

砂 防 技 術 指 針

平成 24 年 4 月

広島県土木局砂防課

砂防技術指針

改訂にあたって

広島県は全国で最多となる約32,000箇所の土砂災害危険箇所を有し、昭和20年の枕崎台風、昭和42年の呉災害、昭和47年7月豪雨災害、昭和63年の加計災害、平成11年のいわゆる6・29災害、最近では庄原市などにおける平成22年7月の豪雨災害など、大規模な土砂災害を繰り返し被り、貴重な人命と財産を失ってきた歴史があります。そして現在も多数の未整備箇所が存在しており、今後もこれらと同等以上の災害が発生する危険性が無いとは言えません。そのため、県民の「安心な暮らしづくり」を実現するため、砂防施設の整備を着実に進めていく必要があります。

このような状況において、広島県の砂防技術指針は、過去から経験的に伝授されてきたノウハウも含めて砂防施設整備に係る各種技術や関連基準等を体系的にまとめた技術書として、砂防施設整備が多く現場で効率的に進められることを後押しする役割を持っていると考えます。昭和59年に初版が作成され、その後も、関連基準等の改訂や新しい知見を取り入れて見直しが行われ、平成7年、平成13年、平成21年と3回の改訂が重ねられてきました。

今回の改訂では、平成22年7月災害の対応を踏まえ、災害関連緊急砂防事業の計画の立て方についてまとめたほか、砂防ソイルセメント工法、残存型枠といった近年採用されている工法について取り扱いを整理しました。また、堰堤配置計画段階における透過型・不透過型・管理型不透過型といった多様な選択肢を、現場条件に合わせてうまく取り入れ、うまく組み合わせていけるよう、これらの多様な堰堤形式について取り扱いを整理した内容を加えております。

今回改定した砂防技術指針が、広島県の砂防施設整備に関わる皆様に活用され、各現場において、現場条件に合った砂防施設整備が一層進むことを期待しております。

平成24年4月
広島県土木局
砂防課長 田村毅

砂防技術指針（平成 24 年度改訂版）の適用について

本指針の適用に当たっては、次のことに留意すること。

- 1 本指針は、平成 21 年 4 月に改訂した元の砂防技術指針（以下「元指針」と呼ぶ）に、それ以降に改訂された「鋼製砂防構造物設計便覧（平成 21 年度版）財団法人 砂防・地すべり技術センター」、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧（平成 23 年）財団法人 砂防・地すべり技術センター」等の内容を加えて、全体の整合を図った上で細部構造の見直しを行ったものである。
- 2 本指針に定める事項は、広島県の標準を示したものである。現地条件の特殊性等から標準を適用することが著しく困難な場合は、モデル実験や県外事例、各種の研究成果、他の公的機関の基準等を元に別途判断するものとする。
なお、その際は砂防課と十分な協議を行うこと。
- 3 本指針は、平成 24 年 4 月 1 日以降に計画・設計に着手するものに適用する。ただし、既に溪流全体の砂防基本計画を策定済みのものについては、当面、同計画の変更を要しない。

総 目 次

第Ⅰ編 事業編

第1章	砂防事業の概要	I -1
第2章	調書・設計書作成要領	I -57
第3章	災害対応	I -93
第4章	砂防事業関連基準	I -129

第Ⅱ編 調査編

第1章	概 説	Ⅱ-1
第2章	流域特性調査	Ⅱ-2
第3章	生産土砂量調査	Ⅱ-7
第4章	流 木 調 査	Ⅱ-10
第5章	基礎地盤調査	Ⅱ-15
第6章	環境調査	Ⅱ-27
第7章	災害時の調査	Ⅱ-32
第8章	砂防ソイルセメント堰堤を計画するための調査	Ⅱ-37

第Ⅲ編 計画編

第1章	砂防基本計画	Ⅲ-1
第2章	砂防施設配置計画	Ⅲ-59
第3章	溪流環境整備計画	Ⅲ-102
第4章	溪流魚道の計画	Ⅲ-120

第Ⅳ編 設計編

第1章	砂防えん堤	Ⅳ-1
第2章	溪流保全工	Ⅳ-135
第3章	床固工	Ⅳ-170
第4章	護 岸	Ⅳ-180
第5章	護床工	Ⅳ-185
第6章	水制工	Ⅳ-190
第7章	土石流・流木捕捉工以外の土石流対策施設	Ⅳ-192
第8章	掃流区間における流木対策施設	Ⅳ-200
第9章	砂溜工（遊砂地）	Ⅳ-209
第10章	山腹工	Ⅳ-211
第11章	魚道	Ⅳ-231
第12章	管理用道路	Ⅳ-246

第V編 施工積算・管理編

第1章	用地補償	V-1
第2章	砂防施設の施工と積算	V-22
第3章	砂防ソイルセメントの品質管理	V-54
第4章	維持修繕	V-70
第5章	管 理	V-82

第VI編 その他編

第2章	砂防えん堤チェックリスト	VI-16
第3章	砂防基本計画・施設設計及び砂防工事全体計画書作成事例	VI-57

第 I 編
事業編

【 改 定 履 歴 】

目次項目		改定の内容	
旧	新	旧	新
第 1 章 5	第 1 章 5		土砂災害警戒区域における土砂災害防止対策の推進に関する法律，最終改定にあわせて内容を一部改正
第 1 章 6	第 1 章 6		砂防事業の構成を平成 23 年度時点に更新
第 2 章	第 2 章		予算要求スケジュールと予算要求時に提出する資料を平成 23 年度時点に更新
第 2 章 4	第 2 章 4		補助事業で提出する調書・設計書を平成 23 年度時点に更新

第 I 編 事業編 目次

第 1 章 砂防事業の概要	I -1
1. 砂防法	I -1
2. 砂防法施行規程	I -7
3. 砂防指定地指定要綱について	I -10
4. 砂防指定地指定要綱の取り扱いについて	I -18
5. 土砂災害警戒区域における土砂災害防止対策の推進に関する法律	I -25
6. 砂防事業の構成	I -37
6.1 砂防事業の構成	I -37
6.2 砂防関係重点施策の推移	I -38
6.3 補助砂防事業	I -40
6.4 総合流域防災事業	I -45
6.5 災害関係事業	I -49
6.6 さまざまな砂防関係事業	I -50
第 2 章 調書・設計書作成要領	I -57
1. 補助事業	I -57
2. 補助事業予算要求スケジュール	I -57
3. 補助事業, 交付金対象事業予算要求	I -58
3.1 予算要求時に作成する資料	I -58
3.2 全体計画認可申請	I -59
3.3 概算要求	I -59
3.4 事前審査	I -59
3.5 下協議	I -59
3.6 実施認可	I -60
3.7 変更認可	I -60
4. 補助事業で提出する調書・設計書	I -63
4.1 概算要求参考資料	I -63
4.2 調書	I -66
4.3 全体計画書	I -77
4.4 工事設計書	I -84
4.5 全体計画書に添付する図面	I -85
4.6 設計図	I -86
4.7 写真	I -89
4.8 その他資料	I -89
4.9 チェックリスト	I -89
第 3 章 災害対応	I -93
1. 災害対策関係事業の種類と流れ	I -93

2. 災害報告	I - 94
2.1 土石流等災害報告記載要領	I - 94
3. 災害関連緊急砂防事業	I - 99
3.1 災害関連緊急砂防事業のながれ	I - 99
3.2 提出書類及び作成要領	I - 100
第4章 砂防事業関連基準	I - 129
1. 砂防事業と治山事業の取扱い	I - 129
1.1 砂防事業と治山事業の取扱いについて	I - 129
1.2 砂防事業と治山事業の取扱いについて	I - 132
1.3 同一溪流で工事を行う砂防事業と治山事業の取扱いについて	I - 140
1.4 砂防事業と治山事業の連携の強化について	I - 141
1.5 砂防事業と治山事業との事業調整及び重複指定について	I - 142
2. 砂防指定地および地すべ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）	I - 146
2.1 総 説	I - 146
2.2 土 工	I - 146
2.3 地すべりに対する処理	I - 147
2.4 排水施設	I - 148
2.5 遊水池	I - 150
2.6 沈砂池	I - 150
2.7 擁壁工等	I - 151
2.8 自然環境の保全	I - 151
2.9 工事中の防災	I - 151
2.10 その他	I - 153
3. 砂防指定地内を通過する四車線以上の自動車専用道路およびこれに準ずる道路（将来計画によって四車線以上となるものを含む）の構造基準（案）	I - 155
3.1 橋梁工	I - 155
3.2 土工	I - 156
3.3 工事施工中の注意事項	I - 157
3.4 その他	I - 157
4. 砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準（案）	I - 159
4.1 一般的基準	I - 159
4.2 桁下高	I - 159
4.3 余裕高	I - 159
4.4 支間長	I - 159
4.5 橋 台	I - 160
4.6 橋梁設置に伴う護岸	I - 160
4.7 橋 脚	I - 160
4.8 橋梁の位置	I - 161

4.9	橋梁の方向	I -161
4.10	暗 渠	I -161
5.	橋梁および取付道路の工事費用の負担	I -162
5.1	河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について	I -162
5.2	河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について（建設省都市局長，河川局長，道路局長通達）について解説	I -164
5.3	河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について	I -174
5.4	河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について	I -175
5.5	河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について（補足説明）	I -176
5.6	河川工事に附帯する市町村道橋梁の費用負担について（案）	I -178
6.	住宅市街地基盤整備事業	I -188
6.1	住宅市街地基盤整備事業制度について	I -188
6.2	住宅市街地基盤整備事業制度の実施について	I -189
6.3	住宅市街地基盤整備事業の運用について	I -191
7.	河川等関連公共施設整備促進事業	I -195
7.1	河川等関連公共施設整備促進事業制度について	I -195
7.2	河川等関連公共施設整備促進事業の実施について	I -196
8.	砂防工事における安全確保	I -198
8.1	砂防工事における安全確保について	I -198
8.2	労働安全衛生規則（抄）	I -198

第1章 砂防事業の概要

砂防事業を実施する上で、主たる根拠法令となる「砂防法」「砂防法施行規程」を掲載した。
詳細については、砂防関係法令規集等を参照されたい。

1. 砂防法

(最終改正：平成 22 年 3 月 31 日号外 法律第 20 号)

第一章 総則

第一条 此ノ法律ニ於テ砂防設備ト称スルハ国土交通大臣ノ指定シタル土地ニ於テ治水上砂防ノ為施設スルモノヲ謂ヒ砂防工事ト称スルハ砂防設備ノ為ニ施行スル作業ヲ謂フ

第二条 砂防設備ヲ要スル土地又ハ此ノ法律ニ依リ治水上砂防ノ為一定ノ行為ヲ禁止若ハ制限スヘキ土地ハ国土交通大臣之ヲ指定ス

第三条 此ノ法律ニ規定シタル事項ハ政令ノ定ムル所ニ從ヒ国土交通大臣ノ指定シタル土地ノ範圍外ニ於テ治水上砂防ノ為施設スルモノニ準用スルコトヲ得

第三条ノ二 此ノ法律ニ規定シタル事項ニシテ砂防設備ニ関スルモノハ政令ノ定ムル所ニ從ヒ第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ニ存スル政令ヲ以テ定ムル天然ノ河岸ニシテ災害ニ因リ治水上砂防ノ為復旧ヲ必要トスルモノ（著シキ欠壊又ハ埋没ニ係ルモノニ限ル）ニ準用ス

第二章 土地ノ制限及砂防設備

第四条 第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ニ於テハ都道府県知事ハ治水上砂防ノ為一定ノ行為ヲ禁止若ハ制限スルコトヲ得

② 前項ノ禁止若ハ制限ニシテ他ノ都道府県ノ利益ヲ保全スル為必要ナルカ又ハ其ノ利害關係一ノ都道府県ニ止マラサルトキハ国土交通大臣ハ前項ノ職権ヲ施行スルコトヲ得

第五条 都道府県知事ハ其ノ管内ニ於テ第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ヲ監視シ及其ノ管内ニ於ケル砂防設備ヲ管理シ其ノ工事ヲ施行シ其ノ維持ヲナスノ義務アルモノトス

第六条 砂防設備ニシテ他ノ都道府県ノ利益ヲ保全スル為必要ナルトキ、其ノ利害關係一ノ都道府県ニ止マラサルトキ、其ノ工事至難ナルトキ又ハ其ノ工費至大ナルトキハ国土交通大臣ハ之ヲ管理シ、其ノ工事ヲ施行シ又ハ其ノ維持ヲナスコトヲ得

② 前項ノ場合ニ於テハ国土交通大臣ハ其ノ砂防設備ニ因リ特ニ利益ヲ受クル公共団体ノ行政庁ニ對シ其ノ工事ノ施行又ハ其ノ維持ヲナスコトヲ指示スルコトヲ得

③ 本条ノ場合ニ於テハ国土交通大臣ハ此ノ法律ニ依リ都道府県知事ノ有スル職権ヲ直接施行スル

コトヲ得

第七条 都道府県知事ハ其ノ管内ノ公共団体ノ行政庁ニ対シ砂防工事ノ施行又ハ砂防設備ノ維持ヲナスコトヲ指示スルコトヲ得

第八条 他ノ工事、作業其ノ他ノ行為ニ因リ砂防工事ヲ施行スルノ必要ヲ生スルトキハ都道府県知事ハ其ノ行為ヲナシタル者ヲシテ其ノ工事ヲ施行シ又ハ其ノ砂防設備ノ維持ヲナサシムルコトヲ得

第九条 行政庁ハ砂防工事ノ請負ヲナスコトヲ得ス

第十条 砂防工事ノ請負ノ制限ハ命令ヲ以テ之ヲ定ム

第十一条 第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ニ対シテハ勅令ノ定ムル所ニ従ヒ地租其ノ他ノ公課ヲ減免スルコトヲ得

第十一条ノ二 都道府県知事ハ国土交通省令ノ定ムル所ニ依リ砂防ノ台帳ヲ調製シ之ヲ保管スベシ

② 砂防ノ台帳ハ砂防指定地台帳及砂防設備台帳トス

第三章 砂防ニ関スル費用ノ負担、土地所有者ノ権利義務並収入等

第十二条 第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ノ監視及砂防設備ノ管理、維持並砂防工事ニ要スル費用ハ都道府県ノ負担トス

第十三条 砂防工事ニ要スル費用ニ付テハ国庫ハ政令ノ定ムル所ニ依リ其ノ二分ノ一ヲ負担ス但シ当該砂防工事が災害ニ因ル土砂ノ崩壊等ノ危険ナル状況ニ対処スル為ニ施行スル緊急砂防事業ニ係ルモノナルトキハ三分ノ二当該砂防工事が再度災害ヲ防止スル為ニ施行スルモノニシテ又ハ火山地、火山麓若ハ火山現象ニ因リ著シキ被害ヲ受クルノ虞アル地域ニ於テ施行スルモノニシテ災害ニ因ル土砂ノ崩壊等ノ危険ナル状況ニ対処スル為ニ施行スル緊急砂防事業ニ係ルモノ以外ノモノナルトキハ十分ノ五・五ヲ国庫ノ負担割合トス

② 工事費用精算ノ上予算ヨリ減スルコトアルモ既ニ交付シタル金額ハ之ヲ還付セシメサルコトヲ得

③ 災害ニ因リ必要ヲ生シタル砂防工事ニ要スル費用ハ本条ニ依ルノ限ニ在ラス

第十四条 第六条ニ依リ国土交通大臣ニ於テ砂防設備ノ管理及維持ヲナシ又ハ砂防工事ヲ施行ス

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

ル場合ニ於テハ其ノ費用ハ国庫ノ負担トス

- ② 前項ノ場合ニ於テハ国土交通大臣ハ都道府県ヲシテ砂防工事ニ要スル費用ノ三分ノ一ヲ負担セシム

第十五条 都道府県知事ハ其ノ管内ノ公共団体ニ砂防ニ関スル費用ノ一部ヲ負担セシムルコトヲ得

第十六条 砂防工事ニシテ他ノ工事、作業其ノ他ノ行為ニ因リ必要ヲ生スルモノナルトキハ其ノ費用ハ工事ノ必要ヲ生スル程度ニ於テ其ノ原因タル工事、作業其ノ他ノ行為ニ関シ費用ヲ負担スル者ヲシテ之ヲ負担セシムルコトヲ得但シ河川法第六十八条ノ場合ハ此ノ限ニ在ラス

第十七条 砂防工事ニシテ他ノ都道府県若ハ他ノ都道府県内ノ公共団体ニ於テ著シク利益ヲ受クルモノナルトキハ其ノ都道府県若ハ其ノ都道府県内ノ公共団体ヲシテ其ノ費用ノ一部ヲ負担セシムルコトヲ得

第十八条 此ノ法律若ハ此ノ法律ニ基キテ発スル命令ニ依リ行政庁ノ命シタル事項ヲ遵守スル為ニ要スル費用ハ特別ノ規程ヲ設ケタル場合ヲ除クノ外其ノ命ヲ受ケタル者ノ負担トス

- ② 国土交通大臣若ハ都道府県知事ニ於テ義務者ノ履行スヘキ義務ヲ自ラ執行シ又ハ第三者ヲシテ執行セシメタルカ為ニ要シタル費用ハ其ノ義務者ヨリ之ヲ追徴スルコトヲ得

第十九条 公共団体ハ砂防工事若ハ砂防ニ関スル費用ノ為寄付ヲナスコトヲ得

第二十条 公共団体ハ砂防ニ関スル費用ニ付キ私人若ハ其ノ区域内ノ公共団体ニ補助ヲナスコトヲ得

第二十一条 公共団体ハ砂防ニ関スル費用ニ付キ利害関係ノ厚薄ヲ標準トシテ其ノ区域内ニ於テ不均一ノ賦課ヲナスコトヲ得

第二十二条 砂防工事ノ為必要ナルトキハ都道府県知事ハ管内ノ土地若ハ森林ノ所有者ニ命シ補償金トシテ時価相当ノ金額ヲ下付シテ其ノ所有ニ係ル土石、砂礫、芝草、竹木及運搬具ヲ供給セシムルコトヲ得但シ時価ニ関シテ協議整ハサルトキ又ハ所有者不明ナルトキ若ハ其ノ所在不明ナルトキハ都道府県知事ハ相当ト認ムル金額ヲ供託シテ本条ノ供給ヲナサシムルコトヲ得

第二十三条 砂防ノ為必要ナルトキハ行政庁ハ第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地又ハ之ニ隣接スル土地ニ立入り又ハ其ノ土地ヲ材料置場等ニ供シ又ハ已ムヲ得サルトキハ其ノ土地ニ

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

現在スル障害物ヲ除却スルコトヲ得

- ② 前項ノ適用ニ依リ損害ヲ受ケタル者ハ使用若ハ除却ノ後三箇月以内ニ補償金ヲ請求スルコトヲ得

第二十四条 第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ノ所有者若ハ関係人ハ行政庁若ハ其ノ命ヲ受ケタル私人ニ於テ其ノ土地ニ砂防工事ヲ施行シ又ハ砂防設備ノ維持ヲナスコトヲ拒ムコトヲ得ス

第二十五条 法律、命令若ハ許可認可ノ条件ニ違背シタル工事、設備若ハ工作物ノ管理ニ因リ損害ヲ受ケシメタル者ハ其ノ損害ヲ賠償スヘシ

第二十六条 此ノ法律ニ依リ行政庁ニ於テ下付スヘキ補償金若ハ賠償金ハ其ノ行政庁ノ直接ニ管轄スル公共団体ノ負担トス

第二十七条 砂防設備ヨリ生スル収入ハ都道府県ニ帰ス但シ都道府県知事ハ其ノ収入ヲ第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地若ハ其ノ土地ニ在ル森林ノ所有者又ハ其ノ砂防設備ノ施設者ニ下付スルコトヲ得

第二十八条 砂防設備ニシテ其ノ公用ヲ廃シタルトキハ都道府県知事ハ之ヲ其ノ砂防設備ノ現在スル土地若ハ森林ノ所有者ニ下付スルコトヲ得

第四章 警察、監督及強制手続

第二十九条 第四条ニ依リ国土交通大臣若ハ都道府県知事ニ於テ一定ノ事項ニ対シ許可ヲ受ケシメタル場合ニ於テ必要ト認ムルトキハ国土交通大臣若ハ都道府県知事ハ其ノ許可ヲ取消シ若ハ其ノ効力ヲ停止シ若ハ其ノ条件ヲ変更シ又ハ設備ノ変更若ハ原形ノ回復ヲ命シ又ハ許可セラレタル事項ニ因リ生スル害ヲ予防スル為ニ必要ナル設備ヲ命スルコトヲ得

第三十条 法律、命令若ハ許可ノ条件ニ違背シタル者ハ行政庁ノ命スル所ニ従ヒ其ノ違背ニ因リテ生スル事実ヲ更正シ且其ノ違背ニ因リテ生スヘキ損害ヲ予防スル為ニ必要ナル設備ヲナスヘシ

第三十一条 都道府県知事ハ第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地監視ノ為並砂防設備管理ノ為其ノ補助機関タル職員ヲ置クヘシ

第三十二条 国土交通大臣ハ砂防ニ関スル行政ニ付キ公共団体ノ行政庁ニ必要ナル指示ヲナスコトヲ得

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

- ② 都道府県知事ハ政令ノ定ムル所ニ依リ其ノ管内ノ公共団体ノ行政庁ニ必要ナル指示ヲナスコトヲ得
- ③ 此ノ法律ニ規定シタル事項ニシテ国土交通大臣若ハ都道府県知事ノ認可ヲ要スルモノハ政令ヲ以テ之ヲ定ム
- ④ 第十九条及第二十条ニ規定シタル事項並此ノ法律ニ依リ行政庁ニ付与シタル職権ニ関シテハ命令ヲ以テ制限ヲ設クルコトヲ得

第三十三条 他ノ都道府県若ハ他ノ都道府県内ノ公共団体若ハ私人ヲシテ費用ヲ負担セシムル為ニ必要ナル手續ハ政令ヲ以テ之ヲ定ム

第三十六条 私人ニ於テ此ノ法律若ハ此ノ法律ニ基キテ発スル命令ニ依ル義務ヲ怠ルトキハ国土交通大臣若ハ都道府県知事ハ一定ノ期限ヲ示シ若シ期限内ニ履行セサルトキ若ハ之ヲ履行スルモ不充分ナルトキハ五百円以内ニ於テ指定シタル過料ニ処スルコトヲ予告シテ其ノ履行ヲ命スルコトヲ得

第三十七条 此ノ法律若ハ此ノ法律ニ基キテ発スル命令ニ規定シタル事項ニ関シ保証金ヲ納付セシメタル場合ニ於テハ行政庁ニ於テ直ニ之ヲ其ノ納付ノ目的又ハ過料ニ充用スルコトヲ得

- ②前項保証金ハ他ノ債権ノ為ニ差押フルコトヲ得ス

第三十八条 此ノ法律若ハ此ノ法律ニ基キテ発スル命令ニ依リ私人ニ於テ負担スヘキ費用及過料ハ此ノ法律ニ於テ特ニ民事訴訟ヲ許シタル場合ヲ除クノ外行政庁ニ於テ国税滞納処分ノ例ニ依リ之ヲ徴収スルコトヲ得

- ② 前項ノ費用及過料ニ付キ行政庁ハ国税及地方税ニ次キ先取特権ヲ有スルモノトス

第三十九条 此ノ法律若ハ此ノ法律ニ基キテ発スル命令ニ依リ行政庁ニ付与シタル職権ハ行政処分ニ依リ之ヲ強制スルコトヲ得

- ② 行政庁ノ許可若ハ認可ニ附シタル条件ニ関シテモ亦本条及前条ヲ準用ス

第四十条 此ノ法律若ハ此ノ法律ニ基キテ発スル命令ニ規定シタル事項ニ関シテハ砂防視察ノ職務ヲ有スル官吏ヲシテ命令ノ定ムル所ニ従ヒ警察官ノ職権ノ全部若ハ一部ヲ執行セシムルコトヲ得

第四十一条 此ノ法律ニ規定シタル私人ノ義務ニ関シテハ命令ヲ以テ二百円以内ノ罰金若ハ一年以下ノ禁錮ノ罰則ヲ設クルコトヲ得

第五章 補則

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

第四十三条 第二十二条又ハ第二十三条ニ依リ下付スベキ補償金額ニ対シ不服アル者ハ行政庁ニ於テ補償金額ノ通知ヲナシタル日ヨリ六箇月以内ニ訴ヲ以テ其ノ増額ヲ請求スルコトヲ得

② 前項ノ訴ニ於テハ都道府県ヲ以テ被告トス但シ国土交通大臣ノ管理スル砂防設備又ハ其ノ施行スル工事ニ係ルモノニ在リテハ国ヲ以テ被告トス

第四十四条 此ノ法律ニ規定シタル国土交通大臣ノ職権ハ国土交通省令ノ定ムル所ニ依リ其ノ一部ヲ地方整備局長又ハ北海道開発局長ニ委任スルコトヲ得

第四十五条 此ノ法律ノ規定ニ依リ地方公共団体ガ処理スルコトトサレテイル事務ノ内左ニ掲グルモノハ地方自治法（昭和二十二年法律第六十七号）第二条第九項第一号ニ規定スル第一号 法定受託事務（次項ニ於テ第一号法定受託事務ト称ス）トス

一 第四条第一項、第五条、第六条第二項、第七条、第八条、第十一条ノ二第一項、第十五条乃至第十七条、第十八条第二項、第二十二条、第二十三条第一項、第二十八条乃至第三十条、第三十二条第二項、第三十六条及第三十八条ノ規定ニ依リ都道府県ガ処理スルコトトサレテイル事務

二 第六条第二項、第七条及第二十三条第一項ノ規定ニ依リ市町村ガ処理スルコトトサレテイル事務

② 他ノ法律及之ニ基ク政令ノ規定ニ依リ都道府県ガ第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ノ管理ニ関シ処理スルコトトサレテイル事務ハ第一号法定受託事務トス

第六章 附則

以下省略

2. 砂防法施行規程

(最終改正：平成22年3月31日政令第78号)

第一条 国土交通大臣ニ於テ砂防法第二条ニ依リ指定スル土地ハ官報ヲ以テ之ヲ告示スヘシ

第二条 砂防法第三条ニ依リ同法ニ規定シタル事項ヲ準用スヘキ施設物ハ都道府県知事ニ於テ其ノ地方ノ公布式ヲ以テ之ヲ告示スヘシ其ノ準用スヘキ事項ハ都道府県ノ条例ヲ以テ之ヲ定ム但シ同法第十三条及第十四条ニ規定シタル事項ハ之ヲ準用スルコトヲ得ス

第二条ノ二 砂防法第三条ノ二ノ政令ヲ以テ定ムル天然ノ河岸ハ河川法（昭和三十九年法律第百六十七号）第三条第一項ノ河川以外ノ河川ニ係ル天然ノ河岸トス

第二条ノ三 砂防法第二条ニ依リ国土交通大臣ノ指定シタル土地ニ存スル前条ノ天然ノ河岸ニシテ災害ニ因リ治水上砂防ノ為復旧ヲ必要トスルモノ（著シキ欠壊又ハ埋没ニ係ルモノニ限ル）ニハ同法第五条、第六条第一項及第三項、第九条、第十条、第十二条、第十四条、第二十二條、第二十四条、第二十六条、第二十七条並第四十三条ヲ準用ス

第三条 砂防法第四条ニ依リ禁止若ハ制限スヘキ行為ハ同条第一項ノ場合ニ於テハ都道府県ノ条例ヲ以テ第二項ノ場合ニ於テハ国土交通省令ヲ以テ之ヲ定ム

第四条 砂防法第六条第一項ニ依リ国土交通大臣ニ於テ砂防設備ヲ管理シ又ハ其ノ維持ヲナス場合ニ於テハ其ノ砂防設備ヲ、其ノ工事ヲ施行スル場合ニ於テハ其ノ砂防設備工事ノ施行区域及起工年度ヲ官報ヲ以テ告示スヘシ

② 前項ノ工事ヲ終了シタルトキハ官報ヲ以テ之ヲ告示スヘシ

③ 砂防法第六条第二項ニ依リ国土交通大臣ニ於テ砂防設備ニ因リ特ニ利益ヲ受クル公共団体ノ行政庁ニ対シ其ノ工事ノ施行若ハ其ノ維持ヲナスコトヲ指示スル場合又ハ同法第三条ノ二ニ於テ準用スル同法第六条第一項ニ依リ国土交通大臣ニ於テ管理、維持若ハ工事ヲ行フ場合ニ於テモ亦前二項ノ例ニ依ル

第五条 砂防法第十三条第一項ニ依リ国庫ニ於テ負担スル金額ハ砂防工事ニ要スル費用ノ額（同法第十六条ニ依ル負担金アルトキハ其ノ額ヲ控除シタル額）ニ同法第十三条第一項ニ規定シタル負担割合ヲ乗ジテ得タル額トス

第六条 砂防法第二十二條（同法第三条ノ二ニ於テ準用スル場合ヲ含ム）ニ依リ都道府県知事ニ於テ土石、砂礫、芝草、竹木及運搬具ノ供給ヲナサシメムトスルトキハ少クトモ五日前ニ其ノ供

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

給セシムヘキ物件ノ種類、数量及補償金額等ヲ其ノ所有者ニ通知スヘシ若シ其ノ所有者不明ナルトキ又ハ其ノ所在不明ナルトキハ物件所在地ノ市町村長ニ通知スヘシ

第七条 砂防法第二十三条ニ依リ都道府県知事、市町村長又ハ地方公共団体ノ組合若ハ水害予防組合ノ管理者ニ於テ国土交通大臣ノ指定シタル土地又ハ之ニ隣接スル土地ヲ材料置場等ニ供セムトスルトキハ少クトモ五日前ニ又之ニ現在スル障害物ヲ除却セムトスルトキハ少クトモ十五日前ニ其ノ場所若ハ障害物ヲ其ノ所有者ニ通知スヘシ若シ其ノ所有者不明ナルトキ又ハ其ノ所在不明ナルトキハ其ノ土地ノ市町村長ニ通知スヘシ

第八条 行政庁若ハ其ノ命ヲ受ケタル私人ニ於テ砂防工事ヲ施行セムトスルトキハ少クトモ七日前ニ之ヲ其ノ土地所有者ニ通知スヘシ若シ其ノ所有者不明ナルトキ又ハ其ノ所在不明ナルトキハ其ノ土地ノ市町村長ニ通知スヘシ

第八条ノ二 砂防法第三十二条第二項ニ依ル都道府県知事ノ指示ハ同法又ハ之ニ基キテ発スル命令ニ依リ市町村長又ハ地方公共団体ノ組合若ハ水害予防組合ノ管理者ニ於テ執行スル砂防行政ニ付テナスモノトス

第八条ノ三 砂防法第十三条第一項ニ依リ国庫ニ於テ其ノ費用ノ一部ヲ負担スル砂防工事ノ計画並其ノ変更（当初計画ノ目的ヲ変更セシムルニ至ラザルモノヲ除ク）、停止及廃止ハ輕易ナル事項トシテ国土交通大臣ノ定ムルモノヲ除キ国土交通大臣ノ認可ヲ受クルコトヲ要ス

第八条ノ四 此ノ命令ニ規定シタル国土交通大臣ノ職權ハ国土交通省令ノ定ムル所ニ依リ其ノ一部ヲ地方整備局長又ハ北海道開発局長ニ委任スルコトヲ得

第八条ノ五 此ノ命令ニ依リ地方公共団体ガ処理スルコトトサレテイル事務ノ内左ニ掲グルモノハ地方自治法（昭和二十二年法律第六十七号）第二条第九項第一号ニ規定スル第一号法定受託事務トス

- 一 第二条及第六条乃至第八条ニ依リ都道府県ガ処理スルコトトサレテイル事務
- 二 第七条及第八条ニ依リ市町村ガ処理スルコトトサレテイル事務

第九条 砂防ニ関スル費用ノ予算ニシテ砂防法第二条ニ依ル土地ノ指定前ニ確定シタルモノハ其ノ指定ノ為其ノ効力ヲ失ハス

② 前項予算ニ依リ執行スヘキ事項ハ従前ノ規程又ハ慣習ニ依リ既ニ定リタル執行者ニ於テ之ヲ行フ

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

第十条 砂防法ニ基キテ発スル命令ニ依リ行政庁ノ許可ヲ受クヘキ事項ハ従来許可ヲ受ケタルモノト雖国土交通大臣又ハ都道府県知事ノ定ムル所ノ期限内ニ於テ更ニ其ノ許可ヲ受クヘシ

第十一条 砂防法第四十九条ノ規定ニ依リ読替テ適用スル同法第十四条第二項ノ政令ヲ以テ定ムル砂防設備ニ係ル工事ハ左ニ掲グルモノトス

- 一 機能ガ低下シタル砂防設備ニシテ之ヲ放置スルトキハ著シキ被害ヲ生ズル虞アルモノニ係ル其ノ機能ノ回復ノ為ニ施行スル工事ニシテ之ニ要スル費用ノ額ガ千万円以上ノモノ
- 二 埋塞ノ虞アル砂防設備ニ於テナス堆積シタル土石其ノ他之ニ類スルモノノ排除ニシテ国土交通省令ヲ以テ定ムルモノ

