図4.3 軟弱地盤での計器配置例

(6) 施工後の異状時の処理

堤体施工後、特に軟弱地盤上および高含水比粘性土からなる堤体盛土部において、目視により法面のはらみ出し、クラック等の異状現象が露見された場合には、押さえ盛土等の適切な処理をするものとする。その際、渇水期において自己流域流量で湛水可能な場合には必要に応じ湛水試験を行うとよい。

維持管理

第36条 完成後のダムの安定及び調節池の機能を確保するため、維持管理を十分に行なわなければならない。

解 説

防災調節池は完成後の維持管理が最も重要なことであるので、管理者は以下の事項について十分な配慮をしなければならない。

- (1) 巡視は洪水期2回/月、非洪水期1回/月及び豪雨、地震等の直後に行なうこと。
- (2) 堤体は毎年草刈りを行なうこと。
- (3) 出水時には監視体制をとること。
- (4) 巡視に当っては、下記事項を確認すること。

堤体の破損、堤体の排水不良、貯水池法面の崩壊、放流施設の堆砂、貯水池内の異常堆砂、ゴミ等、防災調節池の場合は、一般に放流量が少なく、そのため呑口の断面は直径数十種にすぎない場合が多いので、これがゴミ等で閉塞しないように注意しなければならない。また巡視報告書に記載するものとし、巡視報告書としては、日報形式を決めておくことが好ましい。

- (5) 異常が認められた時は、速かに所要の処置、通報等を行なうこと。

## 第6節 防災対策技術調整会議

### 防災対策技術調整会議要領

#### (趣 旨)

第1条 この要領は「宅地造成等開発行為に伴う防災対策の取扱い要綱」（以下「要綱」と言う。）第8条の規定に基づき設置する「防災対策技術調整会議」（以下「調整会議」という。）の組織及び運営について必要な事項を定める。

#### (組 織)

第2条 調整会議は、別表に掲げる職にある者をもって組織する。

2. 調整会議に議長をおく。
3. 議長は、都市計画課又は森林土木課の課長補佐（業務担当）の職にある者をもってあてる。

#### (協 議)

第3条 調整会議は、次に掲げる事項について協議する。

- 一、要綱に定める事項に関して生じた疑義に関すること。
- 二、要綱に定めのない事項に関すること。

#### (会 議)

第4条 調整会議は、必要のある都度、議長が招集する。

2. 調整会議の構成員は、議長に会議の招集を求めることができる。

第5条 調整会議の庶務は、議長が所属する課において処理する。

#### (雑 則)

第6条 この要綱に定めるもののほか、調整会議の運営に関して必要な事項は、議長が調整会議にはかって定める。

#### (附 則)

この要領は、平成6年4月1日から施行する。

#### (別 表)

都 市 計 画 課	業 務 担 当 課 長 補 佐	担 当 職 員
河 川 課	〃	〃
砂 防 課	〃	〃
森 林 土 木 課	〃	〃
農 林 検 査 課	〃	〃
農 林 総 務 課	〃	〃