第十二条 砂防法第五十条第三項ノ政令ヲ以テ定ムル期間ハ五年（二年ノ据置期間ヲ含ム）トス

- ② 前項ノ期間ハ日本電信電話株式会社ノ株式ノ売払収入ノ活用による社会資本の整備の促進に関する特別措置法（昭和六十二年法律第八十六号）第五条第一項ニ依リ準用スル補助金等に係る予算の執行の適正化に関する法律（昭和三十年法律第七十九号）第六条第一項ニ依ル貸付ノ決定毎ニ其ノ貸付ノ決定ニ係ル砂防法第五十条第一項又ハ第二項ニ依ル貸付金ノ交付ヲ完了シタル日（其ノ日ガ其ノ貸付ノ決定アリタル日ノ属スル年度ノ末日ノ前日以後ノ日ナルトキハ其ノ年度ノ末日ノ前前日）ノ翌日ヨリ之ヲ起算ス
- ③ 砂防法第五十条第一項又ハ第二項ニ依ル貸付金ノ償還ハ均等年賦償還ノ方法ニ依リ之ヲナスモノトス
- ④ 国庫ハ其ノ財政状況ヲ勘案シ相当ト認ムルトキハ砂防法第五十条第一項又ハ第二項ニ依ル貸付金ノ全部又ハ一部ニ付キ前三項ニ依リ定マリタル償還期限ヲ繰上ゲ償還ヲナサシムルコトヲ得
- ⑤ 砂防法第五十条第七項ノ政令ヲ以テ定ムル場合ハ前項ニ依リ償還期限ヲ繰上ゲ償還ヲナシタル場合トス

附 則 （昭和二二年五月三日政令第一六号） 抄

以下省略

3. 砂防指定地指定要綱について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P27 より＞

平成元年9月12日 建設省河砂発第58号
各地方建設局長・各都道府県知事あて
建設省河川局長

砂防指定地の指定及びその解除のための調書の提出等については、昭和42年5月6日付け建設省河砂発第50号（河川局長通達）によりなされているところであるが、指定の基準・手続等を明確にし、指定の一層の促進を図るため、別添のとおり「砂防指定地指定要綱」を定めたので、今後遺憾のないよう取扱われたい。

なお、上記河川局長通達は廃止する。

砂防指定地指定要綱

〔趣旨〕

- 第1 この要綱は、別に定めるもののほか、砂防法（明治30年法律第29号。以下「法」という。）第2条の規定により建設大臣が指定する土地（以下「砂防指定地」という。）の指定基準・指定方法・指定手続等を定めることを目的とする。

〔指定基準〕

- 第2 砂防指定地の指定は、土砂等の生産・流送若しくは堆積により、溪流・河川若しくはその流域（以下「溪流等」という。）に著しい被害を及ぼす区域で、次に掲げる区域について行うものとする。
1. 溪流若しくは河川の縦横浸食又は山腹の崩壊等により土砂等の生産・流送若しくは堆積が顕著であり、又は、顕著となるおそれのある区域
 2. 風水害・震災等により、溪流等に土砂等の流出又は堆積が顕著であり、砂防設備の設置が必要と認められる区域
 3. 火山泥流等により著しい被害を受け、又は受けるおそれがある区域で砂防設備の設置が必要と認められる区域、火山地及び火山麓地
 4. 土石流危険溪流等による土石流の発生のおそれのある区域又は土石流の氾濫に対処するため砂防設備の設置が必要と認められる区域
 5. 地すべり防止区域で治水上砂防のため、溪流・河川に砂防設備の設置が必要と認められる区域
 6. 開発が行われ又は予想される区域で、その土地の形質を変更した場合、溪流等への土砂流出等により、治水上砂防に著しい影響を及ぼすおそれのある区域
 7. その他公共施設又は人家等の保全のため、砂防設備の設置又は一定の行為の禁止若しくは制限が必要と認められる区域

〔都道府県知事の進達〕

- 第3 都道府県知事は、管内の土地について第2の基準に該当すると認める場合は、建設大臣に進達するものとする。

〔地方建設局長の進達〕

- 第4 法第6条に基づき建設大臣が工事を施行する場合で、砂防指定地の指定を行う必要があるときは、第3の規定にかかわらず地方建設局長（北海道開発局長を含む。以下同じ。）が進達を行うことができる。

〔都道府県知事との協議〕

第5 第4の規定による進達にあたっては、地方建設局長は、あらかじめ関係都道府県知事に協議しなければならない。

〔指定方法〕

第6 砂防指定地の指定は、第2の指定基準に該当する土地の状況を十分勘案して、次の各号のうちいずれかの適切な指定方法によるものとする。

1. 溪流・河川沿いの土地を指定区域とする場合
上流に起点、下流に終点を定め、その区間の溪流、河川の中心線から左右各岸〇〇メートルまでの土地の区域
2. 国有林野、市街地等の土地を指定区域とする場合
林班、地番内の標柱によって囲まれた土地の区域
3. 山腹等（1及び2を除く）を指定区域とする場合
字又は地番表示による土地の区域

〔進達書類〕

第7 都道府県知事又は地方建設局長が砂防指定地の指定のため建設大臣に進達する場合は、次の各号に定める関係図書を添付して行うものとする。

1. 総括的な進達図書（進達箇所が2以上の場合）
 - (1) 砂防指定地指定箇所総括表
 - (2) 砂防指定地土地調書総括表
 - (3) 砂防指定地指定進達箇所一覧図
 - (4) 他官庁協議書の写し
2. 各進達箇所ごとの申請図書
 - (1) 別記様式1による調書
 - (2) 実測平面図（縮尺5百分の1から5千分の1程度までの間で砂防指定地を表示するに便利な適宜の縮尺の平面図を用いる）
 - (3) 不動産登記簿（国有林にあっては林班図）及び不動産登記法第17条に規定する地図
 - (4) 既指定に係る砂防指定地告示官報の写し

〔告示通知〕

第8 建設大臣において法第2条による指定が行われ官報告示がされた場合は、建設省砂防部砂防課長は都道府県土木担当部局長に告示通知をするものとする。

〔砂防指定区域の閲覧〕

第9 都道府県知事は、砂防指定地の指定告示がなされた後管内の関係土木事務所等において次の関係図書を公衆の閲覧に供するよう努めるものとする。

1. 砂防指定地の位置図（5万分の1の地形図）
2. 砂防指定地の区域を明示した平面図

〔砂防指定地指定進達の予定〕

第10 都道府県知事及び地方建設局長は、管内において、第3又は第4の進達を行う予定の土地についてあらかじめ建設省砂防部長に別記様式2に従い報告するものとする。この場合都道府県知事及び地方建設局長は、本要綱の趣旨を十分に考慮して、できるだけ速やかに進達するよう努めなければならない。

〔指定の解除〕

第11 砂防指定地の指定の解除は、次の各号のいずれかに該当する場合に行うものとする。

1. 該当指定地が第2各号に定める基準に該当しなくなったと明確に認められるとき
2. その他公益上の理由により必要が生じたとき

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

〔解除の進達〕

第12 第3、第7及び第8の規定は、解除の場合についても準用する。ただし、第7の2の1の調書は別記様式3の調書に代えるものとする。

〔例外規定〕

第13 都道府県知事又は地方建設局長は、特別の事情により、この要綱により難しいものがあるときは、当該箇所に関り別の定めによる進達又は申請をすることができる。

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

別記様式1

国土交通大臣殿

番 号
年 月 日

知事
(地方整備局長)

砂防指定地の指定について

砂防法第2条の規定による指定をする必要があると認められるので別添のとおり調書を提出します。

別添 1

指 定 理 由 調 書

番 号				
河川名	幹川名		溪流名	
土 地 の 現 況				
指 定 の 理 由				
工 事 の 内 容				
行 為 規 制 の 内 容				

備考

1. 指定を要する土地ごとに作成すること。
2. 河川名には、ふりがなをつけること。
3. 「土地の現況」の欄には、(1)地形・地質及び土壌 (2)林相 (3)水源地域の状況 (4)被害発生状況を具体的に記載すること。
4. 「工事の内容」欄には施行すべき砂防工事について、(1)種別 (2)工期 (3)経済効果等を具体的に記載すること。
5. 「行為規制の内容」の欄には、主として規制すべき行為の種別等を記載すること。
6. 土地の現況を明らかにする写真を添付すること。

別添 2

土 地 調 書（区域の表示）

河 川 名	郡 市 名	町 村 名	大 字 名	字 名	地 番

備考

1. 指定を要する土地ごとに作成すること。
2. 地名にはふりがなをつけること。
3. 指定の告示において、当該土地の区域を標柱等の位置により表示することを予定するときは、「地番」の欄には、当該表示方法によりその区域を記載すること。
4. 次の図面を添付すること。
 - (1)位置図（原則として、縮尺5万分の1の地形図とする。）

別添 3

土 地 調 書（面積）

（単位ヘクタール）

河 川 名	河 川 敷	山 林		道 路 等	そ の 他		合 計
		国 有 林	公 民 有 林		国 有 林	公 民 有 林	

備考

1. 指定を要する土地ごとに作成すること。
2. 「道路等」の欄には、道路のほか、運河用地、用排水路及び溜池について記載すること。
3. 面積の記載上、0.01ヘクタール未満の端数は四捨五入すること。

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

別記様式2

番 号
年 月 日

国土交通省河川局
砂防部長 殿

〇〇〇知事
〇地方整備局長

砂防指定地指定進達の予定について

砂防法第2条の指定についての進達は今後下記の土地について行う予定ですので、報告します。

記

番号	河川・溪流名	区 域	面積（概略）	指定方法	砂防施設	摘 要

備考

1. 指定進達予定地の位置を表示する図面を添付し、番号を付すこと。
2. 「区域」の欄には、主たる地名を記載すること。
3. 「面積」は概略でよいが、ヘクタールを単位とすること。
4. 「指定方法」の欄には、要綱第6に定める指定方法の番号を記載すること。
5. 「砂防設備」の欄には、砂防設備を設置する予定がある場合に、その概要を記載すること。
6. 「摘要」の欄には、地すべり防止区域等との重複関係、特に緊急に指定を行う必要のある場合その理由、その他指定の検討に必要と思われる事項を記載すること。
7. 本様式による報告は概ね10年以内の進達予定地について作成することとし、毎年3月31日迄に国土交通省砂防部長あて提出すること。ただし、前年報告した予定地で変更のないものについては、記載する必要はない。

別記様式3

番 号
年 月 日

国土交通大臣殿

知事
(地方整備局長)

砂防指定地の指定の解除について

砂防法第2条の規定による指定の解除をする必要があると認められるので別添のとおり調書を提出します。

別添 1

解 除 理 由 調 書

番 号				
河川名	幹川名		溪流名	
関係告示の 番号及び年月日				
土 地 の 現 況				
砂防設備の状況				
解 除 の 理 由				
解除後の砂防 設備の取扱方針				

備考

1. 指定の解除を要する土地ごとに作成すること。
2. 河川名には、ふりがなをつけること。
3. 「土地の現況」の欄には、(1)地形 (2)水源地域の状況 (3)指定の解除後における被害発生のおそれの有無を具体的に記載すること。
4. 土地の現況を明らかにする写真を添付すること。

別添 2

土 地 調 書（区域の表示）

河 川 名	郡 市 名	町 村 名	大 字 名	字 名	地 番

備考

1. 指定の解除を要する土地ごとに作成すること。
2. 地名にはふりがなをつけること。
3. 指定の解除の告示において、当該土地の区域を標柱等の位置により表示することを予定するときは、「地番」の欄には、当該表示方法によりその区域を記載すること。
4. 指定の解除の場合において、その指定の告示に記載された砂防指定地の区域の表示が、その後変更されたときは、当該告示に記載されたものを黒字で、現在のものを朱字で併記すること。
5. 次の図面を添付すること。
 - (1) 位置図（原則として、縮尺5万分の1の地形図とする。）

別添 3

土 地 調 書（面積）

（単位ヘクタール）

河 川 名	河 川 敷	山 林		道 路 等	そ の 他		合 計
		国 有 林	公 民 有 林		国 有 林	公 民 有 林	

備考

1. 指定の解除を要する土地ごとに作成すること。
2. 「道路等」の欄には、道路のほか、運河用地、用排水路及び溜池について記載すること。
3. 面積の記載上、0.01ヘクタール未満の端数は四捨五入すること。
4. 指定の解除にあたっては、朱字で記載すること。

4. 砂防指定地指定要綱の取り扱いについて

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P34 より＞

平成元年9月13日 建設省河砂部発第11号
各地方建設局長・各都道府県知事あて
建設省河川局砂防部長

標記要綱（以下「要綱」という。）については、平成元年9月12日付け建設省河砂発第58号で河川局長から通達がなされたところであるが、その取扱いについては、下記によることとしたので、了知されたい。

記

1. 要綱第2について

砂防指定地の指定は砂防設備を要する土地に限らず治水上砂防のため一定の行為を禁止又は制限すべき土地についても行う。特に土石流危険溪流等についての指定の促進を図ることとする。

2. 要綱第10について

要綱第10の規定に基づく報告をうけて、「砂防指定地指定10箇年計画」を本職において作成することとする。指定の進達はこれに基づき計画的に行われたい。

3. 要綱第11及び12について

指定の解除については、解除の進達をうけて建設省砂防部内に設置する「砂防指定地指定解除検討委員会」において検討することとする。なお、昭和44年3月7日付け建設省河砂発第10号で通達した件についても、従前どおり配慮されたい。

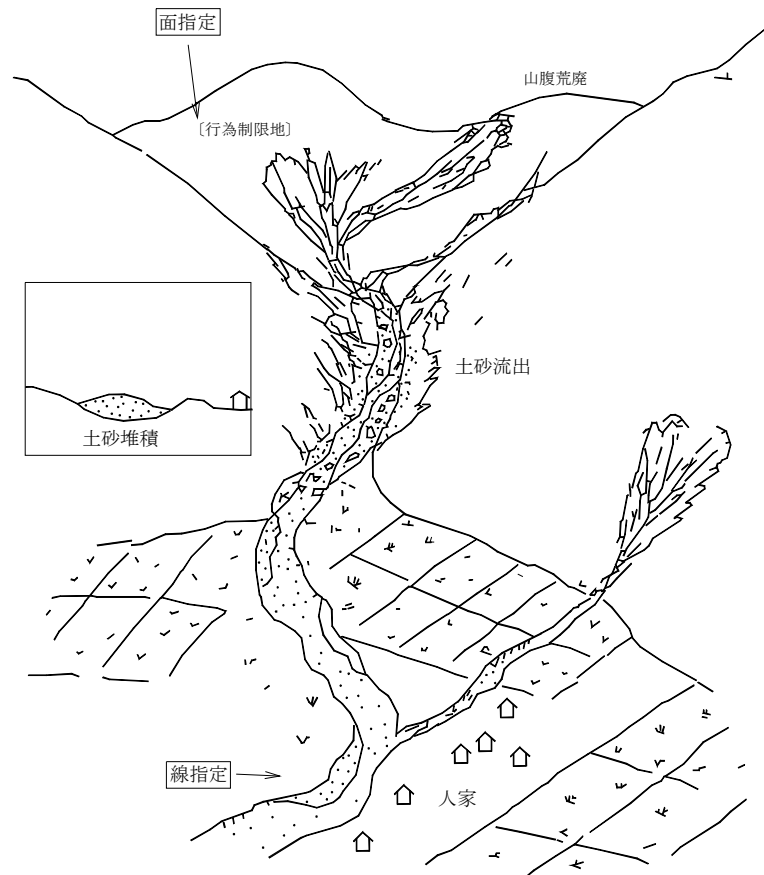
(解 説)

第1 「別に定めるもの」とは他要綱，通達等があげられる。砂防指定地の管理に関する要綱は現在検討中である。他に，本要綱の取扱いに関する砂防部長通達，砂防指定地標識設置要領（第Ⅴ編第4章1）等も本要領と同様に留意すべきである。

第2 (1) 本条にあげた基準はいずれも例示であり，限定列举でないことに注意する必要がある。また，複数の基準に該当する土地もあり得るだろう。各基準は，それに該当すれば必ず指定するという羁束裁量的なもの（要件が一義的・明確に定められており，裁量の余地が小さい）ではなく，最終的な判断基準はあくまでも法第2条にあることはいうまでもない。したがって本条の基準は，指定権者である国土交通大臣に進達をするにあたって，なるべく広く指定の候補地を選定できるよう，指定地の類型を整理したというものである。

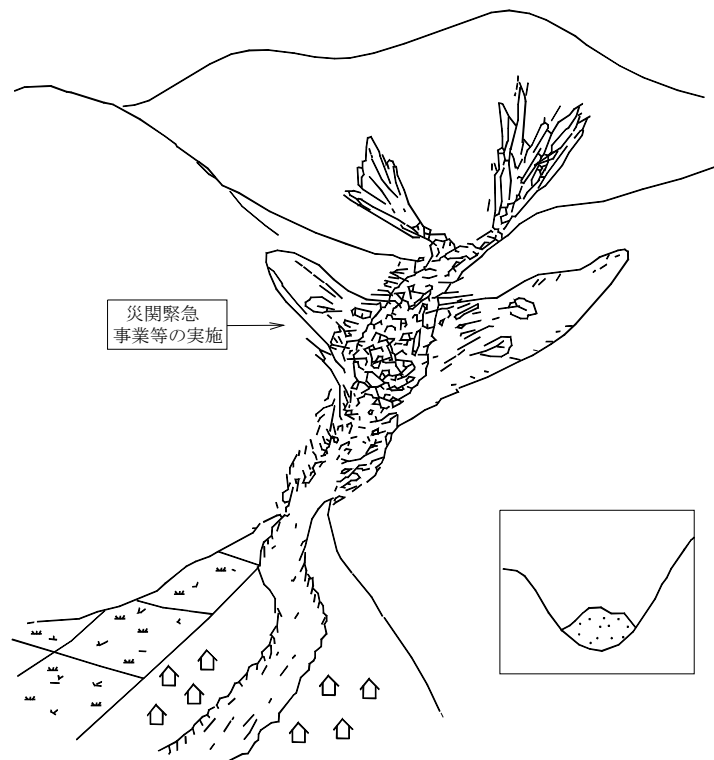
(2) 各基準のイメージは次のとおりである。

指 定 基 準	1



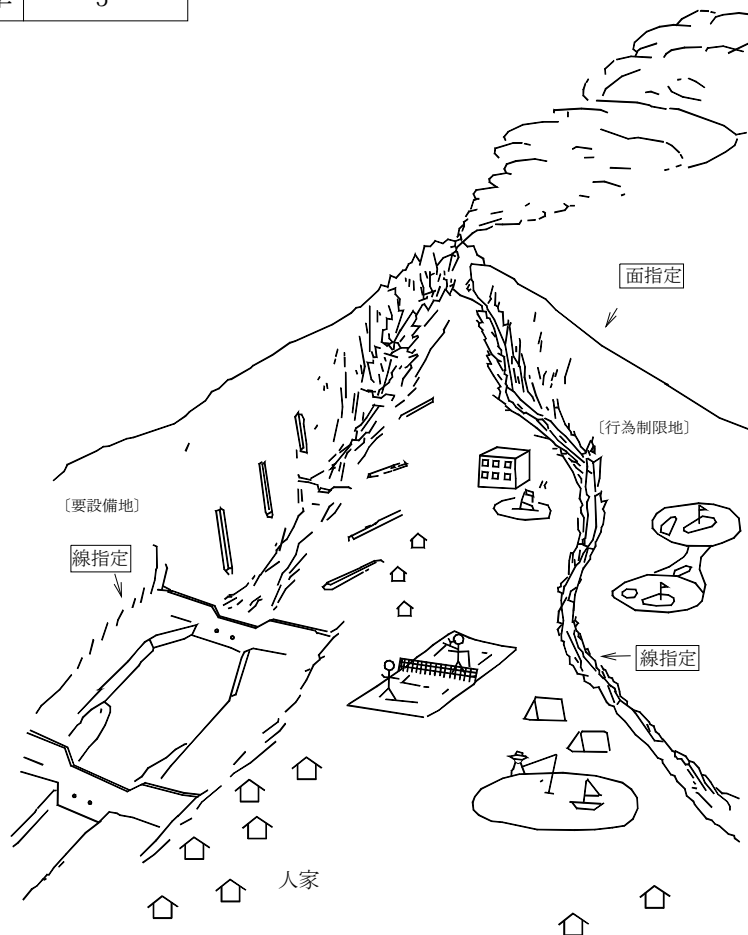
指 定 基 準

2

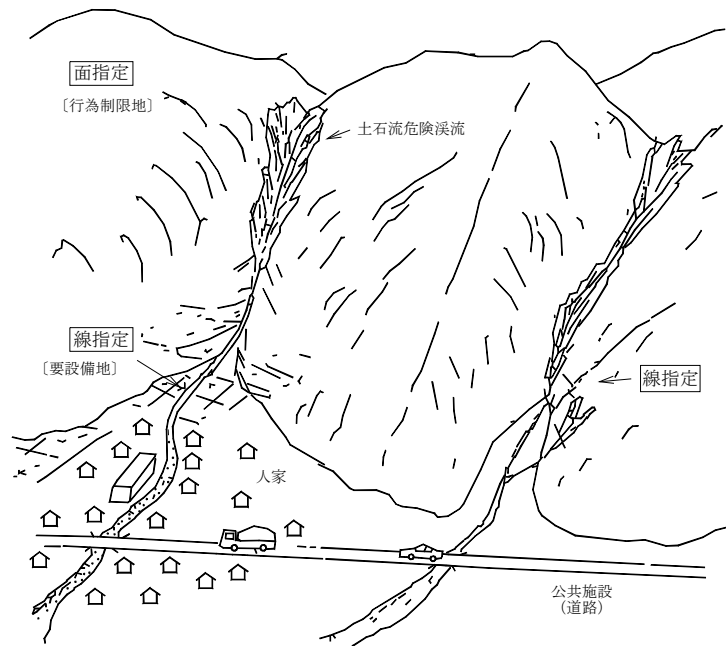


指 定 基 準

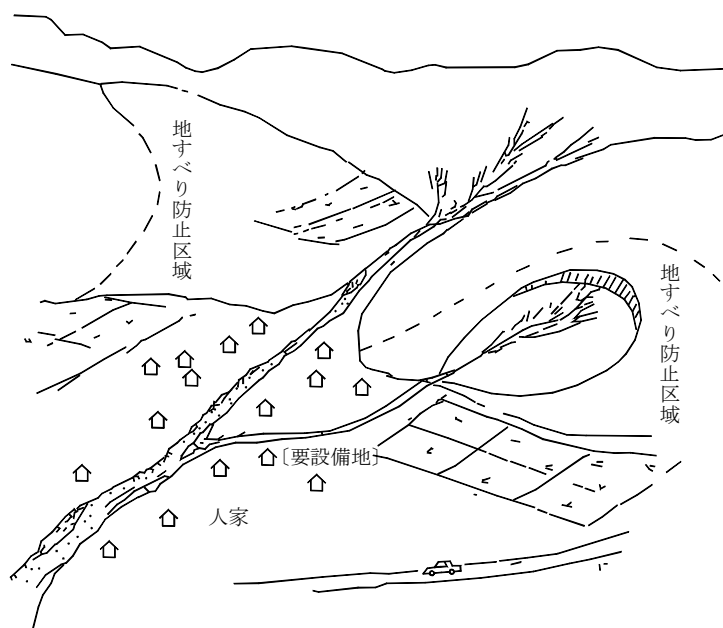
3



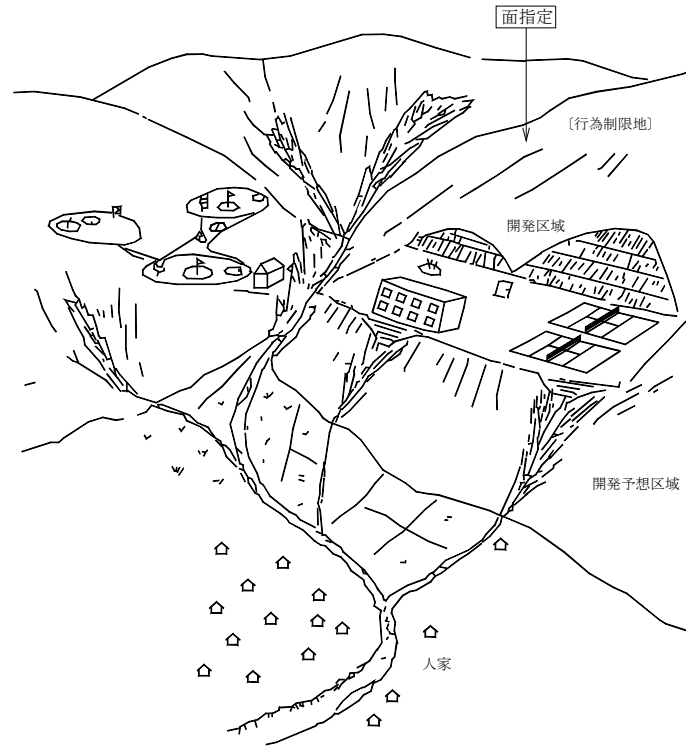
指 定 基 準	4



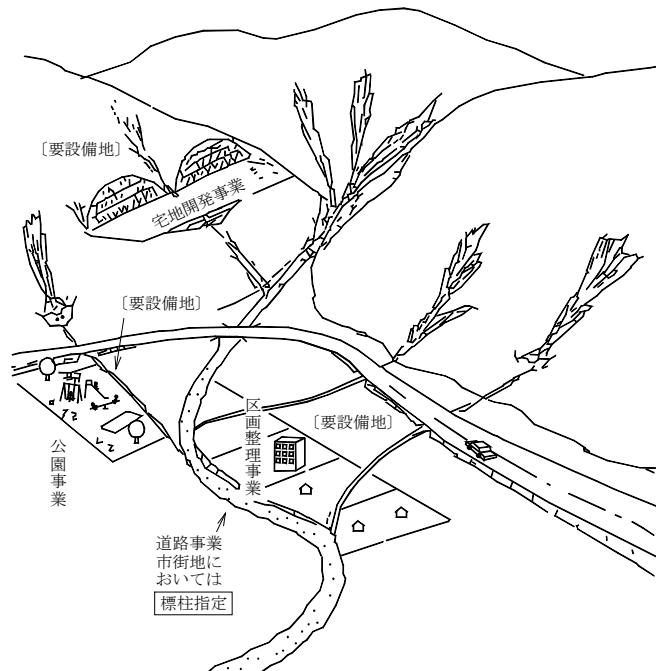
指 定 基 準	5



指 定 基 準	6



指 定 基 準	7



(3) 解説基準

1. 要設備地、行為制限地を含む。「山腹の崩壊等」とは表面浸食を含む。「土砂等」とは立木を含む。
2. すでに災害が起こり、砂防事業（特に災害関連緊急砂防事業）を行う必要がある区域。
3. 原則として火山砂防事業区域を想定しているが、火山地・火山麓地については要設備地・行為制限地を含む。被害想定区域は要設備地を主体とする。
4. 「土石流危険渓流等」とは昭和57年9月1日付け砂防部長通達に定義された土石流危険渓流のほか、被害想定人家五戸未満の渓流も含む。「発生のおそれのある区域」とは要設備地・行為制限地を含み、「氾濫に対処する」必要がある区域とは要設備地が主体となる。いわゆる「居住危険区域」のように、治水上砂防の目的を超える指定を行うことは困難である。

5. 要設備地

6. 行為制限地が主体となる。開発区域又は開発予想区域には特に注意するべきであるということで、これら区域でなくとも前文の基準に該当して指定を行う必要がある場合もある。指定地内の大規模開発については当面、審査基準案（昭和49年4月19日付け砂防課長通知）に審査することになる。

第3 都道府県知事による進達はすでに実務的に行われているが、あらためてそれを明記したものである。「進達」とは、行政機関が上級機関に一定の事実を通知する際に用いられる用語であり、許認可を求める「申請」とは性格が異なる。砂防指定地の指定は法上はあくまでも国土交通大臣の裁量により行われるものであり、都道府県知事は実際の土地の状況等について知悉していることから、進達を行うとしたものである。

第4 地方整備局長が直轄工事施行区域の告示（砂防法施行規程第4条）について進達する際に、当該区域が未指定地である場合には指定進達もあわせて行うことができるとしたものである。したがって具体的には要設備地が主体となろうが、例えば上流部や流域等において治水上砂防のため行為制限をする必要があると認められる土地があれば、それらの指定についても本要綱の趣旨を十分考慮し、あわせて進達するべきである。

第5 （特になし）

第6 第1号は線指定・第2号は標柱指定・第3号は面指定をそれぞれ規定したものである。なお、渓流で要設備地の箇所だけふくらませる必要がある等の場合は、線指定を基本として部分的に標柱指定とする等、複数の方法の組み合わせもあり得る。

第7 具体的には別記様式1を参照。

第8 地方整備局長の進達に係る指定についても都道府県に通知することとしている。この場合、都道府県から地方整備局へ通知の写しを送付するものとする。

第9 本規定は義務規定ではないので、都道府県知事が必要と認めた場合に関係図書の閲覧を認めることとしたものである。本要綱制定前の指定地についても行うことができる。なお、国土交通大臣の告示において閲覧については明記されないため、閲覧を行う場合は県の公報等で明示するとよいであろう。特に行為制限地のように私有地上に権利制限を加える場合は積極的に閲覧を認めるべきである。

第10 本規定による報告をうけて、国土交通省砂防部長が、「砂防指定地指定10箇年計画」を作

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

成することとしている。指定の進達はこれに基づいて計画的に行わなければならない。報告書は別記様式2にあるように概略的なもので構わない。添付書類中位置図については適宜の縮尺のもので予定地の位置を表示できるものであればよい。また、2年目以降は、追加分のみを記載すればよい。

第11及び12 砂防指定地の指定は、一般に長期にわたって継続されるのであるが、多目的ダム等により水没した場合等、指定の理由が消滅した時は解除することになる。また、第2号では治水上砂防の目的よりも一層大きな公益目的が生じたときはそちらを優先させることとしたものである。しかし、宅地造成・観光娯楽施設建設等のために安易に解除をするべきではなく、解除される区域内の土地の状況を十分調査し、将来における土砂流出等のおそれの有無等を検討し、解除後に災害が生ずることのないようにしなければならない。また、砂防設備が公用を発揮している間は、代替施設等が整備されない限り、原則として解除はするべきではない。第13条の規定による進達がなされた場合は、国土交通省砂防部内に砂防部長をヘッドとする「砂防指定地指定解除検討委員会」を設置し、これらの点につき検討することとしている。ただし委員会での検討は事務的なものであり、解除権者はあくまでも国土交通大臣である。

なお、昭和44年3月7日付け砂防部長通達にあるとおり、実質的に指定の解除を伴うような指定地内開発行為の許可を行うときは、あらかじめ砂防部長の承認を受ける必要がある。

5. 土砂災害警戒区域における土砂災害防止対策の推進に関する法律

(最終改定：平成22年11月25日号外法律第52号)

第一章 総則

(目的)

第一条 この法律は、土砂災害から国民の生命及び身体を保護するため、土砂災害が発生するおそれがある土地の区域を明らかにし、当該区域における警戒避難体制の整備を図るとともに、著しい土砂災害が発生するおそれがある土地の区域において一定の開発行為を制限し、建築物の構造の規制に関する所要の措置を定めるほか、重大な土砂災害の急迫した危険がある場合において避難に資する情報を提供すること等により、土砂災害の防止のための対策の推進を図り、もって公共の福祉の確保に資することを目的とする。

(定義)

第二条 この法律において、「土砂災害」とは、急傾斜地の崩壊（傾斜度が三十度以上である土地が崩壊する自然現象をいう。）、土石流（山腹が崩壊して生じた土石等又は溪流の土石等が水と一体となって流下する自然現象をいう。第二十六条第一項において同じ。）若しくは地滑り（土地の一部が地下水等に起因して滑る自然現象又はこれに伴って移動する自然現象をいう。同項において同じ。）（以下「急傾斜地の崩壊等」と総称する。）又は河道閉塞による湛水（土石等が河道を閉塞したことによって水がたまる自然現象をいう。第六条第一項及び第二十六条第一項において同じ。）を発生原因として国民の生命又は身体に生ずる被害をいう。

第二章 土砂災害防止対策基本指針等

(土砂災害防止対策基本指針)

第三条 国土交通大臣は、土砂災害の防止のための対策の推進に関する基本的な指針（以下「基本指針」という。）を定めなければならない。

2 基本指針においては、次に掲げる事項について定めるものとする。

- 一 この法律に基づき行われる土砂災害の防止のための対策に関する基本的な事項
- 二 次条第一項の基礎調査の実施について指針となるべき事項
- 三 第六条第一項の土砂災害警戒区域及び第八条第一項の土砂災害特別警戒区域の指定について指針となるべき事項
- 四 第八条第一項の土砂災害特別警戒区域内の建築物の移転その他この法律に基づき行われる土砂災害の防止のための対策に関し指針となるべき事項

五 第二十六条第一項及び第二十七条第一項の緊急調査の実施並びに第二十九条第一項の規定による土砂災害緊急情報の通知及び周知のための必要な措置について指針となるべき事項

- 3 国土交通大臣は、基本指針を定めようとするときは、あらかじめ、総務大臣及び農林水産大臣に協議するとともに、社会資本整備審議会の意見を聴かなければならない。
- 4 国土交通大臣は、基本指針を定めたときは、遅滞なく、これを公表しなければならない。
- 5 前二項の規定は、基本指針の変更について準用する。

(基礎調査)

第四条 都道府県は、基本指針に基づき、おおむね五年ごとに、第六条第一項の土砂災害警戒区域及び第八条第一項の土砂災害特別警戒区域の指定その他この法律に基づき行われる土砂災害の防止のための対策に必要な基礎調査として、急傾斜地の崩壊等のおそれがある土地に関する地形、地質、降水等の状況及び土砂災害の発生のおそれがある土地の利用の状況その他の事項に関する調査（以下「基礎調査」という。）を行うものとする。

- 2 都道府県は、基礎調査の結果を、国土交通省令で定めるところにより、関係のある市町村（特別区を含む。以下同じ。）の長に通知しなければならない。
- 3 国土交通大臣は、この法律を施行するため必要があると認めるときは、都道府県に対し、基礎調査の結果について必要な報告を求めることができる。

(基礎調査のための土地の立入り等)

第五条 都道府県知事又はその命じた者若しくは委任した者は、基礎調査のためにやむを得ない必要があるときは、その必要な限度において、他人の占有する土地に立ち入り、又は特別の用途のない他人の土地を作業場として一時使用することができる。

- 2 前項の規定により他人の占有する土地に立ち入ろうとする者は、あらかじめ、その旨を当該土地の占有者に通知しなければならない。ただし、あらかじめ通知することが困難であるときは、この限りでない。
- 3 第一項の規定により宅地又は垣、さく等で囲まれた他人の占有する土地に立ち入ろうとする場合においては、その立ち入ろうとする者は、立入りの際、あらかじめ、その旨を当該土地の占有者に告げなければならない。
- 4 日出前及び日没後においては、土地の占有者の承諾があった場合を除き、前項に規定する土地に立ち入ってはならない。
- 5 第一項の規定により他人の占有する土地に立ち入ろうとする者は、その身分を示す証明書を携帯し、関係人の請求があったときは、これを提示しなければならない。
- 6 第一項の規定により特別の用途のない他人の土地を作業場として一時使用しようとする者は、あらかじめ、当該土地の占有者及び所有者に通知して、その意見を聴かなければならない。

- 7 土地の占有者又は所有者は、正当な理由がない限り、第一項に規定する立入り又は一時使用を拒み、又は妨げてはならない。
- 8 都道府県は、第一項に規定する立入り又は一時使用により損失を受けた者がある場合においては、その者に対して、通常生ずべき損失を補償しなければならない。
- 9 前項に規定する損失の補償については、都道府県と損失を受けた者とが協議しなければならない。
- 10 前項に規定する協議が成立しない場合においては、都道府県は、自己の見積もった金額を損失を受けた者に支払わなければならない。この場合において、当該金額について不服のある者は、政令で定めるところにより、補償金の支払を受けた日から三十日以内に、収用委員会に土地収用法（昭和二十六年法律第二百十九号）第九十四条第二項の規定による裁決を申請することができる。

第三章 土砂災害警戒区域

（土砂災害警戒区域）

- 第六条** 都道府県知事は、基本指針に基づき、急傾斜地の崩壊等が発生した場合には住民等の生命又は身体に危害が生ずるおそれがあると認められる土地の区域で、当該区域における土砂災害（河道閉塞による湛水を発生原因とするものを除く。以下この章及び次章において同じ。）を防止するために警戒避難体制を特に整備すべき土地の区域として政令で定める基準に該当するものを、土砂災害警戒区域（以下「警戒区域」という。）として指定することができる。
- 2 前項に規定する指定（以下この条において「指定」という。）は、第二条に規定する土砂災害の発生原因ごとに、指定の区域及びその発生原因となる自然現象の種類を定めてするものとする。
 - 3 都道府県知事は、指定をしようとするときは、あらかじめ、関係のある市町村の長の意見を聴かななければならない。
 - 4 都道府県知事は、指定をするときは、国土交通省令で定めるところにより、その旨並びに指定の区域及び土砂災害の発生原因となる自然現象の種類を公示しなければならない。
 - 5 都道府県知事は、前項に規定する公示をしたときは、速やかに、国土交通省令で定めるところにより、関係のある市町村の長に、同項の規定により公示された事項を記載した図書を送付しなければならない。
 - 6 前三項の規定は、指定の解除について準用する。

（警戒避難体制の整備等）

- 第七条** 市町村防災会議（市町村防災会議を設置しない市町村にあつては、当該市町村の長。以下同じ。）は、警戒区域の指定があつたときは、市町村地域防災計画（災害対策基本法（昭和三十

六年法律第二百二十三号)による市町村地域防災計画をいう。)において、当該警戒区域ごとに、土砂災害に関する情報の収集及び伝達、予報又は警報の発令及び伝達、避難、救助その他当該警戒区域における土砂災害を防止するために必要な警戒避難体制に関する事項について定めるものとする。

- 2 市町村防災会議は、警戒区域内に主として高齢者、障害者、乳幼児その他の特に防災上の配慮を要する者が利用する施設がある場合には、当該施設の利用者の円滑な警戒避難が行われるよう前項の土砂災害に関する情報、予報及び警報の伝達方法を定めるものとする。
- 3 警戒区域をその区域に含む市町村の長は、第一項に規定する市町村地域防災計画に基づき、国土交通省令で定めるところにより、土砂災害に関する情報の伝達方法、急傾斜地の崩壊等のおそれがある場合の避難地に関する事項その他警戒区域における円滑な警戒避難を確保する上で必要な事項を住民に周知させるため、これらの事項を記載した印刷物の配布その他の必要な措置を講じなければならない。

第四章 土砂災害特別警戒区域

(土砂災害特別警戒区域)

第八条 都道府県知事は、基本指針に基づき、警戒区域のうち、急傾斜地の崩壊等が発生した場合には建築物に損壊が生じ住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる土地の区域で、一定の開発行為の制限及び居室（建築基準法（昭和二十五年法律第二百一号）第二条第四号に規定する居室をいう。以下同じ。）を有する建築物の構造の規制をすべき土地の区域として政令で定める基準に該当するものを、土砂災害特別警戒区域（以下「特別警戒区域」という。）として指定することができる。

- 2 前項に規定する指定（以下この条において「指定」という。）は、第二条に規定する土砂災害の発生原因ごとに、指定の区域並びにその発生原因となる自然現象の種類及び当該自然現象により建築物に作用すると想定される衝撃に関する事項（土砂災害の発生を防止するために行う建築物の構造の規制に必要な事項として政令で定めるものに限る。）を定めてするものとする。
- 3 都道府県知事は、指定をしようとするときは、あらかじめ、関係のある市町村の長の意見を聴かなければならない。
- 4 都道府県知事は、指定をするときは、国土交通省令で定めるところにより、その旨並びに指定の区域、土砂災害の発生原因となる自然現象の種類及び第二項に規定する政令で定める事項を公示しなければならない。
- 5 都道府県知事は、前項に規定する公示をしたときは、速やかに、国土交通省令で定めるところにより、関係のある市町村の長に、同項の規定により公示された事項を記載した図書を送付しなければならない。

- 6 指定は、第四項に規定する公示によってその効力を生ずる。
- 7 関係のある市町村の長は、第五項の図書を当該市町村の事務所において、一般の縦覧に供しなければならない。
- 8 都道府県知事は、土砂災害の防止に関する工事の実施等により、特別警戒区域の全部又は一部について指定の事由がなくなつたと認めるときは、当該特別警戒区域の全部又は一部について指定を解除するものとする。
- 9 第三項から第六項までの規定は、前項に規定する解除について準用する。

(特定開発行為の制限)

第九条 特別警戒区域内において、都市計画法（昭和四十三年法律第百号）第四条第十二項の開発行為で当該開発行為をする土地の区域内において建築が予定されている建築物（当該区域が特別警戒区域の内外にわたる場合においては、特別警戒区域外において建築が予定されている建築物を除く。以下「予定建築物」という。）の用途が制限用途であるもの（以下「特定開発行為」という。）をしようとする者は、あらかじめ、都道府県知事の許可を受けなければならない。ただし、非常災害のために必要な応急措置として行う行為その他の政令で定める行為については、この限りでない。

- 2 前項の制限用途とは、予定建築物の用途で、住宅（自己の居住の用に供するものを除く。）並びに高齢者、障害者、乳幼児その他の特に防災上の配慮を要する者が利用する社会福祉施設、学校及び医療施設（政令で定めるものに限る。）以外の用途でないものをいう。

(申請の手続)

第十条 前条第一項の許可を受けようとする者は、国土交通省令で定めるところにより、次に掲げる事項を記載した申請書を提出しなければならない。

- 一 特定開発行為をする土地の区域（以下「開発区域」という。）の位置、区域及び規模
 - 二 予定建築物（前条第一項の制限用途のものに限る。以下「特定予定建築物」という。）の用途及びその敷地の位置
 - 三 特定予定建築物における土砂災害を防止するため自ら施行しようとする工事（以下「対策工事」という。）の計画
 - 四 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画
 - 五 その他国土交通省令で定める事項
- 2 前項の申請書には、国土交通省令で定める図書を添付しなければならない。

(許可の基準)

第十一条 都道府県知事は、第九条第一項の許可の申請があつたときは、前条第一項第三号及び第四号に規定する工事（以下「対策工事等」という。）の計画が、特定予定建築物における土砂災害

を防止するために必要な措置を政令で定める技術的基準に従い講じたものであり、かつ、その申請の手続がこの法律又はこの法律に基づく命令の規定に違反していないと認めるときは、その許可をしなければならない。

(許可の条件)

第十二条 都道府県知事は、第九条第一項の許可に、対策工事等の施行に伴う災害を防止するために必要な条件を付することができる。

(既着手の場合の届出等)

第十三条 特別警戒区域の指定の際当該特別警戒区域内において既に特定開発行為（第九条第一項ただし書に規定する政令で定める行為を除く。）に着手している者は、その指定の日から起算して二十一日以内に、国土交通省令で定めるところにより、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。

2 都道府県知事は、前項に規定する届出があった場合において、当該届出に係る開発区域（特別警戒区域内のものに限る。）における土砂災害を防止するために必要があると認めるときは、当該届出をした者に対して、予定建築物の用途の変更その他の必要な助言又は勧告をすることができる。

(許可の特例)

第十四条 国又は地方公共団体が行う特定開発行為については、国又は地方公共団体と都道府県知事との協議が成立することをもって第九条第一項の許可を受けたものとみなす。

(許可又は不許可の通知)

第十五条 都道府県知事は、第九条第一項の許可の申請があったときは、遅滞なく、許可又は不許可の処分をしなければならない。

2 前項の処分をするには、文書をもって当該申請をした者に通知しなければならない。

(変更の許可等)

第十六条 第九条第一項の許可（この項の規定による許可を含む。）を受けた者は、第十条第一項第二号から第四号までに掲げる事項の変更をしようとする場合においては、都道府県知事の許可を受けなければならない。ただし、変更後の予定建築物の用途が第九条第一項の制限用途以外のものであるとき、又は国土交通省令で定める軽微な変更をしようとするときは、この限りでない。

2 前項の許可を受けようとする者は、国土交通省令で定める事項を記載した申請書を都道府県知事に提出しなければならない。

- 3 第九条第一項の許可を受けた者は、第一項ただし書に該当する変更をしたときは、遅滞なく、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。
- 4 第十一条、第十二条及び前二条の規定は、第一項の許可について準用する。
- 5 第一項の許可又は第三項に規定する届出の場合における次条から第十九条までの規定の適用については、第一項の許可又は第三項に規定する届出に係る変更後の内容を第九条第一項の許可の内容とみなす。

(工事完了の検査等)

- 第十七条** 第九条第一項の許可を受けた者は、当該許可に係る対策工事等のすべてを完了したときは、国土交通省令で定めるところにより、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。
- 2 都道府県知事は、前項に規定する届出があったときは、遅滞なく、当該対策工事等が第十一条に規定する政令で定める技術的基準に適合しているかどうかについて検査し、その検査の結果当該対策工事等が当該政令で定める技術的基準に適合していると認めたときは、国土交通省令で定める様式の検査済証を当該届出をした者に交付しなければならない。
- 3 都道府県知事は、前項の規定により検査済証を交付したときは、遅滞なく、国土交通省令で定めるところにより、当該対策工事等が完了した旨を公告しなければならない。

(建築制限)

- 第十八条** 第九条第一項の許可を受けた開発区域（特別警戒区域内のものに限る。）内の土地においては、前条第三項に規定する公告があるまでの間は、第九条第一項の制限用途の建築物を建築してはならない。

(特定開発行為の廃止)

- 第十九条** 第九条第一項の許可を受けた者は、当該許可に係る対策工事等を廃止したときは、遅滞なく、国土交通省令で定めるところにより、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。

(監督処分)

- 第二十条** 都道府県知事は、次の各号のいずれかに該当する者に対して、特定予定建築物における土砂災害を防止するために必要な限度において、第九条第一項若しくは第十六条第一項の許可を取り消し、若しくはその許可に付した条件を変更し、又は工事その他の行為の停止を命じ、若しくは相当の期限を定めて必要な措置をとることを命ずることができる。
- 一 第九条第一項又は第十六条第一項の規定に違反して、特定開発行為をした者
 - 二 第九条第一項又は第十六条第一項の許可に付した条件に違反した者
 - 三 特別警戒区域で行われる又は行われた特定開発行為（当該特別警戒区域の指定の際当該特

別警戒区域内において既に着手している行為を除く。)であって、特定予定建築物の土砂災害を防止するために必要な措置を第十一条に規定する政令で定める技術的基準に従って講じていないものに関する工事の注文主若しくは請負人(請負工事の下請人を含む。)又は請負契約によらないで自らその工事をしている者若しくはした者

四 詐欺その他不正な手段により第九条第一項又は第十六条第一項の許可を受けた者

- 2 前項の規定により必要な措置をとることを命じようとする場合において、過失がなくて当該措置を命ずべき者を確知することができないときは、都道府県知事は、その者の負担において、当該措置を自ら行い、又はその命じた者若しくは委任した者にこれを行わせることができる。この場合においては、相当の期限を定めて、当該措置を行うべき旨及びその期限までに当該措置を行わないときは、都道府県知事又はその命じた者若しくは委任した者が当該措置を行う旨を、あらかじめ、公告しなければならない。
- 3 都道府県知事は、第一項の規定による命令をした場合においては、標識の設置その他国土交通省令で定める方法により、その旨を公示しなければならない。
- 4 前項の標識は、第一項の規定による命令に係る土地又は建築物若しくは建築物の敷地内に設置することができる。この場合においては、同項の規定による命令に係る土地又は建築物若しくは建築物の敷地の所有者、管理者又は占有者は、当該標識の設置を拒み、又は妨げてはならない。

(立入検査)

第二十一条 都道府県知事又はその命じた者若しくは委任した者は、第九条第一項、第十六条第一項、第十七条第二項、第十八条又は前条第一項の規定による権限を行うため必要がある場合においては、当該土地に立ち入り、当該土地又は当該土地において行われている対策工事等の状況を検査することができる。

- 2 第五条第五項の規定は、前項の場合について準用する。
- 3 第一項の規定による立入検査の権限は、犯罪捜査のために認められたものと解してはならない。

(報告の徴収等)

第二十二条 都道府県知事は、第九条第一項又は第十六条第一項の許可を受けた者に対し、当該許可に係る土地又は当該許可に係る対策工事等の状況について報告若しくは資料の提出を求め、又は当該土地における土砂災害を防止するために必要な助言若しくは勧告をすることができる。

(特別警戒区域内における居室を有する建築物の構造耐力に関する基準)

第二十三条 特別警戒区域における土砂災害の発生を防止するため、建築基準法第二十条に基づく政令においては、居室を有する建築物の構造が当該土砂災害の発生原因となる自然現象により建築物に作用すると想定される衝撃に対して安全なものとなるよう建築物の構造耐力に関する基

準を定めるものとする。

(特別警戒区域内における居室を有する建築物に対する建築基準法の適用)

第二十四条 特別警戒区域（建築基準法第六条第一項第四号の区域を除く。）内における居室を有する建築物（同項第一号から第三号までに掲げるものを除く。）については、同項第四号の規定に基づき都道府県知事が関係市町村の意見を聴いて指定する区域内における建築物とみなして、同法第六条から第七条の五まで、第十八条、第八十九条、第九十一条及び第九十三条の規定（これらの規定に係る罰則を含む。）を適用する。

(移転等の勧告)

第二十五条 都道府県知事は、急傾斜地の崩壊等が発生した場合には特別警戒区域内に存する居室を有する建築物に損壊が生じ、住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれ大きいと認めるときは、当該建築物の所有者、管理者又は占有者に対し、当該建築物の移転その他土砂災害を防止し、又は軽減するために必要な措置をとることを勧告することができる。

2 都道府県知事は、前項に規定する勧告をした場合において、必要があると認めるときは、その勧告を受けた者に対し、土地の取得についてのあつせんその他の必要な措置を講ずるよう努めなければならない。

第五章 緊急調査及び土砂災害緊急情報

(都道府県知事が行う緊急調査)

第二十六条 都道府県知事は、土石流、地滑り又は河道閉塞による湛水を発生原因とする重大な土砂災害の急迫した危険が予想されるものとして政令で定める状況があると認めるときは、基本指針に基づき、これらの自然現象を発生原因とする重大な土砂災害が想定される土地の区域及び時期を明らかにするため必要な調査（以下「緊急調査」という。）を行うものとする。ただし、次条第一項の規定により国土交通大臣が緊急調査を行う場合は、この限りでない。

2 都道府県知事は、緊急調査の結果、基本指針に基づき、前項の重大な土砂災害の危険がないと認めるとき、又はその危険が急迫したものでないと認めるときは、当該緊急調査を終了することができる。

(国土交通大臣が行う緊急調査)

第二十七条 国土交通大臣は、前条第一項の政令で定める状況があると認める場合であつて、当該土砂災害の発生原因である自然現象が緊急調査を行うために特に高度な専門的知識及び技術を要するものとして政令で定めるものであるときは、基本指針に基づき、緊急調査を行うものとする。

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

- 2 国土交通大臣は、前項の規定により緊急調査を行おうとするときは、あらかじめ、緊急調査を行おうとする土地の区域を管轄する都道府県知事にその旨を通知しなければならない。次項において準用する前条第二項の規定により緊急調査を終了しようとするときも、同様とする。
- 3 前条第二項の規定は、国土交通大臣が行う緊急調査について準用する。

(緊急調査のための土地の立入り等)

第二十八条 都道府県知事若しくは国土交通大臣又はこれらの命じた者若しくは委任した者は、緊急調査のためにやむを得ない必要があるときは、これらの必要な限度において、他人の占有する土地に立ち入り、又は特別の用途のない他人の土地を作業場として一時使用することができる。

- 2 第五条（第一項及び第四項を除く。）の規定は、前項の規定による立入り及び一時使用について準用する。この場合において、同条第八項から第十項までの規定中「都道府県」とあるのは、「都道府県又は国」と読み替えるものとする。

(土砂災害緊急情報の通知及び周知等)

第二十九条 都道府県知事又は国土交通大臣は、緊急調査の結果、基本指針に基づき、第二十六条第一項に規定する自然現象の発生により一定の土地の区域において重大な土砂災害の急迫した危険があると認めるとき、又は当該土砂災害が想定される土地の区域若しくは時期が明らかに変化したと認めるときは、災害対策基本法第六十条第一項及び第五項の規定による避難のための立退きの勧告又は指示の判断に資するため、当該緊急調査により得られた当該土砂災害が想定される土地の区域及び時期に関する情報（次項において「土砂災害緊急情報」という。）を、都道府県知事にあつては関係のある市町村の長に、国土交通大臣にあつては関係のある都道府県及び市町村の長に通知するとともに、一般に周知させるため必要な措置を講じなければならない。

- 2 都道府県知事又は国土交通大臣は、土砂災害緊急情報のほか、緊急調査により得られた情報を、都道府県知事にあつては関係のある市町村の長に、国土交通大臣にあつては関係のある都道府県及び市町村の長に随時提供するよう努めるものとする。

第六章 雑則

(費用の補助)

第三十条 国は、都道府県に対し、予算の範囲内において、政令で定めるところにより、基礎調査に要する費用の一部を補助することができる。

(資金の確保等)

第三十一条 国及び都道府県は、第二十五条第一項に規定する勧告に基づく建築物の移転等が円滑

に行われるために必要な資金の確保、融通又はそのあつせんに努めるものとする。

(緊急時の指示)

第三十二条 国土交通大臣は、土砂災害が発生し、又は発生するおそれがあると認められる場合において、土砂災害を防止し、又は軽減するため緊急の必要があると認められるときは、都道府県知事に対し、この法律の規定により都道府県知事が行う事務のうち政令で定めるものに関し、必要な指示をすることができる。

第七章 罰則

第三十三条 次の各号のいずれかに該当する者は、一年以下の懲役又は五十万円以下の罰金に処する。

- 一 第九条第一項又は第十六条第一項の規定に違反して、特定開発行為をした者
- 二 第十八条の規定に違反して、第九条第一項の制限用途の建築物を建築した者
- 三 第二十条第一項の規定による都道府県知事の命令に違反した者

第三十四条 次の各号のいずれかに該当する者は、六月以下の懲役又は三十万円以下の罰金に処する。

- 一 第五条第七項（第二十八条第二項において準用する場合を含む。）の規定に違反して、土地の立入り又は一時使用を拒み、又は妨げた者
- 二 第二十一条第一項の規定による立入検査を拒み、妨げ、又は忌避した者

第三十五条 第二十二条の規定による報告又は資料の提出を求められて、報告若しくは資料を提出せず、又は虚偽の報告若しくは資料の提出をした者は、二十万円以下の罰金に処する。

第三十六条 法人の代表者又は法人若しくは人の代理人、使用人その他の従業者が、その法人又は人の業務又は財産に関し、前三条の違反行為をしたときは、行為者を罰するほか、その法人又は人に対しても各本条の罰金刑を科する。

第三十七条 第十三条第一項、第十六条第三項又は第十九条の規定に違反して、届出をせず、又は虚偽の届出をした者は、二十万円以下の過料に処する。

附 則 抄

(施行期日)

第一条 この法律は、平成十三年四月一日から施行する。

附 則 (平成一七年五月二日法律第三七号) 抄

(施行期日)

第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要

第一条 この法律は、公布の日から起算して三月を超えない範囲内において政令で定める日から施行する。

(政令への委任)

第四条 前二条に定めるもののほか、この法律の施行に関して必要な経過措置は、政令で定める。

附 則 (平成二二年一月二五日法律第五二号) 抄

(施行期日)

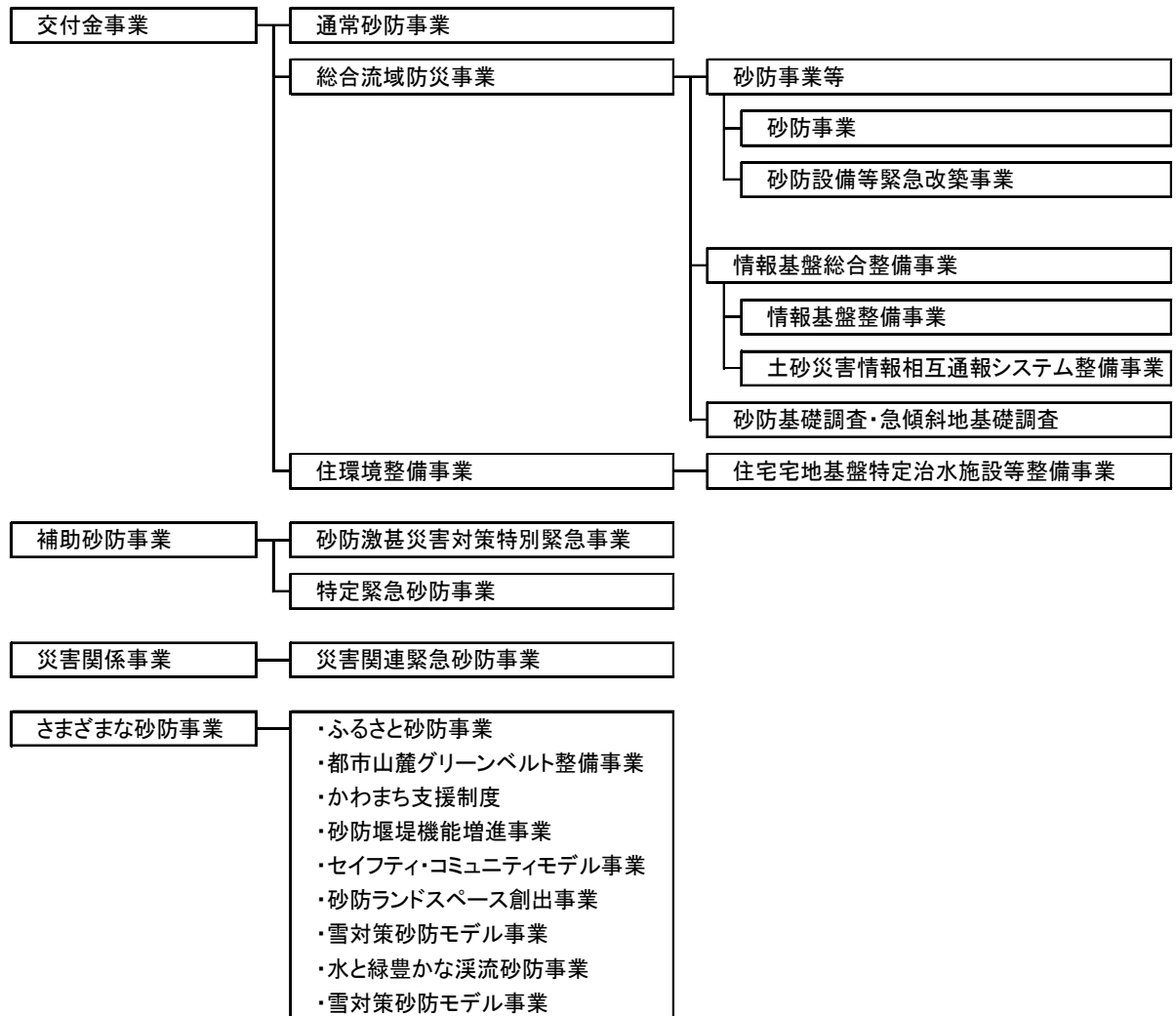
1 この法律は、公布の日から起算して六月を超えない範囲内において政令で定める日から施行する。

6. 砂防事業の構成

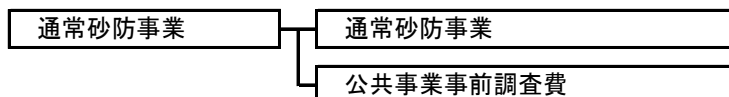
平成23年度時点における砂防事業は、次のような構成になっている。各構成は、国土交通省等の新規施策の動向によって変化するので注意すること。

6.1 砂防事業の構成

6.1.1 交付金事業等

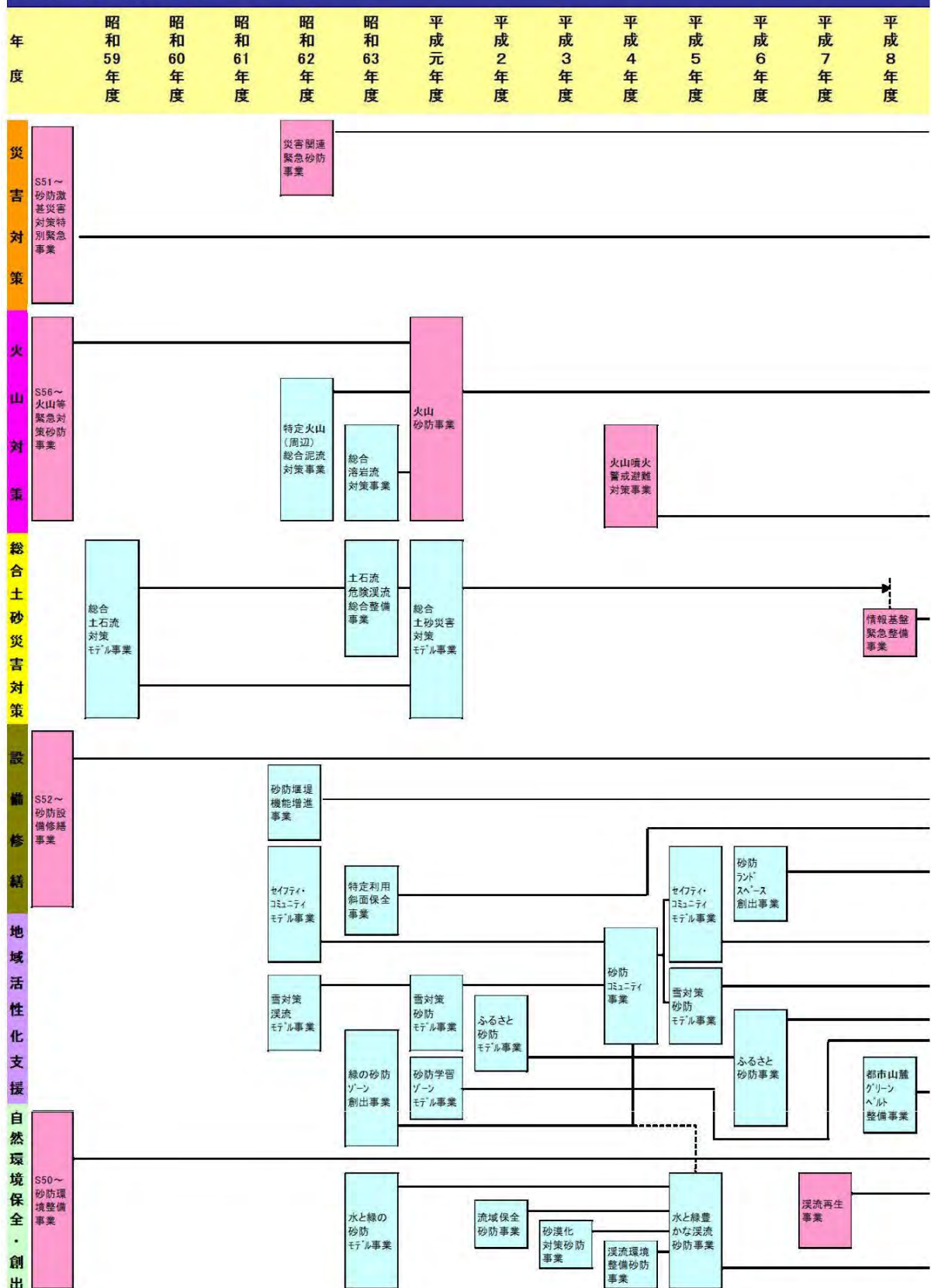


6.1.2 単県事業等

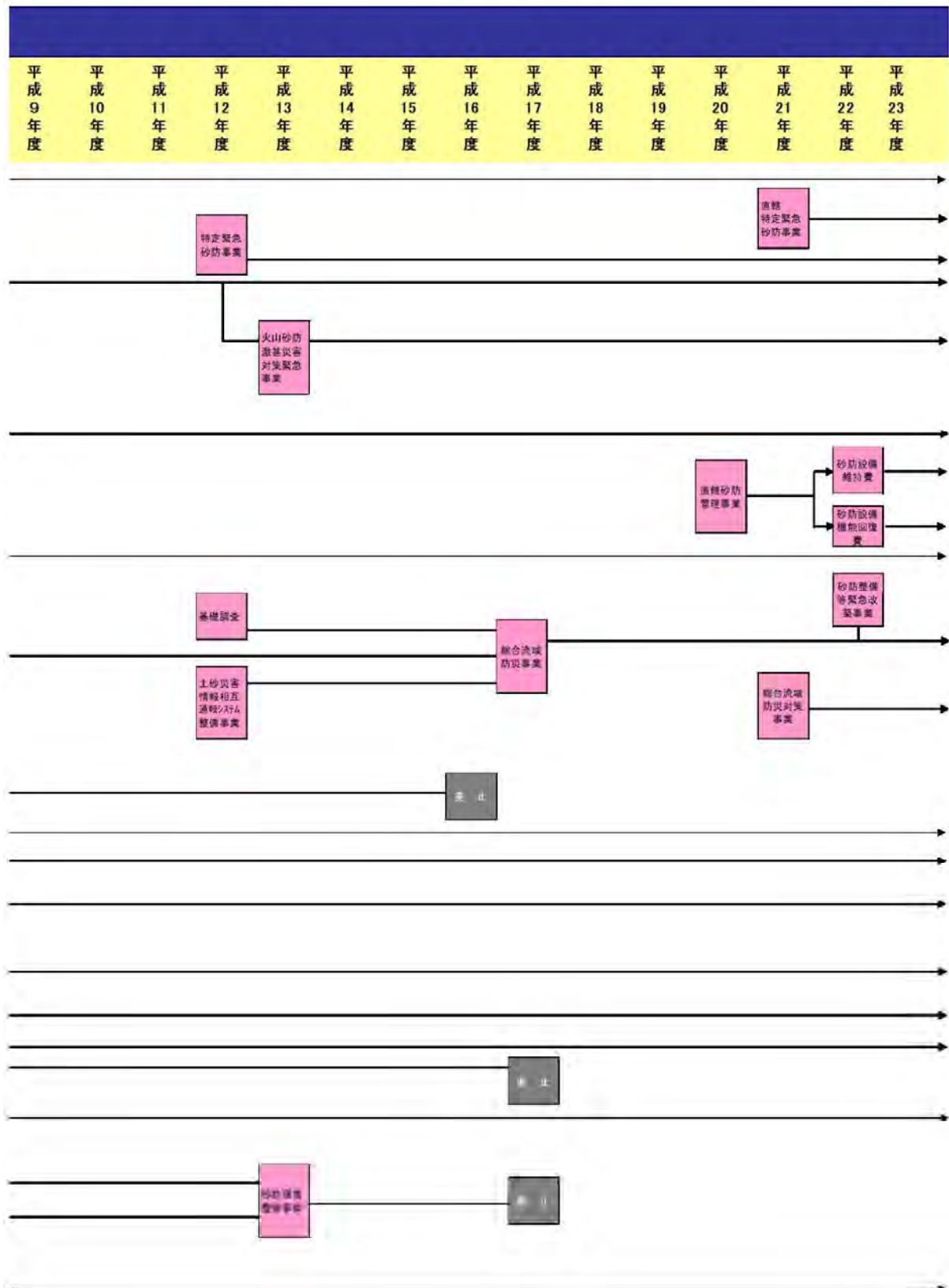


6.2 砂防関係重点施策の推移

砂防関係事業の推移



第Ⅰ編 事業編：第1章 砂防事業の概要



6.3 補助砂防事業

○ 通常砂防事業【社会資本整備総合交付金・地域自主戦略交付金】

(砂防法第5条, 第13条)

【目 的】

流域における荒廃地域の保全および土石流等の土砂災害から下流部に存在する人家、耕地、公共施設等を守ることを主たる目的とする。

【事業の内容】

砂防えん堤、床固工群等の砂防設備の整備。また必要に応じた除石工事を実施する。

(採択基準)

砂防法第2条の規定による砂防指定地内において、都道府県知事が施行する砂防工事のうち、次の各項の一に該当し、1件あたり事業費が1億円以上のもので、かつ原則として、当該砂防工事によって被害が軽減される区域内において、土砂災害危険箇所の公表等の警戒避難体制の整備にかかわる措置がなされているもの

- ① 一級河川または二級河川の水系に係るもので、次の各号の一に該当するもの
 - 1) 流域内の崩壊面積または荒廃面積が流域面積の約1割を超えるもの
 - 2) 流出土砂量が甚だしく、その量が本川流量の1割を超えるもの
 - 3) 河床に土砂堆積が甚だしく、流下するおそれのあるもの
- ② 今後の豪雨等により多量の土砂を流下するおそれのある溪流で、次の各号の一に該当する効果のあるもの
 - 1) 公共施設（官庁、学校、病院、鉄道、道路、橋梁等のうち相当規模以上のもの）、市町村地域防災計画に位置づけられている避難場所及び重要鉱工業施設の保護
 - 2) 市街地、集落（人家50戸以上）の保護
 - 3) 耕地（耕地面積30ha以上）の保護
 - 4) 港湾または河口の埋没（年間埋没10,000m³以上）の防止

(補 助 率)

- ・ 1/2

(沿 革)

- ・ 明治31年度から計上（法律補助）
- ・ 昭和25年度より実施（北海道）
- ・ 昭和33年度より実施（離島）
- ・ 昭和47年度より実施（沖縄）
- ・ 平成12年度に荒廃砂防事業（事項）、予防砂防事業（事項）、都市対策砂防事業を統合
- ・ 平成18年度に採択基準の改正
- ・ 平成22年度より、社会資本整備総合交付金に移行
- ・ 平成23年度より、社会資本整備総合交付金の一部が地域自主戦略交付金に移行。

＜荒廃地域に設置された砂防堰堤の施工例＞



○ 砂防激甚災害対策特別緊急事業

(砂防法第5条, 第13条)

【目 的】

土石流等により激甚な災害が発生した一連地区の荒廃溪流に対し、再度災害を防止するため、一定期間内に一定計画に基づく対策工事を実施し、災害対策の万全を期することを目的とする。

【採択基準】

(1) 対象地区

土石流等により激甚な災害が発生した一連地区が次のいずれかに該当し、一定計画に基づき、一定期間内（おおむね3年）に緊急に実施することが必要な砂防事業、地すべり対策事業および治山事業による整備事業費の合計額がおおむね10億円以上のもの

1. 一連地区の被害が、次のいずれかに該当する場合

イ 流失または全壊家屋数が50戸以上であるもの

ロ 次期出水で、流失又は全壊の危険が確実である家屋数が50戸以上であるもの

ハ 浸水家屋数が2,000戸以上であるもの

ニ 次のものがそれぞれ流失または全壊家屋数1戸あるいは次期出水で流失又は全壊の危険が確実である家屋数1戸に相当するものとして換算して加算した数値が、イ又はロに相当することとなるもの

土砂災害を受けた社会福祉施設等あるいは次期出水で流失又は全壊の危険が確実な社会福祉施設等 収容人員40人

2. 災害が発生した市町村の高齢世帯の率が全国平均高齢世帯の率（災害が複数の市町村にわたる場合は、主たる市町村の高齢世帯の率）のおおむね2倍以上で、一連地区の被害が次のいずれかに該当する場合

イ 流失または全壊家屋数が25戸以上であるもの

ロ 次期出水で、流失または全壊の危険が確実である家屋数が25戸以上であるもの

ハ 浸水家屋数が1,000戸以上であるもの

ニ 次のものがそれぞれ流失または全壊家屋数1戸あるいは次期出水で流失又は全壊の危険が確実である家屋数1戸に相当するものとして換算して加算した数値が、イまたはロに相当することとなるもの

土砂災害を受けた社会福祉施設等あるいは次期出水で流失または全壊の危険が確実な社会福祉施設等 収容人員40人

(2) 採択基準

次期出水により、下流に著しい被害を与えるおそれのある堆積土砂並びに崩壊を対象とし、必要となる砂防えん堤、床固工、流路工、山腹工等の砂防設備で、次の各号のいずれかに該当するもの

① 下流の被害地域の緊急な整備の遂行上、特に先行して施行する必要があるもの

② 公共の利害に密接な関連を有し、経済上、民生安定上放置しがたいものであって、次のいずれかに被害を及ぼすおそれがあると認められるもの

1) 鉄道・高速自動車国道・一般国道・都道府県道・市町村道のうち指定市道および迂回路のないもの、その他公共施設のうち重要なもの

- 2) 官公署、学校又は病院等の公共建物若しくは鉱工業施設のうち重要なもの
- 3) 人家 20 戸以上
- 4) 農地 20ha 以上（農地 10ha 以上 20ha 未満で、当該地域に存する人家の被害を併せて考慮し、農地 20ha 以上の被害に相当すると認められるものを含む）

（採択基準の運用等）

- ① 激甚災害対策特別緊急事業の対象地区の単位である市町村における高齢世帯の率が高い場合に採択要件の緩和を行うこととし、高齢世帯は、高齢単身世帯（65 歳以上の者一人のみの世帯）及び高齢夫婦世帯（いずれかが 65 歳以上の夫婦のみの世帯）とする。
- ② 社会福祉施設等は下記の施設とする。
 - ・ 児童福祉法第 7 条に基づく施設 ……………児童養護施設、知的障害児施設等
 - ・ 老人福祉法第 5 条の 3 に基づく施設 ……………養護老人ホーム、特別養護老人ホーム等
 - ・ 身体障害者福祉法第 5 条に基づく施設 ……………身体障害者更生施設、身体障害者療護施設等
 - ・ 知的障害者福祉法第 5 条に基づく施設 ……………知的障害者更生施設、知的障害者授産施設等
 - ・ 医療法第 1 条 2 第 2 項に基づく施設 ……………病院、診療所、介護老人保健施設等

（補助率）

- ・ 5.5/10

（沿革）

- ・ 昭和 51 年度より実施
- ・ 平成 7 年度より採択基準の改正



●平成 11 年集中豪雨により死者 24 名という大災害が発生



●砂防堰堤などの砂防設備により地域の安全を確保する

○ 特定緊急砂防事業

(砂防法第5条, 第13条)

【目 的】

土砂災害発生箇所の応急的対策のみならず，周辺地域を含めた対策の集中的・重点的实施により，甚大な土砂災害が発生した地域の災害防止対策を図る。

【事業の内容】

土石流等により人的被害，家屋被害等が発生した一定の地区について，被害をもたらした同規模の土石流が再び発生した場合でも，安全が確保されるよう災害関連緊急事業と一体的な計画に基づき，一定期間内（おおむね3年）に緊急的に施設整備を実施する。

（採択基準）

風水害，震災等により，土砂流出による災害等が発生した溪流及び流域において，災害を防止するために必要な一定の計画に基づき，必要となる砂防えん堤，床固工，護岸工，山腹工等の砂防設備で次の各号のいずれかに該当し，当該工事によって被害が軽減される地域内において，警戒避難体制にかかわる措置がなされているもの。

- ① 鉄道・高速自動車道・一般国道・都道府県道・市町村道のうち指定市道及び迂回路のないもの（激甚災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律第二条第一項により指定された災害に限り，迂回路のあるものを含む）並びにその他の公共施設のうち重要なもの
- ② 官公署・学校又は公共建物もしくは鉱工業施設のうち重要なもの
- ③ 人家10戸以上
- ④ 農地10ha以上（農地5ha以上10ha未満で当該施設に存する人家の被害を合わせ考慮し，農地10ha以上の被害に相当すると認められるものを含む）

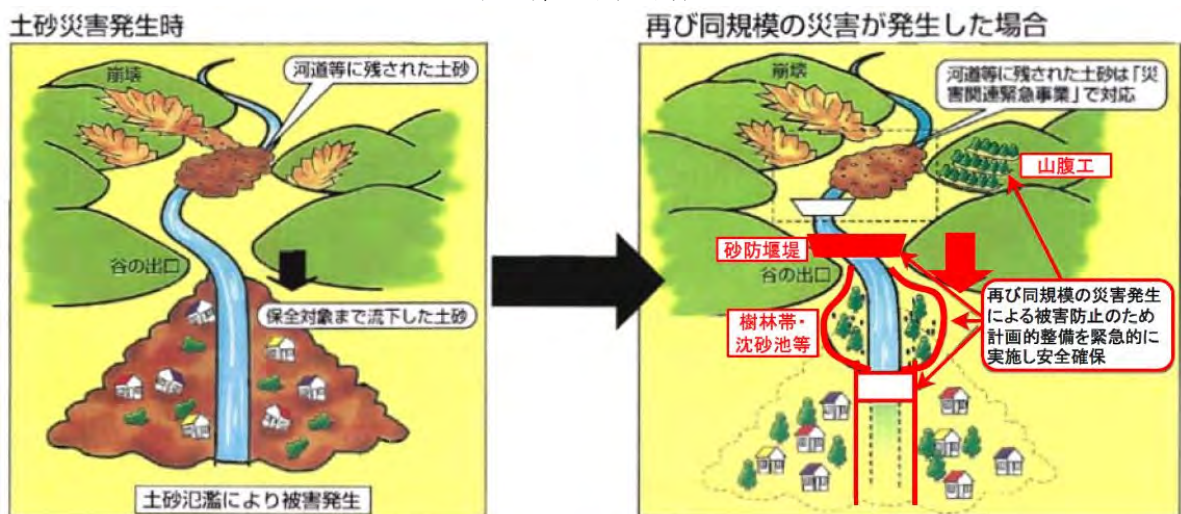
（補 助 率）

・ 1／2

（沿 革）

- ・ 平成12年度より実施
- ・ 平成21年度に採択基準の改正

＜特定緊急砂防事業＞



○ 住宅宅地基盤特定治水施設等整備事業【社会資本整備総合交付金・地域自主戦略交付金】
(砂防法第5条, 第13条)

【目 的】

河川、砂防設備、地すべり防止施設及び急傾斜地崩壊防止施設を整備することにより、中心市街地等における快適な居住環境を創出し良好な住宅・宅地の整備・保全を図り、又は大規模地震等の発生により既存住宅・宅地に著しい被害が生じるおそれのある地域における住宅・建築物の保全を図ることを目的とする。

【事業の内容】

住宅宅地基盤特定治水施設等整備事業(以下「特定事業」という)とは、第1号及び第2号に掲げる治水施設等の整備事業(住宅市街地基盤整備事業及び住宅市街地総合整備事業又は都市再生整備計画として本交付金の交付を受ける場合を除く。)であって、当該治水施設等の管理者が計画的に実施するものをいう。

一 中心市街地等における良好な居住環境の創出支援型事業(略)

二 住宅建築物の耐震改修支援型事業

大規模地震等の発生するおそれがある地域において、緊急輸送道路を閉塞するなど、地震時に社会的に重大な被害が起こりうる住宅市街地を土砂災害から保全するために必要な砂防設備、地すべり防止施設及び急傾斜地崩壊防止施設(以下「砂防設備等」という)の整備事業であり、次のいずれかの計画に位置づけられているもの。

(1) 建築物の耐震改修の促進に関する法律(平成7年法律第123号)第5条に基づき都道府県が策定する都道府県耐震改修促進計画

(2) 地方公共団体が作成する住宅・建築物の耐震化計画

ただし、(2)の計画に基づく事業実施は、都道府県耐震改修促進計画が策定されるまでの経過期間(平成18年度から概ね5年間)における対応とし、また(1)及び(2)の計画の策定前で、これらの計画に砂防設備等の整備事業が位置づけられることが確実となった時点で事業実施可能とする。

(採択基準)

交付金対象事業は特定事業と同種の治水施設等の整備事業に係る採択基準に適合しかつ次に掲げる第1号又は第2号の基準に適合するものとする。

一 中心市街地等における良好な居住環境の創出支援型事業(略)

二 住宅・建築物の耐震改修支援型事業

1. 第2号ロに定める基準に適合する事業のうち、次に掲げる基準に適合するものであること。

イ 本事業制度に係わる内容を1. 第2号ロに定める計画に記載する場合には、計画の策定主体と砂防関係事業部局で調整を行い作成すること。

ロ 本事業は、地震により住宅・建築物が著しい被害を受け、緊急輸送道路を閉塞するなど、社会的に重大な被害が生じることを防止するために必要な事業であること。

ハ 既存の砂防関係事業の計画と整合性がとられていること。

(補助率)

・ 当該特定事業と同種の治水施設等の整備事業に係る国の補助割合又は負担割合と同じ割合

(沿革)

- ・ 平成3年度 制度創設
- ・ 平成18年度 制度改正
- ・ 平成22年度より、社会資本整備総合交付金に移行
- ・ 平成23年度より、地域自主戦略交付金に移行

6.4 総合流域防災事業

【目 的】

総合流域防災事業は、個々の事業規模が小さいこと等から個別箇所ごとの予算管理を行う必要性が低い事業について、流域単位を原則として、包括的に水害・土砂災害対策の施設整備等及び災害関連情報の提供等のソフト対策を行う事業に対し、国が交付を行う制度を定めることにより、豪雨災害等に対し流域一体となった総合的な防災対策を推進することを目的とする。

【事業の内容】

（補 助 率）

- ・ 1／2（基礎調査以外）
- ・ 1／3（基礎調査）

（採択基準）

総合流域防災事業は、次のいずれかに該当するものとする。

1. 河川事業(略)
2. 砂防事業等

（1）砂防事業

通常砂防事業の要件に該当し土砂等の除石等の機能回復を含む事業で、次のいずれにも該当しないもの

- ① 近年発生した災害に関連するもの
- ② 水系砂防に関連するもの（土石流対策以外の事業）
- ③ 活断層の存在する地域で実施するもの

（2）地すべり対策事業(略)

（3）急傾斜地崩壊対策事業(略)

（4）雪崩対策事業(略)

（5）砂防設備等緊急改築事業

既設の砂防設備及び地すべり防止施設（以下「砂防設備等」という。）について、緊急改築を行うことで既存の砂防設備等を有効活用することにより、地域における安全の向上を図ることを目的に実施するもので、次のすべての要件に該当するもの

- ① 砂防設備等の管理が適切に実施されているもの
- ② 事業の対象となる砂防設備等が、以下のいずれかの要件に該当するもの
 - （i）昭和 52 年以前の技術基準により設計されており、土石流に対して構造物の安全性、安定性が確保されていない砂防設備
 - （ii）設置後概ね 10 年経過した施設で、地質条件などによって当初設計時の想定より早期に集排水ボーリングの目詰まりが生じており、近年開発された材料の活用により目詰まりが生じにくくなるなど施設の機能が著しく向上する地すべり防止施設
- ③ 実施に当たって、事業計画に、次に掲げる事項を定めた緊急改築事業計画が記載されていること
 - （i）対象とする砂防設備等の概要
 - （ii）事業の目的
 - （iii）保全対象
 - （iv）施設管理の状況
 - （v）緊急改築工事の内容
 - （vi）その他参考となる事項
- ④ 総事業費が 1 億円以上であるもの（当該工事の実施に必要な調査を含む。）

3. 洪水氾濫域減殺対策事業(略)

4. 情報基盤総合整備事業

(1) 情報基盤整備事業

河川等の情報収集・提供等を行うシステム（総事業費 3 億円以上）で、指定区間内の一級河川及び二級河川、これら河川において都道府県が管理するダム、及び過去に土石流災害、地すべり災害、がけ崩れ若しくは雪崩災害を受けた地区又は受けるおそれの高い地区に係る次のものを整備する事業をいう。

- ① 雨量計、水位計、水質計、積雪計、地震計、漏水量計、ワイヤセンサー、伸縮計及び監視カメラ等の観測施設
- ② 観測されたデータを収集・処理・伝達するシステム
- ③ 水位や流量等を予測・提供するシステム
- ④ 土石流、地すべり、がけ崩れ及び雪崩に関する予警報システム
- ⑤ 河川利用者向けの情報提供システム（二級河川においては平成 23 年度までに限る。）

(2) 土砂災害情報相互通報システム整備事業

土砂災害関連情報について、市町村を通じて行う住民と都道府県との情報交換を推進するための土砂災害情報相互通報システムを整備する事業で次に該当するもの

- ① 住民の警戒避難体制の確立に資するための通報装置の設置等のうち市町村を通じて行う都道府県から住民への情報提供に関するもの
- ② 住民から市町村を通じて都道府県への土砂災害情報の提供に必要なシステムの整備

(3) 河川等情報基盤総合整備全体計画(略)

5. 砂防基礎調査・急傾斜地基礎調査

土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（平成 12 年法律第 57 号）に規定する土砂災害の防止のための対策の推進に関する基本的な指針に基づき、土砂災害警戒区域及び土砂災害特別警戒区域の指定その他同法に基づき行われる土砂災害防止対策のための調査が必要な区域において実施する急傾斜地の崩壊、土石流、地すべりのおそれがある土地に関する地形、地質、降水等の状況及び土砂災害のおそれがある土地の利用の状況その他事項に関する調査。

6. 浸水想定区域図等調査(略)

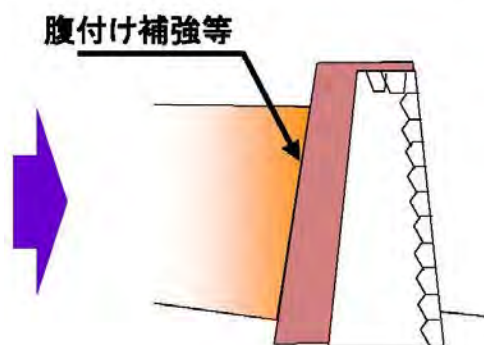
(沿 革)

- ・(目)砂防事業補助のうち(事項)通常砂防事業の一部、(事項)情報基盤緊急整備補助、(事項)土砂災害情報相互通報システム整備事業を統合
- ・(目)地すべり対策事業費補助のうち(事項)地すべり対策事業の一部、(事項)情報基盤緊急整備事業、(事項)土砂災害情報相互通報システム整備事業及び(目)砂防基礎調査費補助を統合
- ・平成 17 年度より実施
- ・平成 21 年度に採択基準の改正
- ・平成 22 年度より、社会資本整備総合交付金に移行、砂防設備等緊急改築事業の創設
- ・平成 23 年度より、地域自主戦略交付金に移行

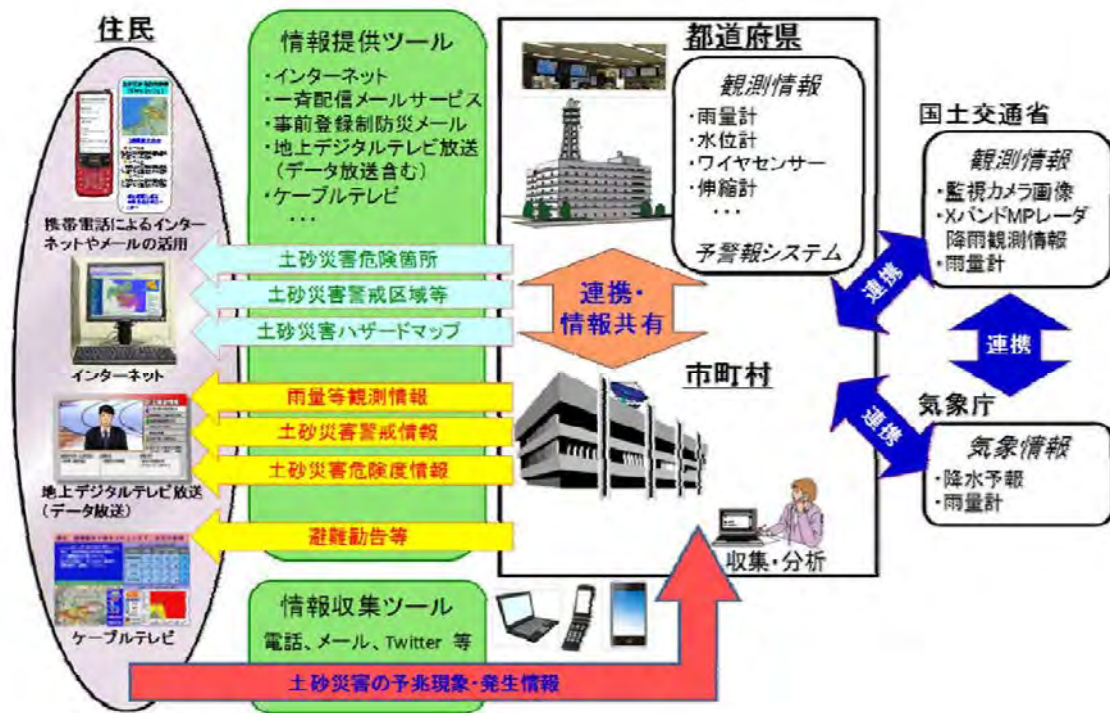


【総合流域防災事業イメージ図】

対策イメージ



【砂防設備等緊急改築事業】



【土砂災害情報相互通報システムのイメージ図】

土砂災害防止法※とは、土砂災害から国民の生命を守るため、土砂災害のおそれのある区域について危険の周知、警戒避難態勢の整備、住宅等の新規立地の抑制、既存住宅の移転促進等のソフト対策を推進しようとするものです。



【基礎調査概要図】

6.5 災害関係事業

○ 災害関連緊急砂防事業

(砂防法第5条, 第13条)

【目 的】

風水害、震災、火山活動等による土砂の崩壊等危険な状況に緊急に対処するための砂防設備の設置を目的とする。

【採択基準】

当該年発生 of 風水害・震災等により、水源地帯に崩壊が発生し又は拡大し、生産された土砂が溪流に堆積しているもの及び当該年発生 of 山火事等により流域が著しく荒廃したもので、放置すれば次の出水により容易に流下し、下流に著しい土砂害を及ぼすおそれのある場合で、緊急的に施行を必要とし、かつ、原則として年度内に完成の見込みのあるもので、次の各項の一に該当し、1箇所 of 事業費が3,000万円以上のもの

- ① 緊急な災害復旧事業に先行して施行する必要があるもの
- ② 公共の利害に密接な関連を有し、経済上、民生安定上放置し難いもので次の各号の一に被害を及ぼすおそれがあると認められるもの
 - 1) 鉄道、高速自動車道、一般国道、都道府県道、市町村道のうち指定市道および迂回路のないもの（激甚災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律第2条第1項により指定された災害に限り、迂回路のあるものを含む）並びにその他の公共施設のうち重要なもの
 - 2) 官公署、学校又は病院等の公共建物若しくは鉱工業施設のうち重要なもの
 - 3) 人家10戸以上
 - 4) 農地10ha以上（農地5ha以上10ha未満で当該地域に存する人家の被害を合わせ考慮し、農地10ha以上の被害に相当すると認められるものを含む）

（負 担 率）

・ 2/3

(項) 河川等災害関連事業費
(目) 災害関連緊急砂防等事業費補助
(目の細分) 災害関連緊急砂防等事業費補助
(目の細々分) 災害関連緊急砂防事業費補助

(沿 革)

- ・ 昭和62年度より実施
- ・ 平成11年度に採択基準の改正

【被災例】



【施工例】



6.6 さまざまな砂防関係事業

○ ふるさと砂防事業（社会資本整備総合交付金及び地域自主戦略交付金対象事業）

【目 的】

地域社会の安全で快適な生活基盤づくりを推進するとともに、市町村の砂防事業に対する理解を深めるため、個々の自然・社会特性を考慮しつつ地域に密着した砂防事業を展開し、地域の発展に資することを目的とする。

【事業の内容】

都道府県知事が作成した砂防計画に基づく工事であって地域開発に密接に関連した砂防事業を、ふるさと砂防事業として都道府県知事の委任を受けた市町村長が実施する。

（科 目）

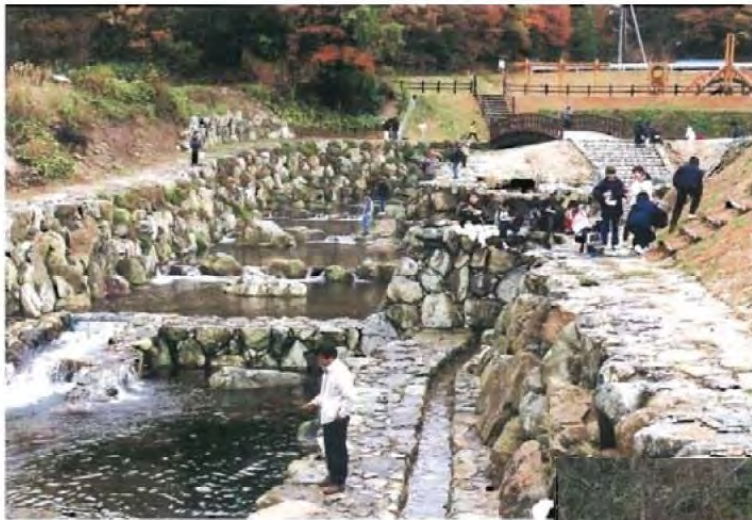
社会資本整備総合交付金及び地域自主戦略交付金の中で実施

（補 助 率）

- ・ 本体事業に準ずる

（沿 革）

- ・ 平成2年度よりモデル事業として実施
- ・ 平成6年度より事業内容を拡充し、ふるさと砂防事業として実施



●地域のレクリエーション施設の核を担う、砂防公園として、公園施設と一体的な整備が図られた津黒川（岡山県真庭市）



●地元の地域整備計画と一体化した整備が図られた白光寺川（山口県大島郡周坊大島町）

○ 都市山麓グリーンベルト整備事業
(直轄及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金対象事業)

【目 的】

山麓斜面に市街地が接している都市において、土砂災害に対する安全性を高め緑豊かな都市環境と景観を保全・創出することを目的に、市街地に隣接する山麓斜面にグリーンベルトとして一連の樹林帯の形成を図る。

また、このグリーンベルトの整備により、市街地周辺への無秩序な市街化の防止や都市周辺に広がる緑のビオトープ空間（多様な動植物の生息生育空間）の創出に寄与する。

【事業の内容】

(1)「都市山麓グリーンベルト構想」の策定

土砂災害の危険性の高い都市周辺の山麓斜面を対象に、その斜面の保全・育成をはかるためのグリーンベルトの範囲、整備の目標年次、関係する各種事業や規制方策の実施方針等を定めた「都市山麓グリーンベルト構想」を策定する。

(2)グリーンベルトの整備

地区一括採択による砂防事業、地すべり対策事業、急傾斜地崩壊対策事業や公園事業等による植樹、樹林化。

砂防指定地管理の強化、緑地保全地区の決定等により、樹林・緑地の保全のための規制策の実施。

（科 目）

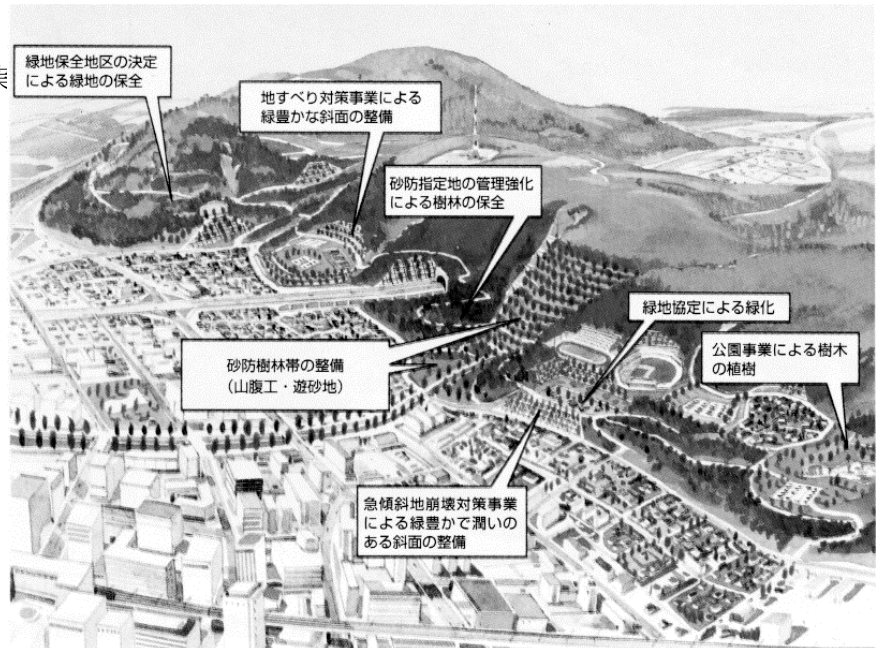
砂防事業費及び地すべり対策事業費、社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金の中で実施

（負担率及び補助率）

- ・ 本体事業に準ずる

（沿 革）

- ・ 平成8年度より実



＜グリーンベルトイメージ図＞

○ 砂防えん堤機能増進事業
(直轄及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金対象事業)

【目 的】

満砂になっている砂防えん堤の除石を実施することにより、流域の土砂災害に対する安全度の向上を図り、もって国土の保全、民生の安定に資することを目的とする。

【対象地区】

地形条件等から通常の砂防工事では有効な対策が困難な箇所（溪流）のうち、経年的な土砂流出により流域の安全度が低下し、次期出水による土砂災害の恐れの大い箇所（溪流）。

【事業の内容】

既設砂防えん堤の除石

（科 目）

砂防事業費、及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金の中で実施

（負担率及び補助率）

- ・ 本体事業に準ずる

（沿 革）

- ・ 平成2年度より実施

【除石前】



【除石後】



● 除石によりリフレッシュされた
三宿沢・平成第1号えん堤(栃木県日光市)

○ セイフティ・コミュニティモデル事業
(直轄及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金対象事業)

【目 的】

土砂災害危険箇所を含む一連の地区（以下「モデル地区」という。）において、砂防・地すべり・急傾斜地崩壊対策事業を集中的に実施するとともに、砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止工事の実施に伴う残土を利用して地域計画に配慮した安全な地帯の創出計画（セイフティ・コミュニティプラン）を作成し、これにもとづき事業を実施することにより土砂災害対策に万全を期するとともに、地域整備に寄与することを目的とする。

【対象地区】

過去に土砂災害を受けたことのある地区、あるいはおそれの高い地区で災害防止のため抜本的な対策が必要な地区。

【事業の内容】

- ① 「セイフティ・コミュニティプラン」の作成
- ② 砂防設備、地すべり防止施設、急傾斜地崩壊防止施設による整備

（科 目）

砂防事業費及び地すべり対策事業費、及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金の中で実施

（負担率及び補助率）

- ・ 本体事業に準ずる

（沿 革）

- ・ 昭和 62 年度より実施
- ・ 平成 2 年度 地すべり対策事業，急傾斜地崩壊対策事業に拡充



・ 土砂災害の危険性の高い山間地に安全地帯を創出

○ 砂防ランドスペース創出事業
(直轄及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金対象事業)

【目 的】

砂防事業の実施にあわせて、公共事業にともなう建設副産物の処理を行うことにより地域の活性化を図るために必要な、安全な空間（砂防ランドスペース）を創出することを目的とする。

【事業の内容】

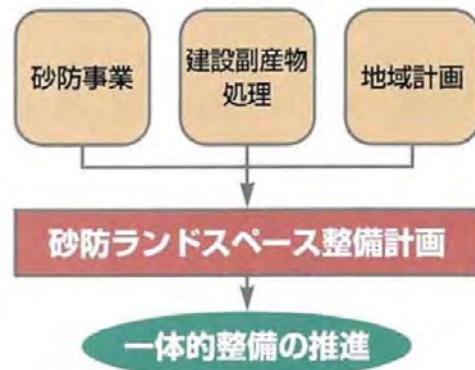
- ① 事業の実施に当たっては、関係者と協議のうえ、砂防事業計画、市町村等の地域計画及び建設副産物処理計画を含めた「砂防ランドスペース創出事業実施計画」を策定する。
- ② 砂防えん堤、溪流保全工等を整備する際、事業実施計画に基づいて建設副産物の処理を行うとともに、地域計画と整合のとれた設備を整備する。

（科 目）

砂防事業費及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金の中で実施

（負担率及び補助率）

- ・ 本体事業に準ずる
(沿 革)
- ・ 平成6年度より実施



【施工前】



【砂防ランドスペース創出事業完成図】



○ 雪対策砂防モデル事業
(直轄及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金対象事業)

【目 的】

豪雪地帯においては、融雪時の出水や雪崩に伴う土砂流出対策は、地域住民にとって重要な克雪対策の一環である。これら豪雪地帯において、防災上、住民利便上の観点から雪崩等による土砂流出防止の砂防えん堤及び流雪機能を発揮できる低水路等の整備を総合的・包括的に実施することを主たる目的とする。

【対象地区】

豪雪地帯対策特別措置法（昭和 37 年 4 月 5 日法律第 73 号）第 2 条の規定により指定された豪雪地帯において、除・排雪対策又は融雪時の出水や雪崩に伴う土砂流出対策を必要とする箇所（溪流）。

【事業の内容】

- ① 豪雪地帯（豪雪地帯対策特別措置法による）で、除排雪機能を必要とする地域の除排雪低水路，流雪用水確保に寄与する砂防えん堤の設置
- ② 土石流かつ雪崩の発生危険箇所を流域にもつ砂防えん堤の設置

（科 目）

砂防事業費及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金の中で実施

（負担率及び補助率）

- ・ 本体事業に準ずる

（沿 革）

- ・ 平成元年度より実施（雪対策溪流モデル事業〈昭和 62 年度より実施〉の拡充）



・ 雪害に強く美しいまちづくりを砂防事業が演出

○ 水と緑豊かな溪流砂防事業
(直轄及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金対象事業)

【目 的】

砂防事業を実施している地域は自然条件が厳しく、これまで幾度となく土砂災害により人々の生活に脅威を与えてきた。一方溪流は景観、生態系等の自然環境の優れている地域が多く、これらの自然環境は人々の憩いの空間となっている。

近年の環境問題への認識の向上により、砂防事業においても景観・生態系といった自然環境との調和がいつそう求められる一方、余暇、ゆとりの時代に対応して、人々が山、川、森と親しみ、集い憩える水と緑豊かな空間の整備が社会の要請となっている。

そこで、自然的、社会的条件を勘案し、ここの溪流の特色を活かした、砂防事業を展開し、水と緑豊かな溪流づくりを推進するものである。

【事業の内容】

(1)「溪流環境整備計画」の策定

ここの溪流の自然的、社会的条件を踏まえて、自然環境の保全を考慮した施設整備計画等を定める。

(2)溪流環境に配慮した砂防事業の実施

- ① 崩壊地に植生を回復させる山腹工
- ② 樹林帯がもつ土砂の流出抑制・拡散・堆積効果を利用して土砂災害防止を図るとともに良好な自然環境を創出する砂防樹林帯
- ③周辺環境に配慮した砂防ダム、床固工群等

(科 目)

砂防事業費及び社会資本整備総合交付金、地域自主戦略交付金の中で実施

(負担率及び補助率)

- ・ 本体事業に準ずる



第2章 調書・設計書作成要領

1. 補助事業

補助事業の調書や設計書の作成は、概ね下記によるが、年度毎に内容が変化することがあるため、各々の依頼文書を優先させる。

2. 補助事業予算要求スケジュール

補助事業の予算要求については、下表のスケジュールを目安として進める。

表 2-1 予算要求スケジュール

年度 月	対国交省	主な審査内容	事前調査の進捗
4月	概算要求 新規ヒヤリング	次年度実施予定箇所の概算要求 新規溪流の採択基準，経済効果等の審査 各種メニュー事業の審査 新規採択条件の審査	(前年度までに)新規要望溪流の決定
5月			流域図・写真等資料整備，採択要件の確認，B/C $\geq$ 2.0の確認
6月			
7月			
8月	採択確認		全体計画の策定，現地調査，測量
9月			
10月			
11月			
12月	事前申請(地整)	全体計画の審査	溪流全体の土砂整備計画の作成・農林等の他機関調整
1月	本申請(本省)	溪流全体の土砂整備計画の審査	
2月		当該年度の事業内容審査	
3月			
4月			
5月			
6月			
7月			

3. 補助事業，交付金対象事業予算要求

3.1 予算要求時に作成する資料

予算要求時には，下記の表を参考として，資料を準備する。

表 2-2 予算要求時に提出する資料

	資料	概算 要求	全体 計画	実施 認可	本省 変更
調書	様式－2 箇所別事業費内訳表	○	◇	●	□
	様式－3 設計概要総括表	○	◇	●	□
	様式－7 合併施工調書		◇	●	□
	様式－8 住宅宅地関連公共施設整備促進事業計画書		◇	●	□
全体 計画書	表紙		◆		□
	別紙－2 設計概要総括表		◆		□
	別紙－3 諸元および全体計画書		◆		□
	別紙－4 施工理由書		◆		□
	別紙－5 年度別事業全体計画書		◆		□
	別紙－6 工事実施箇所概要		◆		□
	全体計画チェックリスト		◆		□
	チェックリスト根拠資料		◆		□
計算書	土砂整備計画書	◇	◆	●	□
	えん堤構造・安定計算書		◇		□
	流量計算書		◇		□
図面	位置図	◆	◆	●	□
	流域図	◆	◆	●	□
設計図	平面図	◇	◇	●	□
	縦断図	◇	◇	●	□
	標準断面図	◇	◇	●	□
	横断図		◇	●	□
	えん堤構造図		◇	●	□
	構造図		◇	●	□
	その他図面		◇	●	□
写真	写真	◆	◆	●	□
その他資料	関連事業の概要説明資料	○	◇	○	□
	指定地編入協議		◇	◇	□
	実施説明様式－1		◆	●	□
	紙芝居	◆	◆		□

○：必要に応じて作成する。

●：必ず作成する。

◇：新規箇所が必要に応じて作成する。

◆：新規箇所ですべて作成する。

□：変更認可を申請する場合必要に応じて作成する。

3.2 全体計画認可申請

新規着工箇所（再開箇所を含む）は、施工初年度までに全体計画認可の申請をしなければならない。提出する資料については、表 2-2 予算要求時に提出する資料を参照のこと。

(1) 全体計画の定義

一定計画に基づいた砂防設備ごとの計画とし、概ね、5ヶ年程度の範囲内の計画とする。全体計画は工種ごとに認可申請を行うため、えん堤工と溪流保全工が一定計画に基づいたものでも、それぞれの着工年に認可申請を行うものとする。

(2) 全体計画により定める事項

- ① 計画区間または計画区域
- ② 砂防工事を必要とする理由
- ③ 事業の規模および年度別計画
- ④ 事業の効果
- ⑤ 事業に必要な費用の概要
- ⑥ その他必要な事項

(3) 変更認可申請

次の事項について変更しようとするときは、変更認可を受けなければならない。

- ① 計画区間又は計画区域
 - 1) 対象流域及び計画基準点の変更
- ② 計画に関する事項
 - 1) 計画流出土砂量を1,000m³以上変更させる場合
 - 2) 変更後の事業全体の費用便益比(B/C)が0.5以上減少ないし1.5を下回る場合
 - 3) 施設配置計画または主たる工種に変更が発生する場合
 - 4) 補助基準点を追加・削除する場合
 - 5) 当初の施設配置計画の変更により設定した整備率を達成できなくなる場合
- ③ その他当初計画の著しい変更
 - 1) 上記の①、②以外で著しい変更と認められる場合

3.3 概算要求

次年度補助砂防事業の実施予定箇所の概算要求を行う。提出する資料については、表 2-2 予算要求時に提出する資料を参照のこと。

3.4 事前審査

概算要求した新規、再開箇所、継続もしくは追加要望箇所について調書を作成する。提出する資料については、表2-2予算要求時に提出する資料を参照のこと。

3.5 下協議

次年度砂防予定箇所の計画の規模・構造などについて、実施認可に準じた資料と全体計画書（案）によって協議するものである。提出する資料については、表2-2予算要求時に提出する資料を参照のこと。

3.6 実施認可

当該年度の事業について詳細設計を行ったもので、構造の審査および下協議時の条件処理を行い、当該年度の工事内容の承認を得る。提出する資料については、表2-2予算要求時に提出する資料を参照のこと。

新規・再開箇所および砂防指定地の未指定箇所について、指定地編入の協議も行う。砂防指定については、線指定および流域指定を原則とする。

3.7 変更認可

国土交通省所管補助金等交付規則第6条「経費の配分等の軽微な変更」の条項以外の変更を生ずるときは、本省の認可を受けなければならない。

3.7.1 変更認可の対象となる事項

(1) 経費の配分の軽微な変更以外

- ① 本工事費、測量および試験費、用地および補償費（補償工事費を含む）、機械器具費、営繕費、換地諸費、管理処分諸費の相互間における流用で流用先の経費の3割（当該流用先の経費の3割に相当する金額が300万円以下であるときは、300万円）以内の変更となるもの。
- ② 事務費から工事費への流用
- ③ 人件費または、旅費から庁費（食糧費を除く）または工事雑費への流用

(2) 内容の軽微な変更以外

次の各号に定めるもの以外の変更で補助金の額に変更を生じないもの。

- ① 工事施工箇所の変更で工事の重要な部分に関するもの。
- ② 構造および工法の変更のうち工事の重要な部分に関するもの、並びに規模の変更で補助金の交付決定の基礎になった設計（設計変更を含む）に基づく工事の程度を著しく変更するもの。

[解 釈]

1 工事施工箇所の変更で重要なもの。

- イ) 砂防えん堤の施工位置の変更
- ロ) 溪流保全工の起終点の変更

ただし、溪流保全工延長については、護岸の湾曲等による多少の延長の増減は含まない。

2 構造および工法の変更で重要なもの。

- イ) 工種の変更
- ロ) 構造物の安全性、耐久性、経済性等を考慮して決定された、構造上の諸元の変更

[えん堤工]

- 1) 単独えん堤工法 → えん堤群工法
- 2) 堤冠厚、水通し位置の変更
- 3) えん堤堤体基礎部の根入れおよび形状の変更

第Ⅰ編 事業編：第2章 調書・設計書作成要領

4) 下流に対するえん堤方向の変更

[溪流保全工]

1) 計画縦断勾配，計画法線の変更

2) 床固工，帯工位置の変更

3) 二面張工法から三面張工法へ，またその逆の場合

4) ブロック式護岸工法から重力式擁壁工法へ，またその逆の場合

5) 縦断，横断の誤測により著しい築堤になる場合

3 規模の変更で補助金の交付の決定の基礎となった設計に基づく工事の程度の著しい変更

イ) 水理計算，流出土砂量計算等に基づいて決定された計画諸元の変更

1) えん堤計画高さの変更，並びに単年度打設高の変更

2) 流量計算違いによる計画河巾，計画洪水高の変更

ロ) 別途費と合併して施工する場合

4 工事箇所毎の金額に増減を生ずる場合

イ) ただし，工事箇所毎の金額に増減を生じ，変更認可が必要な場合で施工箇所，工法等工事の重要な部分に変更を生じない場合は，箇所別設計書は省略してよい。

③ 本工事費の工種別の金額の3割（当該工種別の金額の3割に相当する金額が900万円以下であるときは900万円）をこえる変更または3,000万円をこえるもの。

[解 釈]

工種別とは本堤，垂直壁工，水叩工，側壁工，取付護岸工，昇降路工などをいう。

④ 庁費のうち，食糧費の増額。

3.7.2箇所別変更設計書の様式

(1) 設計書

設 計 書			備 考
① 表紙			
② 工事設計概要・変更理由			
③ 工事変更対照表・事業費総括表			赤黒対照のこと
④ 本工事費内訳表[明細表を含む]			構造等に変更を生じない 場合省略してよい
⑤ 測量および試験費内訳表			赤黒対照のこと
⑥ 用地および 補償費 内訳表	用地費内訳表		赤黒対照のこと
	補償費内訳表		赤黒対照のこと
	補償工事費内訳表	補償工事費	赤黒対照のこと
		測量試験費	赤黒対照のこと
		用地費	赤黒対照のこと
		補償費	赤黒対照のこと

赤黒対照は変更前を赤で記入のこと。

(2) 図面等

図面は、変更内容を説明するに足りる最小限のものでよい。但し、平面図には、状況写真等を十分添付し、平面図、構造図等は変更前と後が判るように明示する。変更前を青で縁取りし、変更後は赤で着色する。

4. 補助事業で提出する調書・設計書

4.1 概算要求参考資料

補助砂防事業概算要求には以下の要領でA4紙芝居を作成する。

- ① 作成要領
 - 用紙サイズはA4とする。(A3 禁止)
 - 新規要望箇所についてはすべての箇所を対象とする。
 - 箇所概要は、簡潔に分かりやすく箇条書きとして文章での表現は極力避ける。
 - 実施内容について添付する図面、写真を厳選する。
 - 添付する写真についてはカラーコピーを不可とする。
 - 添付する図面等については、鮮明なものを使用する。
- ② 電子データ化
 - 添付する図面、写真は鮮明なものを JPEG または GIF 形式で 100～150DPI のものを使用する。
 - 提出資料はパワーポイントで作成する。
 - 提出にあたっては、CD-ROM 等で提出する。
- ③ 作成時の留意事項
 - 1) 事業の目的
 - 流域の概要、保全対象家屋数の記入、流域の荒廃状況や災害履歴について記載
 - 2) 事業の目的
 - 保全対象、実施内容（工種、数量）、次年度事業費、全体事業費、工期を記載
 - 3) 添付図
 - 流域図、位置図、計画地全景写真、荒廃状況、保全対象、えん堤等の一般図
- ④ 箇所説明イメージ
 - 環境問題への対応（自然との共生の場となる緑の確保）

ex. ○○流域で予定されている砂防林整備において新たに森林組合と連携した砂防工事を推進することにより、年間○○人の雇用を創出（特に砂防工事従事者以外について記述）。高齢化の新点の著しい○○地区では完全失業率を○○%減少させた。（雇用を確保した）
 - 少子・高齢化への対応（自然との共生の場となる緑の確保）

ex. 入所者○○名、就業者数○○名の○○施設を保全するための砂防えん堤整備により、土砂災害の危険と隣り合わせの高齢者を保全するとともに、年間○○人の雇用職場の保全。
 - 地方の個性ある活性化、まちづくり

ex. <水辺拠点バージョン>砂防事業の実施と合わせて、年間入れ込み客○○人、年間○○人の雇用を新たに創出する関連地域計画を推進し、活力ある地域づくりを支援。

ex. <災害フォローバージョン>○○地区では、周辺に年間○○人の入れ込みの見込まれる□□があったが、平成18年7月に発生した土石流によりアクセス道路が被災。以降入れ込み客数の著しい減少は地域経済（民需、雇用）にダメージを与えている。△△集落と合わせてアクセス道路の土砂災害を防止する砂防事業の推進が強く望まれる。

〔民需○○億円〕⇒（平成18年被災）⇒〔民需○○億円〕
 〔雇用○○人日〕 －○○億円、－○○人〔雇用○○人日〕
- ⑤ テーマ別留意点
 - 自然再生事業：魚類及び動植物に配慮した構造物が一目で分かる事。山腹工や砂防林を実施している写真（出来れば、NPO、小学生等が植林等を行っている写真）
 - リサイクル・リユースの徹底：間伐材利用、残土の有効利用のほかリサイクルの

第Ⅰ編 事業編：第2章 調書・設計書作成要領

実施状況が一目で分かる事。

- 災害時要援護者施設保全対策の推進：災害時要援護者施設と施行場所の位置関係が分かる事。施設の重要性を強調できるよう規模等が分かる事。
- 地域の開発と連携を図って行う河川改修等：宅地開発位置と施行位置の位置関係が分かる事。施設の重要性を強調できるよう規模等が分かる事。（個性的でまちづくりに寄与していることが強調できるように）
- 地域との連携型事業（ふるさと、水辺プラザ等）：交流拠点として利用されていることがわかること（人がいる写真）。周辺施設との関連状況が分かる事（一体的に整備していることが分かるように）。
- 短期集中型事業（地方部）：地方とは人口 10 万人未満の市町村を対象とする。
- 物流・交流ネットワーク保全（地域間交流・緊急輸送路等）：重要交通網以外の道路について保全していることが人目で分かる事。道路が被災したら社会的影響が大きいことが説明できるような位置図を作成する。
- 短期集中型事業（都市）：都市の定義については人口 10 万人以上の市とする。
- 重要交通網の保全：重要交通網等について保全していることが一目で分かる事。道路等が被災したら社会的影響が大きいことが説明できるような位置図を作成する。
- 東海地震、東南海・南海地震に係る避難地・避難路の土砂災害対策：推進地域内の地域防災計画に掲載されている避難地・避難路に関して、地震後の住民の避難等の安全性向上が説明できるような位置図を作成する。
- 近年大きな災害を受けた地域における治水事業の重点実施：グリーンベルト事業の必要性を説明する。
- 防災情報ネットワーク（光ファイバー）：概念図等をメインにしないこと。実際に設置した情報機器等の写真を使用する。
- 防災分野の IT 化：概念図等をメインにしないこと。実際に設置した情報機器等の写真を使用する。

しおやがわ くれし

その他水系塩谷川通常砂防事業(広島県呉市)

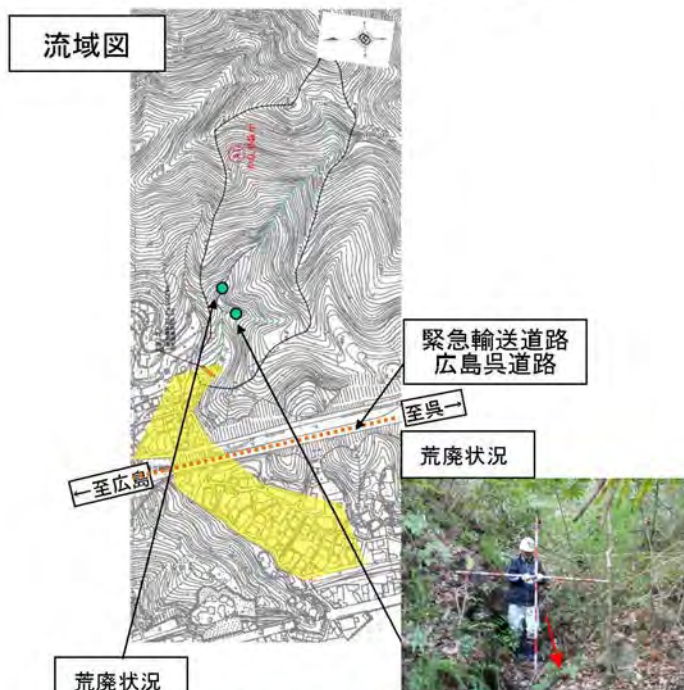
○事業目的(人家・重要交通網の保全)

その他河川塩谷川は広島県呉市に位置し、保全対象として人家58戸、集合住宅7棟(14世帯)、公共的建物(天応区集会所・自治会資源回収センター)、緊急輸送道路である広島呉道路を抱える土石流危険渓流である。当渓流の上流域は荒廃が著しく、今後の豪雨により倒木や堆積土砂・転石などが流出する恐れがあり、早急な対策が必要である。

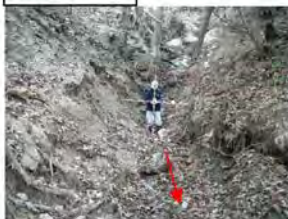
○箇所概要

- ・保全対象 : 人家58戸、集合住宅14世帯、集会所、広島呉道路
- ・実施内容 : 砂防堰堤 1基
- ・HO事業費 : ○百万円(○○)
- ・全体事業費 : ○百万円(HO~H△)

流域図



荒廃状況

緊急輸送道路
広島呉道路

至呉一

荒廃状況



保全対象



広島呉道路



全景



位置図

上流側



平成22年7月被災状況

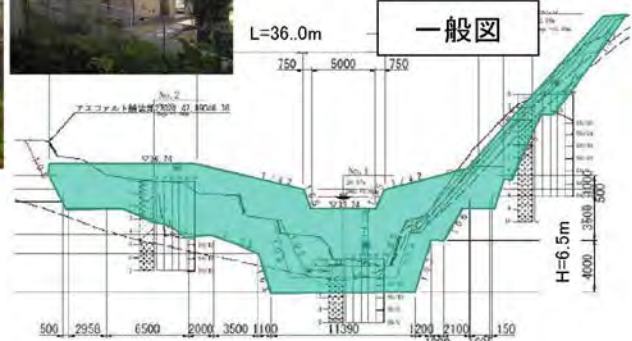


天応区自治会館



L=36.0m

一般図



4.2 調書

補助事業で作成する調書には、以下の様式があり、「①実施箇所説明様式－1」、「②様式-2 箇所別事業費内訳書」「③様式-3 補助砂防事業設計概要総括表」については、すべての事業について提出し、④以降については必要に応じて提出する。詳細は、各年度の「河川局所管国庫補助事業に関わる補助金等交付申請および実施承認について（災害復旧に関わるものは除く）」（例えば、砂防関係法令例規集 18年度版 P443）を参照のこと。

なお、交付事業費の場合国への提出は不要となったが、事業進捗把握のため、これまで同様に作成すること。

① 実施箇所説明様式－1

- 全箇所について作成する。
- 河川名の欄の級数については、水系分類名を記載する。（一級、二級等）
- 水系名、幹川名、溪流名にはふりがなをつける。
- 流域面積については、砂防基準点及び当該施設上流の面積について記載する。
- 地質の欄は、流域の代表地質について記載する。
- 火山地域の欄は、該当する火山地域名について記載する。
- 下流河川の改修状況については、河川等での整備進捗状況を記載する。
- A. 河川法を適用する河川の場合
 - イ 改修済みのもの 「適－既改修」
 - ロ 国が直轄で改修中のもの 「適－国改修中」
 - ハ 都道府県知事において改修中のもの 「適－県改修中」
 - ニ 未改修のもの 「適－未改修」
- B. 河川法を準用する河川でその下流部に同法を適用する河川があるものの場合
 - イ 改修済みのもの 「上－準－既改修」
 - ロ 都道府県知事において改修中のもの 「上－準－県改修中」
 - ハ 未改修のもの 「上－準－未改修」
 - ニ 北海道において国が直轄で改修中のもの「上－準－国改修中」
- C. 河川法を準用する河川でその下流部に同法を適用する河川がないものの場合
 - イ 改修済みのもの 「準－既改修」
 - ロ 都道府県知事において改修中のもの 「準－県改修中」
 - ハ 未改修のもの 「準－未改修」
- D. その他の河川の場合 「その他」
- その他の欄には、流域状況の特筆すべき事項を記載する。
- 災害履歴の欄は、災害発生年月及び土砂流出形態の他、被災状況を簡潔に記載する。
- 土石流危険溪流の番号・ランクの欄は土石流危険溪流については土石流危険溪流の番号・ランクを記載する。見直し調査により危険溪流となる場所については保全対象を確認し、ランクを記載する。
- 法例関係等の欄は、該当する法令の有無及び該当する地域名を記載する。
- 魚類、植生、小動物等、利用実態の現状欄については、流域調査から把握した魚類、植生等の生息状況等を記載する。
- 流域整備の対応方針の欄は、現状把握を下に流域の対応方針を記載する。
- 漁業権の有無の欄は、漁業権の有無について記載することとし、ある場合には組合名等を記載する。
- 魚類の放流の欄は、漁業組合等の活動内容等について記載する。
- 関係自然保護団体の欄は、計画流域で活動している自然保護団体等について記載する。
- 関係法令による地域指定の状況欄は、新産業都市を“新”，低開発工業開発を“低”，産炭地域を“炭”，豪雪地帯を“雪”，工業整備特別地域を“工”，台風常襲地帯

第1編 事業編：第2章 調書・設計書作成要領

を“台”，“特殊土壌地帯を”土“，地方生活圏を”生“，地域改善対策を”改“，山村振興を”山“と記載する。なお，豪雪地帯の中で特別豪雪地帯は”雪特“，山村振興については指定年度を併記する。

- 他事業関係（内容）の欄は，住宅関連，調整費等の他事業との関連がある事業について関連内容を記載する。
- 所在地の欄は，字まで記載することとし，ふりがなをつける。
- 全体計画については，基準点での数値を記載する。
- 計画雨量の欄は，日雨量等の計画雨量を記載することとし，計画規模を（ ）で記載する。
- 基本土砂量の欄は基準点での基本土砂量について記載する。
- 全体施設計画では基準点上流の計画砂防施設について記載する。既存施設も評価に入れ，整備率100%となる全体計画の施設数を記載する。
- 当該施設の欄については，新規要求する施設について記載する。新規要求する施設が複数ある場合は調書を複数使用する。
- 施工理由の欄は，当該施設の必要性について記載する。
- えん堤・床固工のタイプ欄については，コンクリートスリット砂防えん堤，大暗渠砂防えん堤，鋼製スリット砂防えん堤，スーパー暗渠砂防えん堤，ブロック砂防えん堤等について記載する。管理型不透過のえん堤の場合は，その旨明記する。
- 間伐材使用の欄については，使用がある場合“有”を記載する。
- 完成後の整備率の欄は，基準点及び補助基準点での整備率の変化について記載する。
- 生態系への配慮の欄については植生，魚類，鳥類，動物に対し配慮した事項を記載する。
- Ex. 貴重植生の移植，サイトの変更，スリット構造，魚道の設置，低騒音機械の採用，施工期間の限定，動物の通路の確保等
- 水源地への配慮の欄については水源地に対し配慮した事項を記載する。
- 住環境への配慮の欄については，周辺住民に対して配慮したことを記載する。
- Ex. 安全，低騒音等の工法，生活利便性の向上への配慮及び水辺空間の整備等
- デザインの欄については色，材料及び景観について配慮したことを記載する。
- 技術欄の記載にあたってはグリーン購入法，リサイクル法及び事業評価等を考え，配慮した事項について記載する。
- 新技術・新工法の欄についてはソイルセメント工法や無人化施工等，新技術，新工法の採用について記載する。
- コスト縮減の欄についてはコスト縮減項目について記載する。
- リサイクルの欄については，建設副産物の発生軽減，建設副産物の利用について記載する。
- 適正な工期の欄については，効果の早期発現に向け配慮した事項について記載する。
- 裏面については，事業内容がわかる図面を添付する。

砂防えん堤：流域図（流域の状況がわかるもの。特にえん堤位置と保全対象との位置関係），砂防えん堤の正面図，側面図等

床固工：砂防えん堤に準じる

護岸工・溪流保全工：流域図，縦断面図，断面変化ごとの標準断面図

山腹工：流域図，標準断面図等で施工内容のわかる図面

②様式-2 箇所別事業費内訳書

- 全箇所について作成する。
- 本表は，所管別，砂防事業別に別葉とする。
- 施行位置欄には，市町村名を記載する。（必ず〇〇市等と記載のこと）
- 事業内容欄の計には施工する事業内容により「山腹工〇箇所」「えん堤工〇基」「床固工〇基」「護岸工〇箇所」のように記載する。
- 水系毎（噴火対策は火山毎）に小計を記載する。（修繕は全体を計とする）

第1編 事業編：第2章 調書・設計書作成要領

- 別途費欄には合併施工をする場合の他事業負担分を計上する。
- 国庫債務負担行為の歳出化分は上段〔国 〕内書で記載する。

③様式-3 補助砂防事業設計概要総括表

- 全箇所について作成する。
- 所管別，通常砂防事業，情報基盤緊急整備事業，火山砂防事業，火山噴火警戒避難対策事業，砂防環境整備事業，砂防激甚災害対策特別緊急事業，災害関連緊急砂防事業，ごとに別葉とする。
- 番号は，一級水系，二級水系，その他水系の順につけ，事業内容，貯砂量，立積（または面積），事業費，事業効果等それぞれ小計をとり，各事業別に合計をとる。
- 水系名の上段には，水系分類名を記入する。
- 河川名（噴火対策は水系名欄に火山名を記入），所在地にはぶりがなをつける。（必ず〇〇市等と記入すること）
- 事業内容の欄には，山腹工は〔山〕，砂防林は〔林〕，沈砂池は〔沈〕，遊砂地は〔遊〕，ソフト対策は〔ソ〕，えん堤工は〔堰〕，床固工は〔床〕，護岸工は〔護〕，除石工は〔除〕，と記入する。
- 溪流の新規，継続，再開の欄には，（ ）書で「土石流危険溪流および土石流危険区域調査」成果に該当する番号を記入する。
- 工作物の形状寸法欄には，上段に（ ）書で全体計画を，下段に当該年度分を記入する。ただし，噴火対策は対象面積を記入する。
- 申請事業費欄の上段には（ ）書で全体事業費を記入する。また，測量試験費及び用地費のみの場合は左上に 〇測 〇用 と記入する。尚，国債分は，〔国 〕で上段内書とする。
- 溪流（又は噴火対策）の概成，中断欄は，当該年度に工事（又はソフト対策）が完成して，溪流（又は噴火対策）として砂防計画上一応完成となるものは概と記入する。翌年度溪流（又は噴火対策）として継続施工（又は対策）しないものを中断とする。
- 公共施設欄には官庁，学校，病院，鉄道，道路，橋梁等に分類し，それぞれの数を記入する。
- A欄には，新産業都市を 〇新，低開発地域工業開発を 〇低，産炭地域を 〇炭，豪雪地帯を 〇雪，工業整備特別地域を 〇工，台風常態地帯を 〇台，特殊土壌地帯を 〇土，地方生活圏を 〇生，地域改善対策を 〇改，山村振興を 〇山 と記入し豪雪地帯の中で特別豪雪地帯は 〇雪 特，過疎地帯を 〇過，地震防災対策強化地域を 〇震 とし，山村振興については指定年度を併記する。
- B欄には，土石流対策箇所を保全人家戸数を併記 〇石 80，災害のため既計画に加えて新たに砂防事業が必要となった箇所は災害年次を併記 〇災 56，水源地対策箇所は対象えん堤を併記源〇〇えん堤，活火山対策を 〇火，他事業関連で住宅，工場等市街地開発の発展に伴い砂防事業が必要となった箇所を 〇宅，特に 5ha 又は 150 戸以上の住宅団地に関連するものを 〇宅，農業関連で促進または調整があつて実施するパイロット，農業改善等は 〇農 パ 〇農 改，大規模事業関連は 〇事 大，水源地域対策特別措置法にもどづいて実施する箇所を 〇水，テクノポリス関連は 〇テ，大規模砂防事業の認定をうけた箇所は認定年度（全体計画の認定年度）を併記 〇大 60，又は，基本施設を 〇基，地域防災施設を 〇地 と記入する。なお，ここで言う土石流対策とは，「土石流危険溪流および土石流危険区域調査」成果の土石流危険溪流に対し，土石流の発生を防止または土石流の流下を抑制するために，主として砂防えん堤工，床固工，山腹工によって行うものとする。

④ 様式-8 補助砂防事業住宅宅地基盤特定治水施設等整備事業 実施箇所表 住宅宅地基盤特定治水施設等整備事業について作成する。

実施箇所説明様式ー1

実施箇所説明資料

担当整備局名

河川名	級数	水系名	幹川名	渓流名
流域面積	基準点上流	km2	(当該施設上流 km2)	
流域地質	相	火山地域		
状況	下流河川の改修状況			
その他	河床勾配	地すべりの有無		
平均河床	年	月		
災害履歴	被災状況:			
保全対象	人口	人家	棟	橋梁
	砂防施設	えん堤工	基	田畑
既設施設	治山施設	ダム	基	その他
土石流危険渓流の番号・ランク	渓流番号			
法令	防指定	地	ランク	
関係	都市区域	計画		
自然	公園	園		
自然	環境保全	地域		
鳥獣	保護	区域		
天然記念物、文化財	有	無		
国有林	安	林		
保安	系	保全区域		
森林生態系	雪	地		
積	現	状	事業実施上の対応方針	
項目	魚類			
植生				
小動物等				
利用実態				
その漁業権の有無				
他の魚類の放流				
関係自然保護団体				
関連法令による地域指定の状況				
他事業関係(内容)				
備考				

事業名

都道府県名 広島県

所在地	計画雨量	mm/day	計画流量	m3/s
全計画	基本土砂量	計画生産土砂量	計画流出土砂量	計画超過土砂量
	()内は当該施設	m3()	m3()	m3()
全体施設計画	堰堤工	床固工	護岸工	山腹工
	基	基	m	ha
施工理由				
当該施設	えん堤・床固工	高さ	長さ	コンクリート立積摘要 (水通し)
	護岸工	計画河床	計画流量	流路幅摘要
	山腹工	高さ	長さ	間伐材の有無摘要
効果	貯砂量	m3	調節量	m3
完成後の整備率	基準点	%	補助基準点	%
全体事業費	百万円	%	予定工期	年度
年度	度	全体	年度	年度
年次計画	長さ	長さ	長さ	長さ
立積	面積	面積	面積	面積
補償工事	工事	工事	工事	工事
資材運搬道路	道路	道路	道路	道路
渓流保全工	費	費	費	費
事業費	費	費	費	費
本工事費	費	費	費	費
補償工事費	費	費	費	費
測量及び試験	用地及び補償	用地及び補償	用地及び補償	用地及び補償
その他	その他	その他	その他	その他
環境	生態系への配慮	生態系への配慮	生態系への配慮	生態系への配慮
施設設計	水源への配慮	水源への配慮	水源への配慮	水源への配慮
配慮事項	住環境への配慮	住環境への配慮	住環境への配慮	住環境への配慮
	デザイン	デザイン	デザイン	デザイン
	新技術・新工法	新技術・新工法	新技術・新工法	新技術・新工法
	コスト削減	コスト削減	コスト削減	コスト削減
	リサイクル	リサイクル	リサイクル	リサイクル
	適正な工期	適正な工期	適正な工期	適正な工期
その他	その他	その他	その他	その他

様式 - 2

平成 年度 箇所別事業費内訳書 砂防事業 広島県
(単位：千円)

番号	河川名			工種	施工位置	経費の配分										事業費の内訳			別途費備考	
	一級水系名	幹川名	溪流名			工事費									事業費	補助対象費				
						本工事費	測量及び試験費	用地費	補償費	補償工事費	計	機械器具費	管轄費	計						

様式－3

平成 年度 補助砂防事業設計概要総括表

砂防事業

広島県
(単位：千円)

番 号	河 川 名		所 在 地			渓流 の新 継再 危険 渓流 番号	工 種	貯砂量 (m^3) 流域 面積 (km^2)	最大 洪水 流量 (m^3/s)	工種別の形状 寸法				工作物の新継	申 請 事業費	全 事業費 施 工 額	残 業 費	砂 指定地 告示 番号	防 指定地 告示 年月日	着工完成年度	概 成 ・ 中 断	事業効果					摘要						
	一 級	水系名	幹川名	支流名	郡					市区町村	字	高	長									立 積 (m^3)	面 積 (m^2)	耕 地	人 家	公共施設	改 修	そ の 他	A	B			

様式－8

平成 年度 補助砂防事業住宅地基盤特定治水施設等整備事業 実施箇所表
(単位：百万円)

都道府県名	継続・新規	水系			特定治水要望額						砂 防		プロパー		合 計	
		級	水系名	溪流名	通常砂防		火山砂防		特治計		事業費	国費	事業費	国費	事業費	国費
					事業費	国費	事業費	国費	事業費	国費						

事業区分については通常砂防，火山砂防，総合流域防災事業毎に記入すること

様式－2 記載例

平成 ○年度 箇所別事業費内訳書 通常砂防事業 広島県
(単位：千円)

番号	河川名			工種	施工位置	経費の配分										事業費の内訳			別途費備考
	一級水系名	幹川名	溪流名			工事費						計	事務費	事業費	補助対象費				
						測量及び試験費	用地費	補償費	補償工事費	計	機械器具費				営繕費	補助基本額	補助金額		
1	〇〇水系	〇〇川	〇〇川	えん堤	〇〇市	(国 10,000) 30,000	600	700	400	2,000	3,100	0	0	(国 10,000) 33,700	2,930	(国 10,000) 36,630	(国 10,000) 20,646	0	

様式－3

記載例

平成 ○年度

補助砂防事業設計概要総括表

通常砂防事業

広島県
(単位：千円)

番 号	河 川 名		所 在 地			溪流 の新 再 危険 番号	工 種	貯砂量 (m^3)		最大 洪水 流量 (m^3/s)	工種別の形状 寸法			工作物の新 継	申 請 事業費	全 事業費 施工額	残 業 費	砂 指定地 告示番 告示日	着工完成 年度	概成・中 断	事業効果				摘要	
	一 級 水系名	幹川名	支流名	郡	市区町村			字	高		長	立 積 (m^3)	面 積 (m^2)								耕地	人家	公共施設	改修	その他	A
1	一級 山 川	山 川	山 川	山 川	山 川	山 川	山 川	(21,750)	1.2	21.6	14.0	65.0	3,897	継	(国 40,000) 50,000	(国 90,000) (12,000) (国 10,000) 20,000	(国 40,000) 50,000	建 925 \$47.5.9	58 61		県道 1km 橋梁 2 小学校 2	一部 改修		新 雪	石 30	

様式－8

記載例

平成 ○年度

補助砂防事業住宅地基盤特定治水施設等整備事業

実施箇所表

(単位：百万円)

都道府県名	継続・新規	水系			特定治水要望額						砂 防		プロパー		合 計	
		級	水系名	溪流名	通常砂防		火山砂防		特治計		事業費	国費	事業費	国費	事業費	国費
					事業費	国費	事業費	国費	事業費	国費						
広島県	継	一級	〇〇川水系	〇〇川												

事業区分については通常砂防，火山砂防，総合流域防災事業毎に記入すること

4.3 全体計画書

全体計画書では、以下の資料を作成する。

- ① 表紙
- ② 別紙2 設計概要総括表
 - この調書は、通常砂防事業、離島荒廃砂防、緊急砂防、環境整備事業、激甚災害対策特別緊急事業の別にそれぞれ別葉とすること。
 - 番号は、一級水系、二級水系、その他水系の順につけ、それぞれ小計を記載すること。
 - 水系名の上段には、水系分類名を記載すること。
 - 河川名及び施行位置の欄にはふりがなをつけること。
 - 1 溪流に2種以上の工作物があるときは、工作物別に記載すること。
 - 溪流の新規、継続、再開の欄の下段には、（ ）書で昭和47年7月20日付建設省河砂発第50号急傾斜地の崩壊等による災害危険箇所の総点検でとりあげた危険溪流のランクと番号を記載すること。
 - 工種の欄にはえん堤工は「堰」、護岸工は「護」、山腹工は「山」、除石工は「除」と記載すること。
 - 工作物の形状寸法欄には、上段に（ ）書で全体計画を、下段に当該年度分を記載すること。
 - 事業費欄の上段には（ ）書で全体事業費を記載する。また測量試験費及び用地費のみの場合は、左上に 測 用 と記載すること。
 - 溪流の概成欄は当該年度に工事が完成して、溪流として砂防計画上一応完成となるものは 成 と記載すること。
 - 事業効果、公共施設欄には官庁、学校、病院、鉄道、道路、橋梁等に分類し、それぞれの数を記載すること。
 - 摘要A欄には、新産業都市を 新、低開発工業開発を 低、産炭地域を 炭、豪雪地帯を 雪、工業整備特別地域を 工、台風常襲地帯を 台、特殊土壌地帯を 土、地方生活圏を 地、地域改善対策を 改、山村振興を 山 と記載する。なお、豪雪地帯の中で特別豪雪地帯は 雪 特とし、山村振興については指定年度を併記すること。
 - 摘要B欄には、土石流対策箇所を ○石、災害のため既計画に加えて新たに砂防事業が必要となった箇所を ○災、流域の住宅、工場等市街地開発の進展に伴い砂防事業が必要となった箇所を ○宅、他事業と関連して促進または調整する必要があるって実施する箇所を ○他、水源地域対策特別措置法にもとづいて実施する箇所を ○水、大規模砂防事業の認定をうけた箇所を ○大 と記載する。なお ○災 には災害年度を、○他 には関連事業名を、○大 には認定年度を併記すること。また地域保全砂防事業としての箇所は ○保 と記載すること。
- ③ 別紙3 諸元及び全体計画書（別紙3）
 - 計画基準点を定め、その溪流の全体について記述する。
 - 計画基準点、計画洪水流量は、計画編を参照する。
 - 既設砂防設備の設備状況欄には、工種別に数量を記入する。
 - 事業効果の道路、橋梁欄は種別ごと記入する
 - 構造物の高さについて
 - えん堤工はえん堤基礎から水通し天端までの高さとし、溪流保全工は水深に余裕高を加えた高さとする。
 - 県単独費調査欄には調査内容及び経費を記入する。
 - えん堤・床固工の場合、土砂収支図を記入する。護岸工・溪流保全工の場合、＜土砂収支図＞には断面変化ごとにそれぞれの標準断面及び（ ）で計画河床勾配を記入する。

第Ⅰ編 事業編：第2章 調書・設計書作成要領

④ 別紙4 施工理由書

- 溪流全体について治水上砂防のための当該設備の施工の必要性を記述する。

⑤ 別紙5 年度別事業計画書

- 各年度の事業費の延び率を考慮し、5ヶ年分までを記入する。
- 補償工事欄には内容及び数量を記入する。

橋梁 ○基 付替道路 ○m 取水工 ○ヶ所 等

⑥ 別紙6 工事実施箇所概要

- 施工理由書は、溪流全体について記載するが、工事実施箇所概要は、当該計画箇所について記載するので誤りのないようにすること。

別紙 2

表
括
給
要
概
計
設

[illegible]

別紙 3

諸 元 及 び 全 体 計 画 書 (No.)

広島県

河 川 名	級	水系名	幹川名	溪流名	施行位置		郡市	町村	字	砂 防	告 示	年 月 日
										指 定 地		
計画諸元	砂防計画 基準点位置	流域面積 km ²	最大 間雨量 mm	最大 水流量 m ³ /sec	比 流 量 m ³ /s/km ²	計画超過 土 砂 量 m ³	既設砂 防設備	設 備 状 況	土砂抑止量 m ³	整 備 率 %		
事業効果	人 家 戸	耕 地 ha	道 路 m	橋 梁 基	公 共 施 設 等	流域状況	地 質	林	相	そ の 他		
構 造 物	工 種	高 さ m	長 さ m	積 積 m ³ m ²	計画貯 砂 量 m ³ -	計画河床勾配 1 /	事業費 千円	着工・完成年度 HO~HO	県 単 独 費 調 査 千円			
他事業関係 (内容)		備 考										

<土砂収支図>

<流域図>

<一般図>

別紙4

施行理由書

広島県

河川名	級	水系名	幹川名	溪流名	工事種	等
(施工理由) 						

別紙5

年度別事業計画書

広島県

対象番号	水系名	幹川名	溪流名	郡市	町村	字	工種	備	考
		全	体	第1年度	第2年度	第3年度	第4年度	第5年度	
高さ	(m)								
長さ	(m)								
立面積	(m^3) (m^2)								
補償工事	(m)								
資材運搬道路	(m)								
事業費	(千円)								
本工事費									
補償工事費									
測量及び試験費									
用地及び補償費									
その他									

別紙6

工事実施箇所概要

河川名	川支 川右 川小 川				
施工地	都道府県 郡市 町大字 字 地先				
施工地付近における状況	流域面積	平方キロメートル		平均河床勾配	1／
	河幅	最大	最小	メートル	メートル
	転石の大きさ	最大径	メートル	平均径	メートル
	最大洪水量	立方メートル／秒		推定年間流出量	立方メートル
	比流量	立法メートル／秒／平方キロメートル		施工地点から河口までの距離	キロメートル
気象 (H18.9梅雨前線による豪雨)	最大継続雨量：mm (H 年 月 日 時～ 日 時迄 日間) 最大日雨量：mm (平成 年 月 日) 最大時間雨量：mm (H 年 月 日) 最大積雪高：mm その他				
地質	林		相		
過去の大災害年次			上流の崩壊地 箇所数 面積 アール		
既設砂防工作物			下流河川の改修状況		
将来計画砂防工作物					

4.4 工事設計書

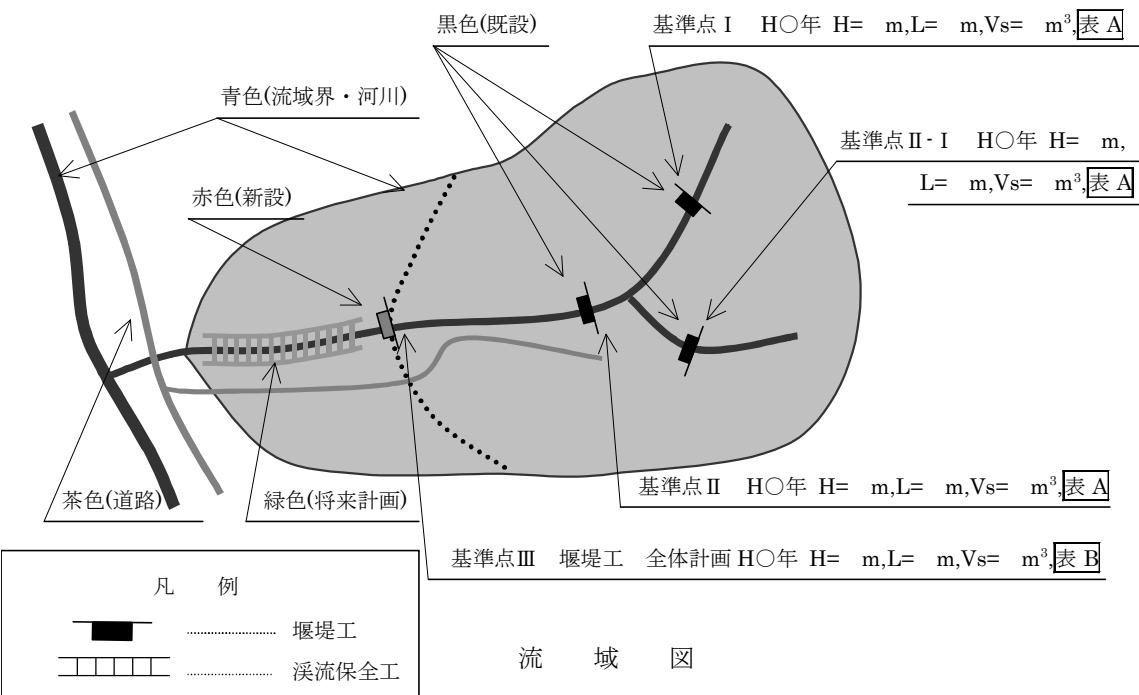
全体計画書では以下の資料を作成する。詳細は、砂防関係法令規集の「補助金に関わる工事設計書の作成について」を参照すること。

- ① 事業費総括表
- ② 本工事内訳表
- ③ 付帯工事内訳表
- ④ 測量および試験費内訳表
- ⑤ 用地費および補償費内訳表
- ⑥ 機械機具費内訳表
- ⑦ 営繕費内訳表
- ⑧ 換地諸費内訳表
- ⑨ 管理处分諸費内訳表
- ⑩ 工事雑費内訳表
- ⑪ 事務費内訳表

4.5 全体計画書に添付する図面

4.5.1 流域図

- (1) 五千分の一森林基本図以上の精度をもった地図を使用し、上流全部、下流経済効果部分を含む範囲。
- (2) 降雨流域を青色、当該砂防設備を赤色、既設を黒色、将来を緑色で着色する。
- (3) 流量計算上の河道を記入すること。
- (4) 溪流基本土砂整備計画の土砂生産区域の面積を基準点毎に記入すること。
- (5) 各種整備率を記入すること。
- (6) 河川、水路は水色、道路は茶色で着色のこと。



表－A；計画地点以外の基準点に記載する表

整備率	(計画基準点に対する当該施設の占める整備率)
	既設と今回計画および将来計画を含む整備率

表－B；当該計画地点に記載する表

〇〇 整備率	(計画基準点に対する当該施設の占める整備率)	(現状での既設における整備率)
	既設と今回計画および将来計画を含む整備率	既設と今回計画した施設における整備率

注) 〇〇〇は土石流、もしくは流砂

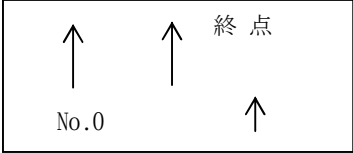
4.6 設計図

(1) 設計図

設計図は鉛筆書き原稿程度の協議とし、設計書1部と写真で審査を受けるが、特に写真の整備を念入りに行うこと。

	測量委託上の留意点	設計図作成上の留意事項
平面図	1. 全体計画作成時に地形測量を行う。 2. 縮尺は、1/500～1/1,000とする。 3. 測点は、20mピッチとする。 4. 工作物の位置および方向、崩壊の位置、大きさ、影響範囲の確認できるもの。 5. えん堤工については、特にえん堤サイト付近の等高線を詳細に記入する。(やせ尾根の場合は尾根越し部まで正確な等高線を記入すること。) 6. 用排水路および支川については、流向を必ず矢印にて記入する。 7. 既設橋梁については、どんな簡易なものでもすべて図示する。 8. 仮BMの位置および高さを必ず記入する。	1. 全体計画、施工済、当該年度施工の数量を明記(えん堤工については高さ、長さ、コンクリート数量についても記入)すること。ただし、$\text{con数量} = \text{本堤} + \text{副堤} + \text{水叩} + \text{側壁} + \text{垂直壁}$) 2. 付替道路、材料搬入路、橋梁、用排水路、管理道等を記入し、延長、幅員、規格を明示する。 3. 家屋移転、物件移転等明示(赤色でハッチング)し内訳明細書を添付する。 4. 測点は、下流を起点として上流に向かって追番号とする。 5. 堆砂線、H.W.L.線、余裕高線を記入する。 6. 砂防指定地(既指定および計画)を表示する線を記入する。 7. 上流を右とする。 注) 溪流保全工の全体計画、施工済、当該年度、施工延長を記入する。
縦断面図	1. 縮尺は、縦1/100、横1/500～1/1,000を標準とする。(横は平面図の縮尺に合わせる) 2. 測点、点間距離、追加距離、現況護岸高、現況溪床高、計画護岸高、計画溪床高、現況溪床勾配、計画溪床勾配を記入する。 3. 用水路、管渠等の取水口の高さは田んぼ側の出口の高さも併せ記入する。 4. 合流点における本川断面、H.W.L.を図示する。 5. 構造物の高さ、および、仮BMの位置、高さを記入のこと。 6. 溪床高は、すべて最低溪床高をもって表すこと。 7. 堆積土砂量が膨大な場合は、堆積前の溪床を推定し点線で記入する。	1. 現況溪床勾配、計画溪床勾配とも何分の一で表す。(％は不可) 2. 全体計画施工済、当該年度施工の数量を明記(えん堤工については高さ、長さの他コンクリート数量)を記入する。 3. えん堤工の場合は計画堆砂線(2/3線)平常時堆砂線(1/2線) H.W.L.線、余裕高線、付替道路計画線を記入する。

第Ⅰ編 事業編：第2章 調書・設計書作成要領

	測量委託上の留意点	設計図作成上の留意事項
横断面図	1. 縮尺は、1/100原則とする。 2. 下流より上流を見た図とし、下流側から順次に図面の左下より上に向かって記入する。  3. 平常時水位を記入する。 4. 測点杭の位置を記入する。	1. 計画渓床（堆砂高）、H.W.L.を記入する。 2. えん堤貯砂横断面図には貯砂容量（C）および補足量（D）扞止量（B）の数量および計画線を記入する。
構造図		1. 縮尺1/100～1/200標準とする。 2. 平面図，正面図，側面図を記入する（えん堤及床固工の正面図は下流から見たものとし左岸，右岸を明記すること。） 3. 主要寸法および現地盤線，推定岩盤線計画H.W.L.余裕高等を記入する。（えん堤工における側面図については地盤線岩盤線の記入もれに注意のこと。） 4. えん堤工の図の配置および寸法線の記入要領は次による。 ① 正面図は，下流より見たものとする。（えん堤上下流面での地盤線も投影して記入する。地質調査成果があれば柱状図も記入する。） ② 平面図は，上側を上流，下側を下流とする。（ボーリング位置を記入する。） ③ 側面図は，右側を上流とし，現渓床線および最深渓床線を記入する。
その他の図面		1 工事用進入路，付替道路についても平面図，縦横断面図，詳細図等を添付すること。 2 特に付替道路については，えん堤上流部分の計画堆砂高，H.W.L.との関係が判明できるよう縦横断面図に記入のこと。

(2) 着 色

① 図面の着色

前々年度までの施工部分を「黒」、前年度施工部分を「黄」、当該年度施工部分を「赤」、将来計画を「緑」で着色。

② 平面図

イ) 砂防指定地区域（予定を含む）および指定年を記入すること。指定済区域を「紫線」、指定予定地を「赤線」で表示。

ロ) 当該年度用地買収区域を「赤のハッチ」、買収済み工事未着手区域を「黒のハッチ」で表示。（区域が識別出来れば良いので、ハッチは余り密にしないこと）

ハ) えん堤工は堆砂区域を「茶」、H.W.L.区域を「水色」、余裕高区域を「黄」で表示。（平面図以外の図面も表示のこと）

ニ) 溪流保全工は旧河川敷および取水路を「水色」、既設橋梁および道路を「茶」で着色。

4.7 写真

(1) えん堤工，溪流保全工共通事項

- ① 荒廃状況写真（山腹崩壊等を含む），溪流の縦，横侵食写真（荒廃面積が流域面積の1割以上）
- ② 経済効果写真（溪流が中央に入るように撮る。）
- ③ 補償工事の対象物写真（橋梁，道路，用排水路等の幅員，寸法の判明できるもの）
- ④ 家屋移転，工作物移転等補償対象物写真

(2) えん堤工

えん堤サイト写真（上下流から各一枚とし，赤色で構造記入）

(3) 溪流保全工

- ① 前年度施工済区間写真（新規事業については既設えん堤写真）
- ② 当該年度施工区間写真（起終点赤色にて明示）
- ③ 上流止め位置写真（新規のみ）
- ④ 本川合流点付近写真（本川への流込みの状況が判明できる写真および合流点上下流の本川の状況写真，下流側については寸法が判断できるようにする。）
- ⑤ 溪流の途中で計画を止める場合は，直下流の断面写真（寸法が判るようにする。）

注）

- a. 写真には，全ての溪流の流れの方向を明示すること。
- b. 写真は平面図に添付し，位置，撮影方向を記入する。
- c. 新規溪流保全工で写真が多い場合は，補償工事関係写真は，別に添付してよい。

4.8 その他資料

- ① 圃場整備・まちづくり事業等関連事業の概要説明資料
- ② 溪流の土砂整備計画書（現在・将来・今回計画の土砂整備率算出資料）
- ③ 溪流保全工水理計算書
- ④ 新規・再開箇所および砂防指定地の未指定箇所について，指定地編入の協議も行う。

砂防指定については，線指定および流域指定を原則とする。

4.9 チェックリスト

全体計画書では，以下のチェックリストを作成する（平成24年3月現在）。それぞれのチェック項目に対応する根拠資料を別冊に取りまとめる。

砂防事業全体計画に係るチェックリスト

本省協議時には全てOKになっている事を確認する。

保全課にアテイング(予定)年月日		平成〇〇年 〇月 〇日		確認	項 目	備 考
出席者	〇〇、□□、本省 ▲▲、△△			【総論・基本方針】		
場所	国土交通省				溪流並びに流域の特性・現状の課題が説明されているか	
地方整備局等照合者	中国地方整備局 ●●				事業の目的(保全すべきもの、抑える現象、被害軽減見込み額)は明確になっているか	
都道府県名	広島県				計画の規模、期間、設定したB/Cに対する上限事業費は合理的か	
都道府県担当者	砂防課砂防整備グループ				土砂災害防止法、移転対策などの取り組みとの整合を考慮しているか	
水系名	一級・二級・その他				計画基準点・補助基準点の位置は適当か	
溪流名					計画捕捉量の算定は適当か	
位置				【土砂量・流木量算定】		
土石流危険渓流番号					NG 計画流量は適切か	
☒ 新規計画	☐ 変更計画				NG 土砂量の算出方法は適当か(運搬可能と移動可能、移動可能土砂量の調査方法など)	
事業期間	H24 ～ H29				NG 流木量の算出方法は適当か(災害履歴との対照、調査方法など)	
種別	☐ 社会資本整備総合交付金(種別名:) ☐ 災害系補助事業				NG 最大礫径の設定方法は適当か	
☐ 社会資本総合整備計画策定・記載有無	☒ 基幹			【施設配置計画及び施設設計の基本的な考え方】		
☐ 関連	☐ 効果促進				NG 土砂量・自然環境・景観等を踏まえた配置計画となっているか	
☐ 事業費(1億円以上)	☐ 火山地域(火山砂防の場合)				NG 土石流・流木処理計画の策定は適当か(土砂収支等)	
☐ 警戒避難措置	☐				NG 土砂移動の区間に対応した対策施設の配置、堰堤形式等(透過・不透過)は適当か	
☐ 一級河川・二級河川に係わるもの					NG 砂防設備の配置計画は地形・土地利用状況などを総合的に考慮して決定されているか	
☐ 崩壊・荒廃面積が流域面積の1割を超えるもの					NG 除石計画は適当か(管理型)	
☐ 流出土砂量が甚だしく、本川流量の1割を超えるもの					NG 溪流保全工の必要性、必要な区間を検討しているか	
☐ 河床に土砂堆積が甚だしく、流下するおそれがあるもの					NG 管理用道路・工事用道路の整理は適当か	
☐ 今後の豪雨等により多量の土砂を流下する恐れがあるもの				【その他】		
☐ 公共施設・避難所等(小学校、保育所)					NG 砂防指定地の予定範囲は適当か。また、計画との不整合はないか	
☐ 人家50戸以上(人家戸数)					NG 必要な調書、資料、図面等が添付されているか	
☐ 耕地30ha以上(耕地面積ha)					NG 調書に記入漏れ等はないか	
☐ 港湾又は河口の埋塞防止				【備考】		
全体B/C	残事業B/C					
上限事業費 百万円	☐			※ 全体計画検討体制の確認 概略・予備設計等の実施にあたり、該当する技術士(河川、砂防及び海岸・海洋分野等)が照会等により関与しているか。氏名() 登録分野・登録番号()		

※技術士(河川、砂防及び海岸・海洋)が業務として本チェックリストを作成する場合に限り、全体計画協議を書面での確認とする。

全体計画チェックリスト

- ・確認できた項目については□をクリックしチェックを入れてください。
 ・対象外の項目についてはB列のセルにリストより『対象外』を選択し表示してください。

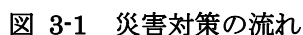
【総論・基本方針】	
NG	溪流並びに流域の特性・現状の課題が説明されているか
	☐ 流域・溪流の形状・地質・植生、溪流や山腹の荒廃状況、過去の土砂災害の履歴など解決すべき課題は明確か。
	☐ その課題を確認できる資料は取得済みか(既存の書籍、調査結果、写真等)。
NG	事業の目的(保全すべきもの、抑える現象、被害軽減見込み額)は明確になっているか
	☐ 保全すべきもの、軽減対象現象など事業の目的は明確か。
	☐ 被害軽減の見込み額は適切な手法で算定されているか(都道府県独自基準で便益を算出する場合手法を確認。)
NG	計画の規模、期間、設定したB/Cに対する上限事業費は合理的か
	☐ 保全対象、流域面積等を踏まえた計画の規模・期間は適当か。
	☐ 便益に対して、適切な上限事業費を設定しているか。(B/Cの設定は適当か(原則2.0として設定※))
	☐ 直接便益に関係しない附帯構造物や補償等が過大にならないよう計画されているか。
	※保全対象に災害時要援護者施設を含む、或いは高齢化率の高い地域での実施となる場合には確認の上、1.5まで引き下げ可。
NG	土砂災害防止法、移転対策などの取り組みとの整合を考慮しているか
	☐ 土砂災害防止法の警戒区域等の指定を実施済み、或いは、実施見込みとなっているか。
	☐ 砂防設備を計画する前提となる土砂災害警戒区域等のソフト対策は実施済み、或いは、実施見込みとなっているか。
NG	計画基準点・補助基準点の位置は適当か
	☐ 適切な位置に計画基準点を設けているか(保全対象上流・谷の出口・流下区間の下端等)。
	☐ 溪流の状況を踏まえ、適切に補助基準点を設けているか。
NG	計画捕捉量の算定は適当か
	☐ 計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2倍～2/3倍であり1/6より急な勾配を採用していないか。
	☐ 平常時堆砂勾配は現溪床勾配の1/2(上限)となっているか。
【土砂量・流木量算定】	
NG	計画流量は適切か
	☐ 計画流量は土石流を含む実績流量、ないし実績降雨に基づく適切な統計手法及び流出解析手法を用いているか。
	☐ 計画雨量の推定・設定方法は適切か。
NG	土砂量の算出方法は適当か(土砂量の調査方法など)
	☐ 流域面積と土砂量の関係は適当か。
	☐ 計画規模の土石流によって運搬できる土砂量(運搬可能土砂量)は適当か。
	☐ 基準点より上流には施設の無い状態を想定し土砂量を算出しているか(移動可能土砂量)。
	☐ 崩壊可能土砂量の算定手法は適当か(崩壊可能土砂量の推定方法は適切か(0次谷を計上しているか))。
	☐ 移動可能土砂量算定時の堆積深・区間などの想定は類似溪流と比較して適当か(幅、深さ、長さ、範囲)。
	☐ 移動可能土砂量の算定に当たり、近傍類似溪流のものを含む土石流災害等の分析結果を考慮しているか。
	☐ 砂防堰堤の対象土砂量としては、移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち小さい値を採用しているか。
	☐ 計画基準点での対象土砂量は1000m ³ 以上となっているか。
NG	流木量の算出方法は適当か
	☐ 近傍類似溪流のものを伴う土石流災害等の分析結果を考慮しているか。
	☐ サンプル範囲(10m×10m)、位置、箇所数は適当か(樹種毎の区域分けを行っているか)。
	☐ 流出流木率は適当か(一般に0.8～0.9を用いる)。
NG	最大礫径の設定方法は適当か。
	☐ 堰堤計画地点の上下流各々200m間での200個以上の礫の諸元測定を行っているか。
	☐ 想定現象で移動しえない巨岩等を測定していないか。

【施設配置計画及び施設設計の考え方】	
NG	土砂量・自然環境・景観等を踏まえた配置計画となっているか。
☐	施設の配置・規模は地形・地質等の現場情報の変更に対応できるものとなっているか。
☐	土砂量、土砂移動形態、地形、保全対象、環境等を考慮した施設配置計画となっているか。
☐	公園法、森林法等の法規面及び希少種等の生息や地元の慣行等から、環境・利用について注意すべき点が明らかになっているか。
NG	土石流・流木処理計画の策定は適当か
☐	計画流下許容量は0となっているか(土石流導流堤は流下可)。
☐	計画基準点における土砂整備率を100%とするよう各計画諸量間の整合が図られているか。
☐	堰堤を複数基計画する場合において、特定の施設に整備率の配分が極端に集中していないか。
NG	土砂移動の区間に対応した対策施設の配置、堰堤形式等(透過・不透過)は適当か。
☐	発生区間・流下区間・堆積区間ごとに土砂移動形態に適した配置計画となっているか。
☐	透過型を選定すべき箇所でも不透過型としていないか。
☐	中詰め土砂の堰堤の場合、外枠被災時の流出被害発生等のおそれについて検討されているか。
NG	砂防設備の配置計画は地形・土地利用状況などを総合的に考慮して決定されているか。
☐	現在及び今後の土地利用を考慮・想定し、補償等を極力回避できるよう配置が検討されているか(道路、溜池、森林管理等)。
NG	除石計画は適当か(管理型)
☐	管理用道路の線形は適当か(既存林道等の活用、起点、終点は妥当か(起点：公道、終点：基本堰堤のりこし))。
☐	1波の土石流の土砂量が適切に推定されており、その土砂量を捕捉できる容量以上が常に確保されている計画となっているか。
NG	溪流保全工の必要性を検討しているか。
☐	地形及び土地利用状況から見て溪流保全工の必要性は明確か(写真及び地形図、縦断図等)。
☐	被害軽減額への溪流保全工の寄与は明確か(断面不足による土砂越流、溪岸・溪床浸食による人家・公共施設への被害等)。
☐	計画断面・流末取付は下流から整備されている河川整備計画等と整合しているか。
☐	河川指定上の管理者が明確か、砂防の管理となる場合に、定期巡視点検実施計画は策定されているか。
NG	管理用道路・工事中道路の整理は適当か
☐	管理用・工事中で区別が明確であるか。
【その他】	
NG	砂防指定地の予定範囲は適当か。また、計画との不整合はないか
☐	砂防指定地を面指定等適切なパターンで指定するための保安林・地権者との事前調整は実施済みであるか。
☐	施設配置計画と砂防指定地の範囲(予定)に乖離はないか。
NG	必要な調書や図面等の参考資料が添付されているか。
☐	調書(別紙1～6)
☐	図面(流域図、平面図、縦断図、堰堤一般図など(A3又はA4版))
☐	土砂量・流木量の算定調書および根拠図面(溪流延長、土砂の堆積幅・深さがわかるもの)
☐	土砂収支図(表)
☐	被害軽減額、上限事業費等の算定調書
☐	説明用写真および写真位置図
☐	紙芝居
NG	調書に記入漏れはないか
☐	記入漏れ等はないか。
- 【参考】詳細設計時に見込まれる留意点	
☐	想定土石流流出区間の抽出は適当か(流下区間下端から土砂量が最大となる溪流)。
☐	想定土石流流出区間の移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち小さい値を採用しているか。
☐	土石流の流速、水深の算定に用いる断面位置は適当か。
☐	透過型堰堤の形式を選定している場合、選定の合理性とともにリダンダンシー確保等留意事項が考慮されているか。
☐	透過型堰堤を連続で設ける場合、下流側堰堤の効果の発揮について十分に検討しているか。
☐	管理用道路の線形・配置は長期使用に耐えるものか、それ自体が斜面安定等砂防の効果に寄与できているか。
☐	土捨て場、運搬距離・費用を考慮した除石計画となっているか。

災害対策関係事業は、災害復旧事業、災害関連事業、河川等災害関連事業、河川災害関連特別対策事業、災害関連緊急砂防事業、激甚災害対策特別緊急事業と多岐に分かれている。

表 3-1 災害対策事業の種類

災害対策事業名称	根拠法令・規定	国土交通省 担当課
災害復旧事業	公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法	防災課
災害関連事業	〃 (査定方針第19)	〃
河川等災害特定関連事業	〃 (実施要領)	〃
河川災害関連特別対策事業	〃 (実施要領)	〃
災害関連緊急砂防事業	砂防法	保全課
砂防激甚災害対策特別緊急事業	砂防法	〃



2. 災害報告

土石流、地すべり、急傾斜地崩壊等の土砂災害が発生した場合（発生するおそれのある場合を含む）においては、これら災害の対策に万全を期するため、建設事務所は広島県砂防課に被害状況等の連絡を行う。また、各建設事務所から連絡のあった災害報告を広島県砂防課は国土交通省砂防部へ速やかに連絡する。

土石流による災害報告は表 3-3 に示す様式で緊急報告を行い、事業実施に伴う実態調査の進捗により、最終的には表 3-4 に示す様式で詳細報告を行う。

2.1 土石流等災害報告記載要領

① 報告の範囲

土石流危険渓流において、土石流等の土砂流出が発生した場合はすべて報告する。土石流危険渓流以外であっても、土砂流出により負傷者以上の人的被害、公共施設及び住宅に一部破損以上の被害を生じたもの及びこれら被害のおそれが生じたものについて報告する。

災害報告**【緊急報告用】**は、災害発生時に**【わかる範囲内で各項目に順次記載し迅速に報告】**するとともに、新たな情報の入手状況に応じて災害報告を更新する。（必ず、第〇報と記載する）

災害報告詳細報告用は現地調査等により災害状況を把握し概要が確定した後に、災害報告「緊急報告用」とあわせて報告する。

② 災害報告作成時の留意事項

気象状況については該当する項目に記載するとともに、降雨による土石流の場合は累加雨量グラフおよび時間雨量表と前期降雨表を、融雪による土石流の場合は土石流発生に関する気温（発生時より1週間前）、積雪深及び日雨量（発生時より1週間前）のグラフをそれぞれ別紙にて添付する。

観測所名および渓流（谷出口）との距離：雨量（気象）データを計測した観測所の名前と、観測所と災害が発生した渓流の谷出口との距離を記載する。観測所は最も近い箇所とすることを基本とする。

連続雨量：雨が降り始めてから土石流等の発生時に至る一連の降雨とする。

最大24時間雨量：災害が発生した一連の降雨において、前日の午前2時から当日の午前2時といった、24時間の間に計測された総雨量のうち、最大の数値。

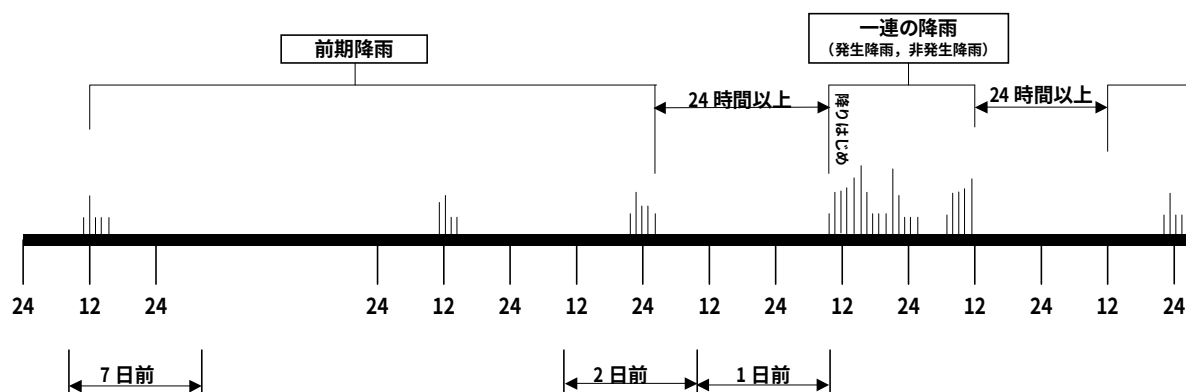
最大時間雨量：災害が発生した一連の降雨において、8時00分から9時00分といった、正時から正時の1時間に計測された雨量のうち、最大の数値。

上記連続雨量以前1週間の連続総雨量：「土砂災害に関する警報の発令と避難の指示のための降雨量設定指針（案）」において定義されている前期降雨にあたる。算出方法は以下のとおり。ただし、別紙にて添付する前期降雨表には2週間前までの降雨量を記載する。

前期降雨：災害発生時の連続雨量の降りはじめ時刻から起算して、その1週間（168時間）前までの降雨をいう。一連の降雨の降りはじめ時刻から起算して24時間前までを1日前の降雨、24時間前から48時間前までを2日前の降雨という。したがって、1日前の降雨量は常に0mmである。

積雪・融雪状況欄は、融雪による土石流等の場合にのみ記載する。

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応



- (*1) 降りはじめ それ以前に 24 時間以上の無降雨（雨量 0mm を含む）がある地点
 (*2) 一連の降雨 前後に 24 時間以上の無降雨（0mm を含む）機関があるひとまとまりの降雨

図 3-2 一連の降雨と前期降雨

被害状況の区分は次のとおりとする。

表 3-2 被害状況の区分

被害	区分
全壊	住宅の損壊した部分の床面積がその住宅の延べ面積の 70% 以上に達したもの、または住宅の主要構造の被害額がその住宅の時価の 50% 以上に達したもの。
半壊	損壊部分がその住宅の延べ面積の 20% 以上 70% 未満のもの、または住宅の主要構造の被害額が、その住宅の時価の 20% 以上 50% 未満のもの。
一部損壊	住宅の主要構造部に被害があり、かつ「半壊」に満たないもの。
農地被害	被災した面積を記入し、可能であればその内訳を記載する。
公共施設（建物）及び災害 時要援護者施設	被害数は建物被害の中に含み、施設名を記載する。
公共土木施設被害	砂防設備、河川構造物、道路、鉄道、橋梁等の建物以外の公共施設についてその被害の詳細を記載する。また、道路や鉄道については、被災により不通区間が生じている場合はこれも記載する。
宅地擁壁の被害	擁壁に被害があった宅地の戸数と被災した擁壁の構造を記載する。

保全対象の欄には報告段階における氾濫終息点（または山腹崩壊地等）から保全対象までの距離と被害想定区域内または直近の主な保全対象の内容について記載する。

土砂災害防止法に基づき土石流の土砂災害警戒区域・土砂災害特別警戒区域が指定されている溪流の場合、土石流により被災した人数や人家数を土砂災害特別警戒区域、土砂災害警戒区域ごとに記載する。なお、建設事務所が幾分の定義については表 3-2、構造の分類については固定資産税の家屋評価を参照（軽量鉄骨造、プレハブ、金属造は木造とする）

災害終息後、現地調査結果に基づき、土砂流出状況を記載する。

氾濫面積：土砂の流出範囲を現地での目視または空中写真により確認し、出来るだけ大縮尺の平面図上に描き、面積を求めて記載する。このとき、氾濫区分Ⅰ～Ⅲに区分して記載するのが望ましい。

平均堆積深・最大堆積深：氾濫区域毎に堆積深の平均値及び最大値を 10 cm 単位程度で記載する。平均値については氾濫規模が大きい場合は、3～4 点程度を計測した平均値を算出するのが望ましい。

氾濫最大延長・氾濫最大幅：延長が氾濫開始点から氾濫区域Ⅲの最遠点までの距離，幅が氾濫最大延長を計測した直線に対して直交方向に最大幅となる箇所の距離とする。

氾濫終息点の勾配：氾濫区域Ⅰ（玉石混じりの土砂が堆積している範囲）の下流端付近の元地形勾配を氾濫収束点の勾配として計測する。（このとき，谷出口～氾濫終息点といった長い区間の平均勾配を計測しないこと）

流木の主な堆積場所：現地調査の結果，流木の発生がある場合は，まとまった本数が堆積している箇所全てに○を記載する。

土石流発生渓流の谷出口付近の座標が分かるようであれば記載する。

③ 状況平面図作成時の留意事項

極力縮尺の大きい地形図等を用いる。また，縮尺，方位，基準となるスケールを記載する。

対象の渓流及び災害発生箇所と保全対象，避難場所・経路，砂防施設，砂防指定地，土砂災害警戒区域，土砂災害特別警戒区域等との位置関係等を明示する。

土砂の氾濫・堆積・浸水範囲および天然ダム，崩壊地付近にみられる亀裂の位置，流木の主な堆積位置等も明示する。

④ 土石流災害現場調査での留意事項

土石流の含水比を把握するため，土砂堆積後できる限り早く土砂サンプルを採取する。この際，密封性の高い容器（プラスチック製等）を使用する（提出については別途通知）。家屋等の被災状況の写真撮影にあたっては，可能な限りにおいて被害をもたらした流木等の堆積状況と被災した家屋の構造等の撮影に努める。

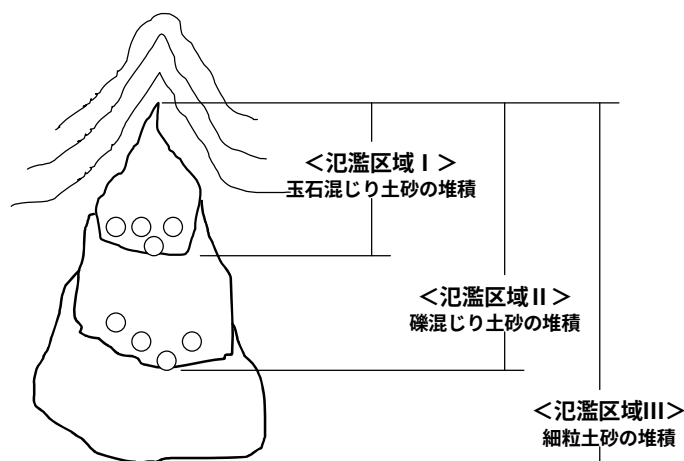


図 3-3 氾濫区域の区分

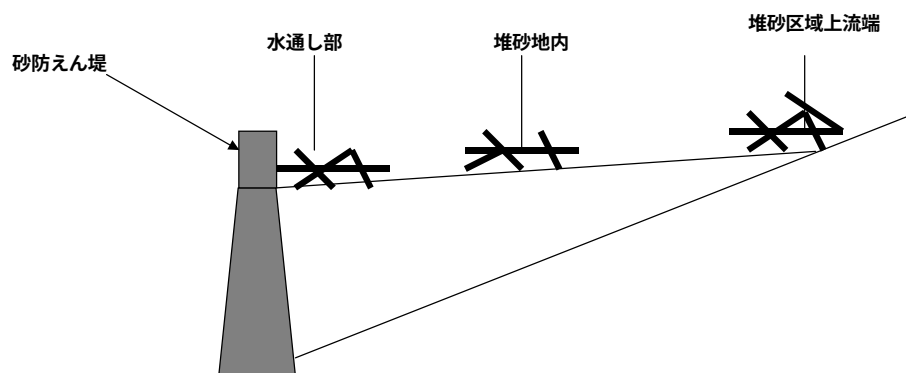


図 3-4 砂防えん堤における流木の堆積位置と堆積の分類

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応

表 3-3 災害報告書（緊急報告）

緊急報告用										第 報																	
災害報告（土石流等）										(年 月 日 時 現在)																	
ふりがな	発生場所		[都・道・府・県]		[市・郡]		[区・町・村]		大字		地区名																
ふりがな	河川		1級・2級・その他				水系				川				[沢・川・谷]												
発生日時		[不明・調査中・確認済]		年		月		日		時		分															
災害形態		土石流、土砂流、山腹崩壊、山林火災、その他)																									
気象状況	異常気象名										観測所名																
	連続雨量		mm		年		月		日		時		～		年		月		日		時						
	最大24時間雨量		mm/24hr		年		月		日		時		～		年		月		日		時						
	最大時間雨量		mm/hr		年		月		日		時		～		年		月		日		時						
土砂流出状況		流出土砂量		m ³		河道閉塞		有・無		堆積状況		河積の		／		程度											
渓流の情報		区分		Ⅰ・Ⅱ・準ずる・危険渓流ではない		流域面積		km ²		河床勾配		1/															
被害状況	人的被害	死者	名		被害者	才		農地被害	(種類・面積)		概略のポンチ絵 (別途添付してもよい)																
		行方不明	名			才																					
		負傷者	名			才																					
	人家被害	全壊・流出	戸		(公共施設・災害弱者関連施設(重要・一般)の名称は要記載)																						
		半壊	戸																								
		一部損壊	戸																								
		床上浸水	戸																								
		床下浸水	戸																								
	非住家被害	戸		宅地擁壁の被害		戸(空積・練積・RC・その他)																					
	公共土木施設被害(砂防施設・道路・鉄道・橋梁・河川構造物等)		(流出、破損、埋没、交通の不通状況等を記載)																								
二次災害の可能性		(有・無)																									
保全対象	km下流に人家		戸(人)		道路名等																						
	(その他)																										
避難状況 (集落名、種類 (勧告・指示・自主)、世帯数、人数、避難場所、勧告や指示の発令時刻等を記載)																											
対応状況 (どこがどのような対応 (工事・監視等) を実施したかorする予定か)																											
										災害関連緊急事業申請の有無 [有・無・調査中]																	
関係法令等 (該当する項目に○をつける)	直轄	砂防指定地 (年指定)		地すべり防止区域 [国土・林・農]																							
	保安林	河川区域 [1級・2級・準用・普通]		急傾斜地崩壊危険区域																							
	国有林	土砂災害特別警戒区域		建築基準法による災害危険区域																							
	民有林	土砂災害警戒区域		建築基準法により条例で建築を制限している区域																							
	都市計画法に基づく開発許可制度の適用区域		宅地造成工事規制区域																								
	その他 ()																										
報告者	①所属	氏名		③所属		氏名																					
	②所属	氏名		④所属		氏名																					

* [添付図面等]

都道府県全体が含まれる位置図、概況平面図、土砂流出状況が分かるポンチ絵、関連記事

* 第一報はその時点で判明している内容でよいので迅速に報告すること

* 写真は、別途e-mailにて送付すること

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応

表 3-4 災害報告書（詳細報告）

詳細報告用（緊急報告を添付）

（溪流名）

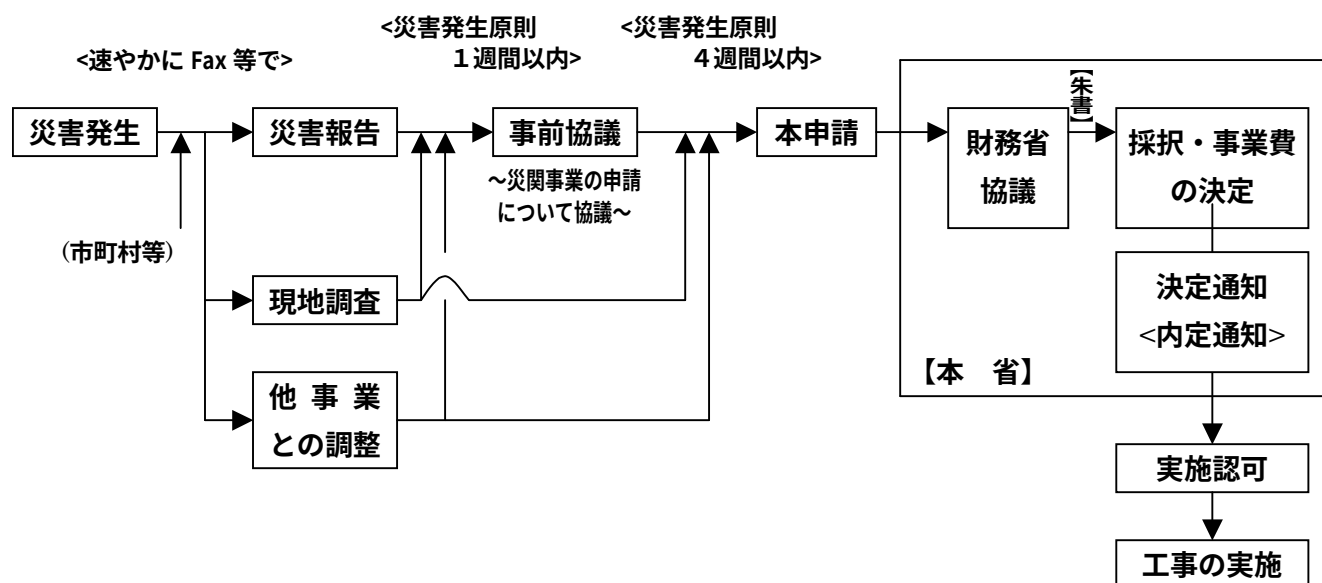
災 害 報 告（土石流等）

（ 年 月 日 時 現在）

気 象 状 況 〔 調 査 中 ・ 確 認 済 ・ 不 明 〕	観測所名及び溪流（谷出口）との距離		観測所名		距離		km					
	連続雨量		（緊急報告に記載）									
	最大24時間雨量		（緊急報告に記載）									
	最大時間雨量		（緊急報告に記載）									
	上記連続雨量以前1週間の連続総雨量（前期降雨）		mm 年 月 日 時 ～ 年 月 日 時									
	積雪・融雪状況		観測所と溪流（谷出口）との標高差		m		※雨量状況については累加雨量グラフ。時間雨量表を、積雪・融雪状況については土石流発生に関する1週間の気温。土石流発生に関する1週間の積雪及び日雨量を別紙に添付する。ここで、土石流の発生時刻が明らかな場合はグラフ中に矢印で明記すること。					
保全対象 ※土石流危険溪流または準ずる溪流の場合のみ危険溪流カルテの内容を記入 〔 調査中・確認済 〕		人家戸数		戸								
		人 口		人								
		耕地面積		ha								
		災害弱者関連施設		1 有 ・ 2 無		施設名						
		公共施設		1 有 ・ 2 無		施設名						
		土石流氾濫区域の面積		m ²								
土砂災害防止法 ※土石流による建物被害数を、法指定の範囲内外、及び構造の別で該当する数をそれぞれ記入する。 〔 調査中・確認済 〕		特別警戒区域		警戒区域								
		人的被害	死 者	名	名			特別警戒区域	警戒区域	特別警戒区域	警戒区域	
			行方不明	名	名							
			負 傷 者	名	名							
		人家被害	全壊・流出	戸	戸	木造	戸	戸	RC	戸	戸	
			半 壊	戸	戸	木造	戸	戸	RC	戸	戸	
一部損壊	戸		戸	木造	戸	戸	RC	戸	戸			
防 災 計 画	市町村地域防災計画への記載	〔 無 ・ 有 〕										
	避難場所	〔 無 ・ 有 〕		施設名								
	避難経路	〔 無 ・ 有 〕										
	表示板設置	〔 無 ・ 有 〕 （ 箇所）										
現 地 調 査 結 果	土砂流出状況	〔 無 ・ 有 〕	連続雨量		mm		時間雨量		mm/hr			
			設定時期		年 月							
			氾濫面積		m ²		氾濫区域Ⅰ		氾濫区域Ⅱ		氾濫区域Ⅲ	
			平均堆積深		m		m		m		m	
			最大堆積深		m		m		m		m	
			氾濫最大延長×氾濫最大幅		m × m							
	流域内の既存施設	〔 無 ・ 有 〕	氾濫終息点の勾配		度							
			最大礫径		m							
			合 計	基	(透過型)		(不透過型)					
			(砂防)	基	基		基		基			
天然ダム	〔 無 ・ 有 〕	(治山)		基		基		基				
		(所管不明)		基		基		基				
崩壊地付近の亀裂		〔 無 ・ 有 〕										
流木の堆積場所	〔 無 ・ 有 〕	堆砂区域上流 ・ 堆砂地内 ・ 水通し部 ・ ダム下流部										
		〔 無 ・ 有 〕 その他（ ）										
通報者または第一発見者（該当する項目に○をつける）		〔 確認済 ・ 不明 〕	市町村（部署名）									
			住民									
			その他									
				座標	北緯	度	分	秒	東経	度	分	秒

3. 災害関連緊急砂防事業

3.1 災害関連緊急砂防事業のながれ



(1) 災害報告

風水害、震災等により土砂災害が発生した場合、また、山火事等により流域が著しく荒廃した場合、速やかに第1報を災害報告書と雨量状況調書により災害報告を行う。また関連する新聞記事等の抜粋も併せて電送等で報告する。

特に、死者等の人的被害が出た場合は、対外的に対応を行う必要が生ずる場合があるので、調査中であっても逐次電話等で状況報告を行う。

(2. 災害報告を参照)

(2) 現地調査

災害後、速やかに簡易測量（緊急事業の要求に必要な測量）、写真撮影を行い、申請用の資料とする。また、災害の範囲が広いもの、災害の規模が激甚な場合には、ヘリコプター等で空中写真（斜め写真）を撮影する。

写真は現地の応急復旧作業が始まる前に極力撮影して、土砂等の流出状況、被災の状況、保全対象等が分かるものを重点的に撮影する。

(3) 他事業との調整

事業の重複採択を防ぐために公共土木施設災害復旧、農林水産省（農地災害）、林野庁（緊急治山事業）等との調整を行う。

治山事業との調整に当たっては昭和38年12月7日付け建設省河砂発第555号「砂防事業と治山事業の取り扱いについて」の主旨に則り、各森林管理局、各地方整備局、各都道府県内において調整されたい。

(4) 事前協議

災害発生後すみやか（原則1週間以内）に、下記の所要見込額報告書および添付書類を作成し本省と協議を行う。

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応

- 昭和62年12月3日付け建設省河砂発第63号「災害関連緊急砂防工事等所要見込額報告書及び工事計画書について」の1.提出書類（1）所要見込額報告書及び添付書類と下記の資料を作成する。
 - ◆災害報告を最新の情報で更新したもの
 - ◆新聞の切り抜き
 - ◆流域図に協議の予定箇所を記載し、土砂等の流出状況、被災状況、保全対象等がわかる写真を添付したもの

（5）本申請

事前協議後原則3週間（災害発生後原則4週間）以内に、昭和62年12月3日付け建設省河砂発第63号「災害関連緊急砂防工事等所要見込額報告書及び工事計画書について」の1.提出書類（2）工事計画書及び添付資料を作成し本省と協議を行う。

3.2 提出書類及び作成要領

3.2.1 所要見込額報告書および添付書類（事前協議時）

- ① 様式－1 災害関連緊急砂防工事所要見込額報告書
- ② 様式－2－1 （主なる被害地域および河川の名称、災害の原因等）
- ③ 位置図
県の管内図に施行予定（申請）位置および溪流名を赤色で、等雨量線（連続雨量）を青色で記入し、雨量観測地点を黒色○印で囲み気象関係調書の対象番号を付すること。（図面袋に入れる）
- ③ 様式－3 気象関係調書
最寄りの観測所の時間雨量表その他参考となる資料を添付すること。
- ④ 様式－4 雨量状況調書
土石流等発生溪流ごとに作成する。
- ⑥ 被害状況図
できるだけ大縮尺で作成するものとし、災害前の状況をもとに被害状況を記入する。
 - a) 保全対象区域（土砂氾濫予想区域）および面積を黄色で記入する。
 - b) 土石流、土砂流について
 - A) 浸水区域および面積を青色で記入する。
 - イ) 土砂氾濫区域（土砂が異常に堆積している区域）および面積を茶色で記入する。
 - ウ) 土砂堆積状況を実測値により、下記の要領で色分けして記入する。

0 cm～49cm	黄色	100cm～ 199cm	茶色
50cm～99cm	橙色	200cm以上	赤色
 - エ) 最大粒径の分布について等粒径線を黒色で記入する。
 - オ) 洪水流向（現地で確認する）を赤色矢印で記入する。
 - c) 山林火災について
 - 1) 焼失範囲をオレンジ色で記入する。
 - d) 人的被害、建物被害、耕地被害、公共土木施設等の被害状況についても適宜記入する。

⑦ 被災写真

上流荒廃状況（土砂崩壊，溪岸侵食，河床堆積状況など）氾濫，被害状況，えん堤サイト，下流経済効果などが明瞭にわかる写真B4判の台紙に貼付し，流域図，平面図と対象できるよう番号を付す。なお，添付する写真は原則としてカラーで「キャビネ版，ツヤ出し」とする。

⑧ 災害報告

災害報告を最新情報で更新したもの。

⑨ 新聞記事の切り抜き

⑩ 提出部数 2部（本省1部，砂防課1部）

3.2.2 工事計画書および添付書類（本申請時）

① 様式－6 災害関連緊急砂防工事計画書

② 事業費総括調書

工事計画箇所ごとに作成する。

a) 様式－7 事業費総括表（様式7）

b) 様式－8 本工事費内訳表

c) 測量および試験費内訳表

d) 用地および補償費内訳表

③ 工事用図面

工事計画箇所ごとに作成する。

a) 流域図

地形図（国土地理院発行の50,000分の1，または25,000分の1）に対象流域を青色，保全対象を黄色で囲み，溪流名，流域面積（当該砂防えん堤堤施行予定地より上流）施行予定位置（えん堤記号で表示）を赤色で記入する。

b) 平面図（様式9）

c) 縦断図（様式10）

d) 構造図（様式11）

e) 横断図

④ 様式 被害状況調書（土石流・土砂流用）

a) 流域状況

ア) 流域面積は保全対象区域より上流の流域面積とする。

イ) 保全対象状況の調査対象範囲は，原則として本川合流点付近，湖沼，貯水えん堤等までとする。なお，上限は流域面積の10倍程度とする。

ウ) 砂防設備および治山施設の状況欄は，上段に砂防設備を下段に治山施設を（ ）書で，記入する。

エ) 地質欄は花崗岩地帯，火山噴出物地帯，第三紀層地帯，破碎帯地帯，その他地帯別を記入する。

b) 土砂礫などの流失状況

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応

ア) 平均堆積深とは堆積土砂量を土砂氾濫面積で除した数値をいう。

イ) 起伏比欄には、流出土砂の発生地点から堆積の始まった地点までの間の水平距離（L）垂直距離（H）を記入する。

c) 被害状況

ア) 土砂氾濫面積欄には、土砂が氾濫した区域を大縮尺の地形図上に描き、面積を求めて記入する。

イ) 物的被害

(i) 建物の被害は、各欄とも棟数で表すものとし、棟数の算定方法は、一世帯の住家であっても、母屋と離れとに別れているような場合は、それぞれ算定する。

(ii) 建物の

「全壊」とは、建物の損壊した部分の床面積が、その建物の延べ面積70%以上に達したもの、または建物の主要構造の被害額が、その建物の時価50%以上に達した程度のものを言う。

「半壊」とは、損壊部分が、その建物の延べ面積の20%以上70%未満のもの、または建物の主要構造部の被害額が、その建物の時価の20%以上50%未満のものを言う。

「一部破損」とは建物の主要構造部に被害があり、かつ「半壊」に満たないものをいう。

「全焼」とは、住宅の評価額の70%以上の損失があったものを言う。

「部分焼失」とは、住宅の評価額の20%未満の損失があったものを言う。

ウ) 被害額の算定方法は、水害統計の水害額の算定方法による。

⑤ その他資料

a) 災害関連緊急砂防事業対応（次期出水により流下しうる）土砂量の把握

ア) 土石流、土砂流等による河道に残存する土砂量の把握

(i) 工事計画書の添付書類中の流域図（地形図）、平面図に溪床不安定土砂の堆積深度を0.5m間隔のコンターで記入する。

(ii) 溪床不安定土砂の変化点毎に横断図を作成するとともに、不安定土砂量計算書を添付する。

(iii) 工事計画書の添付書類中の縦断図に溪床不安定土砂の堆積深度を図示するとともに、溪床不安定土砂量を記入する。

(iv) 溪床不安定土砂の状況写真として、横断図地点で不安定土砂にボール等（延長等数量の読めるもの）を当て不安定土砂の把握が正確であることの証明をする。

(v) 不安定土砂深（量）の判断できる土砂収支図を作成する。

イ) 山林火災等による山腹に存在する土砂量の把握

(i) 計画流域内の焼失面積に対して焼失厚により土砂量を求めるものとする。

(ii) 焼失厚については、焼失面積によって5～20測点程度測定するものとし、測定位置を記入した平面図（流域図）を作成する。

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応

(iii) 測定にあたっては、柱状図を作成する。また、状況写真として斜面を垂直に50cm程度切り、正面よりポール及びスケール等で焼失厚がわかる写真を各測点毎に作成する。

b) 貯砂量，えん堤体積の算定について

貯砂量およびえん堤体積の計算書を添付する。

⑥ 提出部数 2部（本省1部，砂防課1部）

様式 - 1

災害関連緊急砂防工事所要見込額報告書

都道府県名 広島県

平成 年 第 回分
年 月 日現在

単位 (千円)

災害名および災害発生年月日	砂防工事				摘要
	溪流数	箇所数	事業費	国費	
今 回 報 告 分					
前回までの報告分					
累 計					

様式-2-1

主なる被害地域及び河川の名称
災害の原因（台風、洪水、地震等）

日雨量
連続雨量
最大時間雨量
風速
台風の中心示度

（観測所）
（観測所）
（観測所）
メートル
ヘクトパスカル

区分	箇所数	金額（千円）	人的被害	死傷者	耕地被害	水田	流失埋没	観測所
河川			人的被害	死傷者	耕地被害	水田	流失埋没	観測所
海岸			人的被害	死傷者	耕地被害	畑	流出埋没	観測所
砂防設備			人的被害	死傷者	耕地被害	畑	流出埋没	観測所
道路			建物被害	死傷者	その他の被害	鉄道	冠水	箇所
橋梁			建物被害	死傷者	その他の被害	軌道	冠水	箇所
			建物被害	死傷者	その他の被害			箇所
計			建物被害	死傷者	その他の被害			

様式-3

気象関係調書

対象 No.	災害発生 日 期	場所	異常 気象名	観測 場所名	観測機の 種類	連続雨量		最大日雨量		最大時間雨量		備考
						mm	月日時	mm	月日時	mm	月日時	
						～		～		—		

様式－4

雨量状況調書

広島県

① 土石流発生溪流								
② 最寄り観測所名及び対象溪流までの距離 (km)	km							
③ 前期降雨量及び期間	mm	月	日	時	分	月	日	時
④ 土石流発生時刻	mm	月	日	時	分	月	日	時
⑤ 発生降雨における連続雨量及び期間	mm	月	日	時	分	月	日	時
⑥ 発生降雨における最大雨量及び期間	mm	月	日	時	分	月	日	時
⑦ 土石流発生時までの連続雨量及び期間	mm	月	日	時	分	月	日	時
⑧ 土石流発生時の最大時間雨量及び期間	mm	月	日	時	分	月	日	時
⑨ 土石流発生時の10分降雨量及び期間	mm	月	日	時	分	月	日	時
⑩ 発生降雨における最大日雨量 (確率)	mm	月	日	時	分	月	日	時

様式－7

事業費総括表

費目	金額（千円）	摘要
事業費		
工事費		
本工事費		
測量及び試験費		
用地及び補償費		
用地費		
補償費		
補償工事費		
機械器具費		
営繕費		
消費税相当額		
事務費		

様式

被害状況調査書（土石流・土砂流用）

異常気象名

災害発生時刻

平成

年

月

日

県名：広島県

場所	水系名		幹川名	溪流名	水系級数	砂防指定地		
流域状況	地質	流域面積 (km ²)	人口 (人)	人家 (棟)	道路 (m)	橋梁 (基)	田畑 (ha)	交通機関
	面積 (m ²)							その他
	砂防設備及び治山設備の状況							
	堰堤工 基 山腹工 ha							
土砂礫等の流失状況	崩壊状況	最大洪水流量 (m ³ /s)	最大礫径 (m)	堆積土砂量 (m ³)	最大堆積深 (m)	平均堆積深 (m)	樹種 (樹齡)	流量 (層積) (m ³)
	面積 (m ²)						(年)	起伏比
	土量 (m ³)							
	土砂氾濫面積 (m ²)	死者 (人)	行方不明 (人)	負傷者 (人)	物的被害			
被害状況	交通途絶期間 (日)	その他	一般被害額		被害額 (千円)			
	道路鉄道その他							
	道路鉄道その他							
	備考							

様式-6

災害関連緊急砂防工事計画書

平成 年 月 日 現在

都道府県名：広島県

年 月 日現在

單位(千円)

[illegible]

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応

様式－8

本工事費内訳表

(単位：千円)

費目	工種	種別	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
本工事費	土工			m ³				
	本堤工			m ³				
	垂直壁工			m ³				
	水叩き工			m ³				
	側壁護岸工			m ³				
	(取付護岸工)			m ²				
	小計							
	徳仏川砂防堰堤(既設嵩上)							
	土工			m ³				
	本堤工			m ³				
	垂直壁工			m ³				
	水叩き工			m ³				
	側壁護岸工			m ³				
	(護床工)			個				
	小計							
	直接工事費計							
	共通仮設比率計算額			式				
	純工事費			式				
	現場管理費			式				
	工事原価計			式				
	一般管理費			式				
	工事価格計			式				
	消費税			式				
	合計							

様式

新規砂防堰堤捕捉量土量計算書

側点	距 離 (m)	面 積 (m ²)	平均断面積 (m ²)	捕捉量 (m ³)	備考
合計					(m ³)

様式-9

施設効果量計算書

計画施設（砂防施設、治山施設）効果量一覧表

	堤高 m	堤長 m	えん堤軸 断面積 m^2	平常時 堆砂長 m	土砂量 断面積 m^3/m	生産 抑制量 m^3	洪水時 堆砂長 m	捕捉量 m^3	効果量 m^3	備考
新規砂防堰堤										
砂防堰堤嵩上げ										
砂防施設合計										
No. 1床固工										
No. 1谷止工										
No. 2谷止工										
治山施設合計										
合計										

治山施設効果量

生産抑制量＝土砂量断面積×平常時砂長

土砂量断面積：不安定土砂量算定内訳参照

対象量
整備率

捕捉量＝貯砂量＋調節量

補足量＝ $1/3 \times \text{えん堤軸断面積} \times \text{洪水時堆砂長} \times 2/3$ 勾配貯砂量＝ $1/3 \times \text{えん堤積} \times \text{洪水時堆砂長} \times 1/2$ 勾配

様式

工 程 表

	平成 年						平成 年			摘要
	月	月	月	月	月	月	月	月	月	
調査・設計										
地元説明会										
用地測量・取得 工事用道路										
新規堰堤工										
本堤工										
垂直壁工・水叩工										
取付護岸工										
嵩上工										
本堤工										
垂直壁工・水叩工										

設計様式－その I

測量及び試験費内訳表

(単位：千円)

費目	工種	種別	細別	単位	数量	単価	金額	摘要
測量及び試験費								
	測量	平面・縦横断面測量		式				
		用地計測		式				
	調査	地質調査		式				
	設計	砂防ダム詳細設計		式				
小計								
消費税								
合計								

設計様式—その2

用地及び補償費内訳表

(単位：千円)

[illegible]

様式

事務費計算書 災害関連緊急砂防事業

水系名			
事業費			
事務費			
	7% (C<50)		
	6.5% (50C<100)		
	4.5% (100C<300)		
	3.5% (300C<500)		
	2.5% (500C<1,000)		
	2% (1,000C<2,000)		
	1% (2,000C<3,000)		
	0.5% (3,000<C)		
	事務費計		
	%		
	事業費		
	事務費		
合計	事業費		
	事務費		

不安定土砂量・流木量計算書

根返り率及び土砂流木量算出

根返り率は、現地調査により、崩壊地の残立木と根返り倒木（立木密度から推定）の本数を調査し根返り率を算出する。

		根返り率無視			根返り率考慮		
	崩壊地面積	残立木量(本)	倒木量(本)	根返り率(%)	土砂量(m3)	流木量(m3)	流木量(m3)
A							
B							
C							
D							
E							
計							
流木×0.9							

様式－2－2

主な被害地域の名称

災害原因

発生原因

火災発生日時

火災鎮火日時

発生日時の注意報・警報

公共土木施設等の被害の概況

公共土木施設	区分	箇所数	金額(千円)	人的被害	死者	人	耕地被害	水田 畑	焼失面積	
	河川				負傷者	人				
	海岸				行方不明	人			焼失面積	-
	砂防設備				全焼	戸				
	道路			建物被害	半焼	戸			鉄道	-
	橋梁				一部焼失	戸			高速道路	
	その他				その他				保安林	ha
	計				全体焼失面積	ha				

様式－7

事業費総括表

費目	金額（千円）	摘要
事業費		
工事費		
本工事費		
測量及び試験費		
用地及び補償費		
用地費		
補償費		
補償工事費		
機械器具費		
営繕費		
事務費		

第Ⅰ編 事業編：第3章 災害対応

様式8

本工事費内訳表

(単位：千円)

費目	工種	種別	規格	単位	数量	単価	金額	摘要	
本工事費	1号ダム工	本堤工	土工	m ³					
			堤体工	m ³					
		前庭保護工	水叩・側壁工	式					
			副堤工	式					
		取合工	床固工	式					
			取合護岸工	m					
		2号ダム工	本堤工	土工	m ³				
				堤体工	m ³				
			前庭保護工	水叩・側壁工	式				
				副堤工	式				
	取合工		床固工	式					
			取合護岸工	m					
	護岸工		床固工	基					
			護岸工	m					
	堆積工		堆積工	式					
			道路工	工事用道路工	m				
	純工事費計				式				
	現場管理費				式				
	工事原価計				式				
	一般管理費				式				
	工事価格計				式				
	消費税相当額				式				
	計								

様式12-2

被害状況調査書(山林火災用)

異常気象名 県名 : 広島県

災害発生時刻 平成 年 月 日

場所	水系名		幹線名		支流名		水系総数 その他 有 無		砂防指定地	
流域状況	地質	流域面積 (K ^m ²)	面積 (m ²)	人口 (人)	人家 (棟)	道路 (m)	橋梁 (基)	田畑 (ha)	交通機関 その他	
	砂防設備及び治山施設の状況 えん堤 基 山腹 基 流路工 m 床固工 基									
被害状況	溪流内の焼失面積 (m ²)	人的被害		物的被害				被害額 (千円)		
		死者 (人)	行方不明 (人)	負傷者 (人)	建物 全焼 (棟) 半焼 (棟) 部分焼失 (棟)	畑 (焼失面積) (ha)				
	交通途絶機関 (日)	その他		一般被害額		被火及び道路等		公共土木施設等被害額		備考
						河川及び治山等		計		
	道路 鉄道 その他									

設計様式－その1

測量及び試験費内訳表

費 目	区 分	単位	数量	単価	金額（千円）	摘要
測量及び試験費						
(右流域)	地質調査	m				
	用地測量	式				
	工事用道路測量設計	式				
	えん堤詳細設計	式				
	小 計					
(左流域)	地質調査	m				
	用地測量	式				
	工事用道路測量設計	式				
	えん堤詳細設計	式				
	護岸工及び堆積工設計	式				
	小 計					
合 計						

用地費及び補償費内訳表

[illegible]

様式－12－1

事務費計算書

事業費	通減率	事務費
0 ～ 50,000		
50,000 ～ 100,000		
100,000 ～ 300,000		
300,000 ～ 480,000		

様式

不安定土砂量計算書

1. 焼失区域ごとの平均焼失厚

焼失区域	No.	焼 失 厚 (cm)	平均値
A	1		
B	2		
	3		
C	4		
	5		
	6		
	7		
D	8		
	9		
	10		

様式

2. 流域ごとの不安定土砂量

流域	焼失区域	流域面積 Ⅰ (Km ²)	平均焼失厚 Ⅱ (cm)	流出率 Ⅲ	不安定土砂量 (m ³) Ⅰ×Ⅱ ×Ⅲ	ポンチ絵番 号
ダム地点上 流域	A					
	B					
	C					
	D					
	小計					
基準点上流 残流域	A					
	D					
	小計					
不安定土砂量合計						

第 I 編 事業編：第 3 章 災害対応

様式

[貯砂量計算書]

①えん堤工

えん堤工貯砂量：Vs1									
測点	距離	断面積	平均	立方米					
自 No. 0 (+) 3.0									
至 No. 20									
自 "									
至 No. 40									
自 "									
至 No. 60									
自 "									
至 No. 60 (+) 18.0									
自									
至 計									
自									
至									
自									
至									
自									
至									
自									
至									
自									
至									
自									
至									
自									
至									

②既設谷止工

既設谷止貯砂量Vs2=平均幅

×延長

×深さ

=

与

第4章 砂防事業関連基準

砂防事業に関連した法令等については、「砂防関係法令例規集」の最新版等を参照されたい。
 以下は、特に関連の深い基準について、掲載したものである。

1. 砂防事業と治山事業の取扱い

1.1 砂防事業と治山事業の取扱いについて

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P1006 より＞

昭和38年12月7日 38林野治第1811号・建河発第555号
 営林局長・地方建設局長・都道府県知事あて 林野庁長官・建設省河川局長

上記両事業の調整については、昭和3年閣議決定「砂防工事ト荒廃地復旧及開墾地復旧ニ関スル件」、昭和4年発土第75号内務、農林両次官依命通牒「砂防事務ト荒廃地復旧及開墾地復旧事務ノ取扱ノ件」等により従来から両者の調整が図られてきたところであるが、これが調整にあたっては、昭和38年建河発第267号林野治第589号建設省河川局長林野庁長官共同通牒「治水砂防行政事務と治山行政事務の連絡調整について」により行なうよう指示してきたが、さらにこれらの趣旨を実行上徹底し、両事業の円滑な実施を図るため、今回両事業の事業区分および事業調整要領を別紙のとおり定めたから、その取扱いについて遺憾のないよう取り計らわれてい。なお、貴管下行政機関にもその趣旨を十分に徹底し、実施にあたり支障のないよう措置されたい。

別 紙

1. 事業区分

事業種別	事業目的の区分	事業の範囲	工事内容の区分
砂 防	治水上砂防のため	土砂の生産を抑制し流送土砂を扞止調節するに必要な事業	1. 流送土砂を扞止または調節するためのえん堤を築造する工事 2. 扇状地の侵食による土砂生産防止のための流路工事 3. 河床堆積土砂の流出を防止するためのえん堤、床固または谷止を築造する工事 4. 河床勾配を緩和し縦横侵食を防止して土石流の助長を抑制するための一連のえん堤または谷止を築造する工事 5. 山腹の傾斜急峻にして造林の見込めない崩壊地に施行する擁壁、護岸およびこれと一体となって施行するえん堤、床固または谷止を築造する工事 6. 溪流に施設する砂防設備（えん堤、床固、谷止、流路工、護岸等）の効果を維持するために影響のある近接の小面積の崩壊地、崩壊危険地、はげ山、はげ山地移行地等に施行する山腹工事

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

事業種別	事業目的の区分	事業の範囲	工事内容の区分
治 山	水源かん養のため 土砂の流出の防備のため 土砂の崩壊の防備のため 飛砂の防備のため 風害、水害、潮害、干害、雪害または霧害防備のため なだれまたは落石の危険防止のため 災害の防備のため	森 林 の 造 成 事 業 ま た は 森 林 の 造 成 も し く は 維 持 に 必 要 な 事 業	1. 崩壊地またははげ山等の荒廃地に施行する山腹工事およびこれと一体となって施行する基礎工事（えん堤、床固、谷止等） 2. 崩壊危険地またははげ山移行地等の荒廃山腹に施行する山腹工事 3. 崩壊危険地の根固めのために施行する基礎工事（えん堤、床固、谷止等） 4. 森林の保水機能増進のための山腹工事 5. 飛砂の防備、風害、水害、潮害、干害、雪害または霧害の防備、なだれまたは落石の危険の防止、火災の防備のために必要な植栽または森林の造成もしくは維持に必要な工事（護岸、擁壁、水路等）

注）上記の区分により難い場合で、昭和4年発第85号内務、農林両次官依命通牒「砂防事務ト荒廃地復旧及開墾地復旧事務ノ取扱ノ件」別紙第3項に該当する場合においては、別途協議のうえ、区分するものとする。

2. 事業調整要領

(1) 年度実施計画について

調整組織	調整の方法	備 考
地方連絡 会議	それぞれの所管庁（都道府県または国の出先機関。以下同じ。）に係る次年度事業実施計画案について、相互に照合を行ない、意見の調整を図り、所管区分、施行時期、施行内容等を明らかにするものとする。	それぞれの所管庁は、地方連絡会議において、調整された結果に基づいて次年度事業実施計画案を策定のうえ、主務官庁に協議するものとする。
中央連絡 会議	地方連絡会議において、調整の整わなかったものについて、意見の調整を図り、所管区分、施行時期、施行内容等を明らかにするものとする。	中央連絡会議において調整の整ったものについては、ただちに主務官庁は、所管庁には連絡するものとする。

(2) 災害対策計画について

調整組織	調整の方法	備 考
地方連絡 会議	災害発生時において、それぞれの 所管庁に係る災害対策計画案につい て、相互に照合を行ない、意見の調 整を図り、所管区分、施行時期、施 行内容等を明らかにするものとし る。	それぞれの所管庁は、地方連絡会 議において、調整された結果に基づ いて災害対策計画案を策定のうえ、 主務官庁に協議するものとする。
中央連絡 会議	地方連絡会議において、調整の整わ なかったものについて、意見の調整 を図り、所管区分、施行時期、施行 内容等を明らかにするものとする。	中央連絡会議において調整の整った ものについては、ただちに主務官庁 は、所管庁に連絡するものとする。

1.2 砂防事業と治山事業の取扱いについて

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P1011 より＞

〔昭和44年10月1日 建設省河砂発第82号〕
建設省河川局砂防部砂防課長

標記のことについては、従来から通牒等（参考1～6参照）により、両者の重複を避けるため、随時所管の調整が図られてきたところであるが、さらにこれらの趣旨を実行上徹底するとともに、両事業の円滑な実施を図るため、今回両事業の工事内容の区分について、林野庁治山課と協議のうえ、別紙のとおり定めたので、その取扱いについて今後遺憾のないよう取り計らわれない。

なお、貴管下行政機関にもその趣旨を十分に徹底し、実施にあたり支障のないよう措置をされたい。

1.2.1 砂防事業の範囲

1. 事業目的の区分

治水上砂防のため

2. 事業の範囲

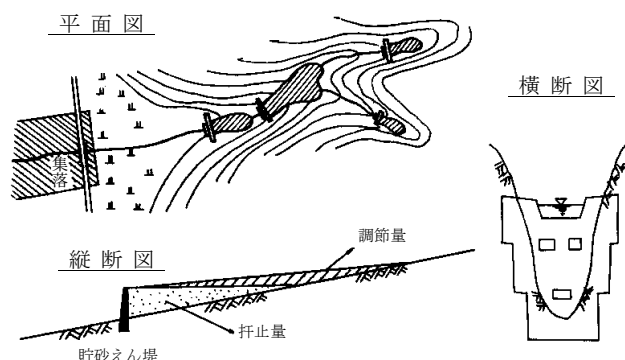
土砂の生産を抑制し流送土砂を扞止調節するに必要な事業

3. 工事内容の区分

- (1) 流送土砂を扞止または調節するためのえん堤を築造する工事
- (2) 扇状地の侵食による土砂生産防止のための流路工事
- (3) 河床堆積土砂の流出を防止するためのえん堤、または谷止を築造する工事
- (4) 河床勾配を緩和し縦横侵食を防止して土石流の助長を抑制するための一連のえん堤または谷止を築造する工事
- (5) 山腹の傾斜急峻にして造林の見込のない崩壊地に施工する擁壁、護岸およびこれと一体となって施工するえん堤、床固または谷止を築造する工事
- (6) 溪流に施設する砂防設備（えん堤、床固、谷止、流路工、護岸等）の効果を維持するために影響のある近接の小面積の崩壊危険地、はげ山、はげ山移行地等に施工する山腹工事

上記6項目について代表的事例を図解する。

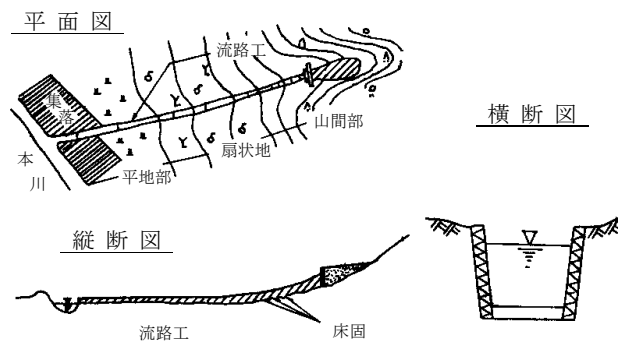
(1) 流送土砂を扞止または調節するためのえん堤を築造する工事



備考 大崩壊または崩壊地域が非常に広範囲にわたり、山腹工事が不可能な場合または新規の崩壊による土砂流出が予測される場合においては、

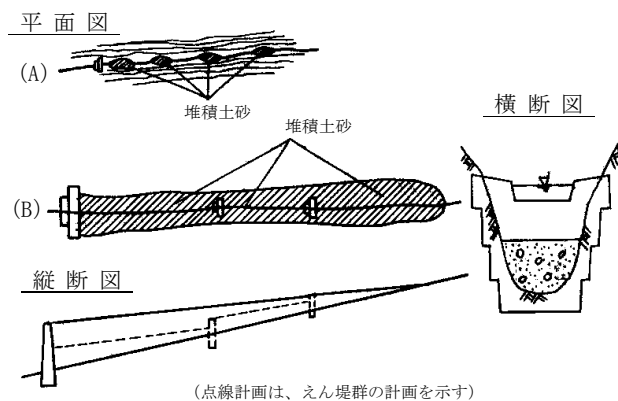
- (1) 溪流が平地部に出る直前の山間部
- (2) 狭窄部で上流に大きい貯砂池をもつ基礎地盤の良好な箇所に土砂の扞止および調節の機能の大なるえん堤を設けるものとする。

(2) 扇状地の侵食による土砂生産防止のための流路工事



備考 扇状地および山間の平地部において、溪流の縦横侵食により土砂の生産または、乱流による土砂の二次生産が甚しい区域においては床固、護岸をもって固定するものとする。

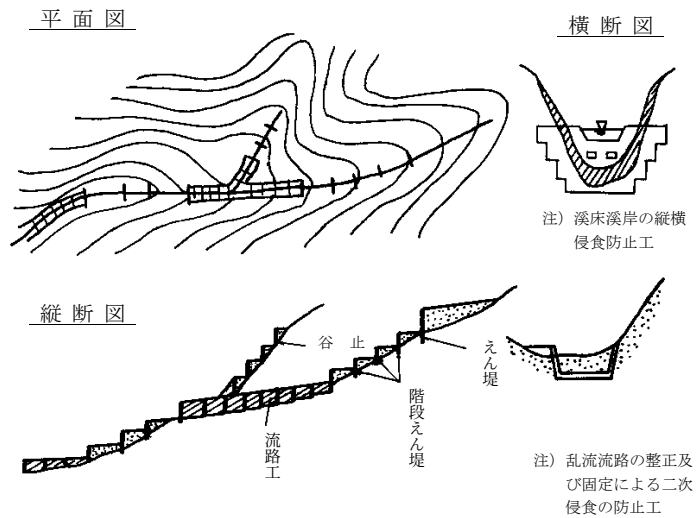
(3) 河床堆積土砂の流出を防止するためのえん堤、床固または谷止を築造する工事



備考 長区間（平面図B参照）にわたり河床に土砂が堆積し、移動および二次生産により下流に土砂害を及ぼすおそれのある場合に設けるものとする。

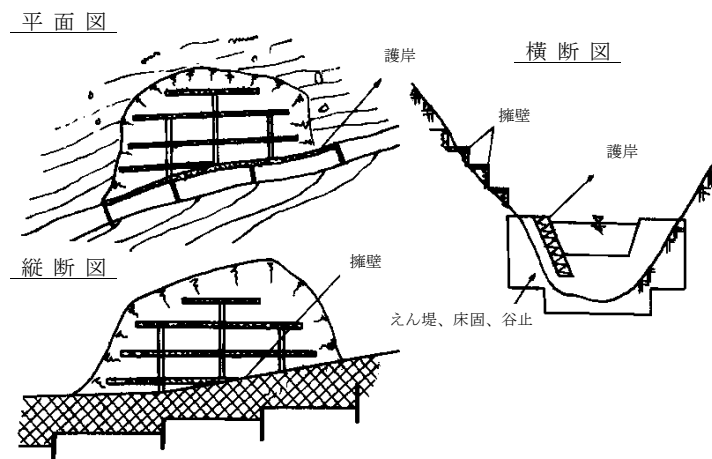
第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

- (4) 河床勾配を緩和し、縦横侵食を防止して、土石流の助長を抑制するための一連のえん堤または谷止を築造する工事

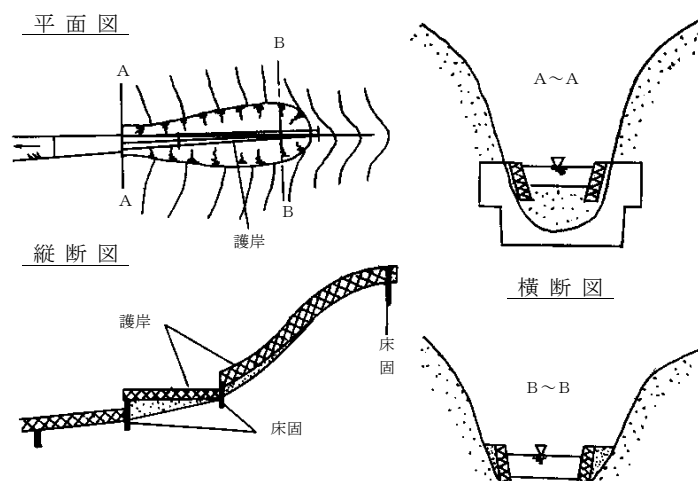


- (5) 山腹の傾斜急峻にして造林の見込みのない崩壊地に施行する擁壁，護岸およびそれと一体となって施行するえん堤，床固または谷止を築造する工事

- (イ) 渓流沿いの山腹崩壊地



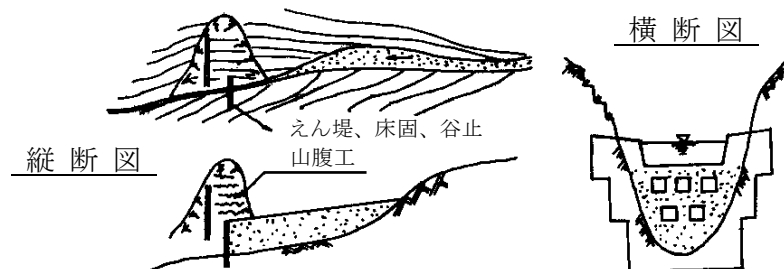
- (ロ) 谷頭の山腹崩壊地



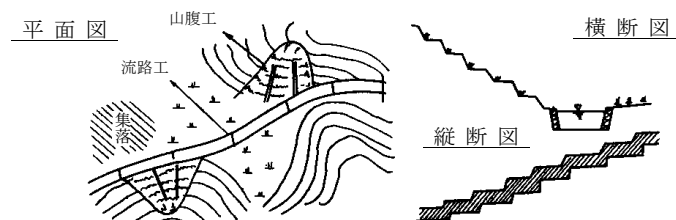
第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

- (6) 溪流に施設する砂防設備（えん堤、床固、谷止、流路工、護岸等）の効果を維持するために影響のある近接の小面積の崩壊地、崩壊危険地、はげ山、はげ山移行地等に施行する山腹工事

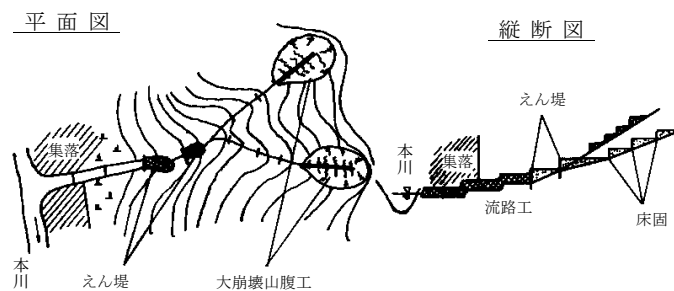
(イ) えん堤、床固、谷止の効果を維持するために施行する山腹工事



(ロ) 流路工、護岸等の効果を維持するために施行する山腹工事



(ハ) 砂防設備の直上流の流出土砂極めて多い山腹の大崩壊地に施行する山腹工事



- 備考 1. 上記 (イ)～(ハ) における山腹斜面には積苗工、筋工、植栽等の緑化工を施行する。
2. 当該工事が治山事業の工事内容区分の1項の山腹工事に該当するおそれのある場合には、両者の調整を十分行なうものとする。

1.2.2 治山事業の範囲

1. 事業目的の区分

水源かん養のため、土砂流出の防備のため、土砂崩壊の防護のため

2. 事業の範囲

森林の造成事業または森林の造成もしくは維持に必要な事業

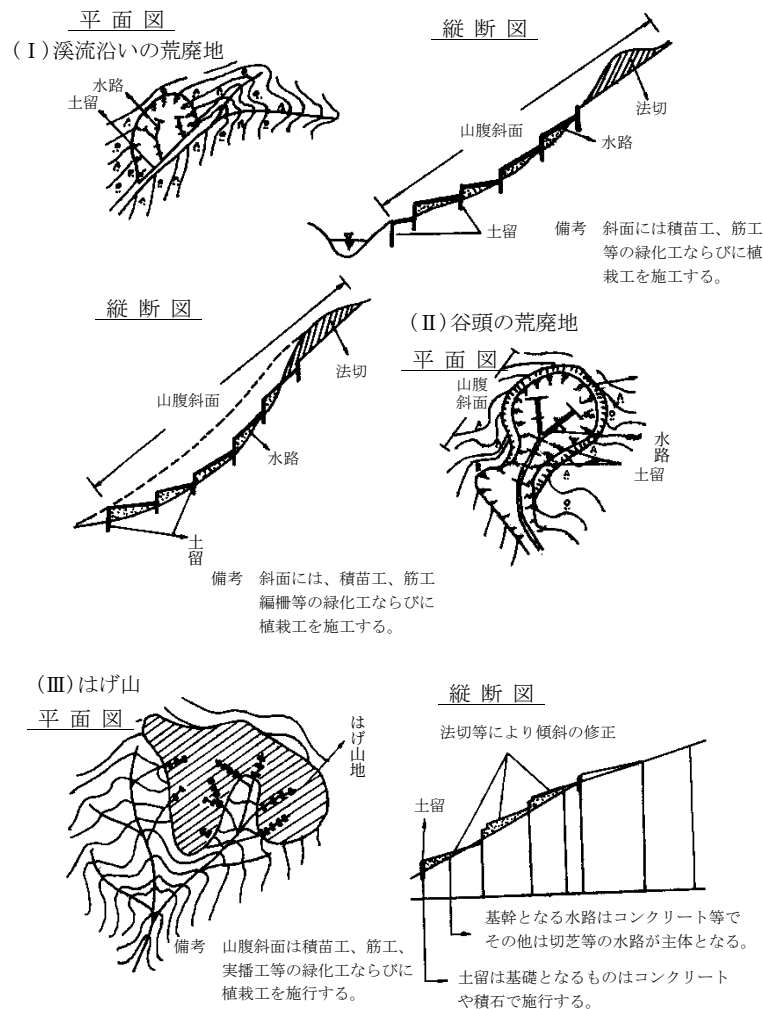
3. 工事内容の区分

- (1) 崩壊地またははげ山等の荒廃地に施行する山腹工事およびこれと一体となって施行する基礎工事（えん堤、谷止、床固等）
- (2) 崩壊危険地またははげ山移行地等の荒廃山腹に施行する山腹工事
- (3) 崩壊危険地の根固めのために施行する基礎工事（えん堤、谷止、床固等）

上記3項目について代表的事例を図解する。

- (1) 崩壊地またははげ山等の荒廃地に施行する山腹工事およびこれと一体となって施行する基礎工事（えん堤、谷止、床固等）

- (ア) 崩壊地またははげ山等の荒廃地に施行する山腹工事

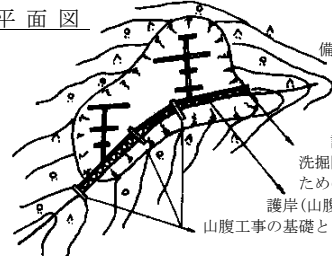


第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

(イ) 荒廃地に施行する山腹工事と一体となって施行する基礎工事（谷止，床固等）

(Ⅰ) 溪流沿いの山腹崩壊

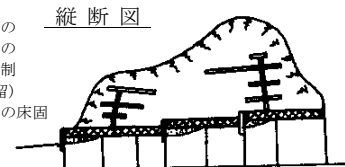
平面図



備考 山腹斜面は山腹工事と同様の工種・工法を使用する。

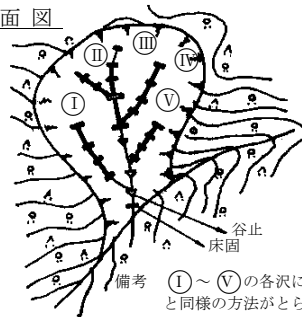


縦断図



(Ⅱ) 溪流沿いの山腹凹部の大規模な崩壊

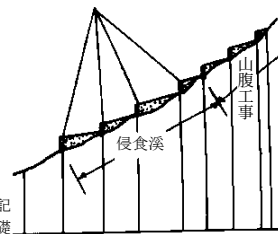
平面図



備考 ①～⑤の各沢について上記と同様の方法がとられる。基礎工事としての谷止工、山腹土留工、水路工等と同時に計画し、法切整地の後で緑化工、植栽工を施工する。

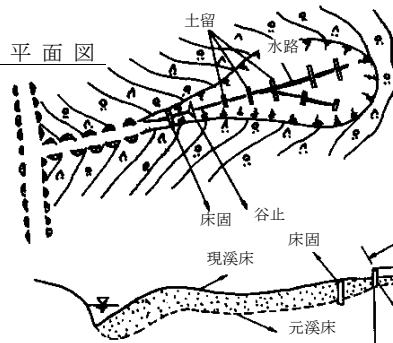
Ⅲの谷の縦断図

山腹工事と一体となって行なわれる基礎工事

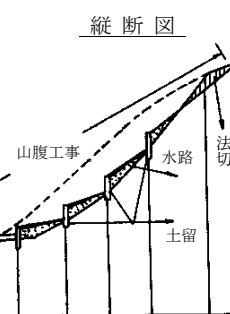


(Ⅲ) 谷頭の山腹工事

平面図

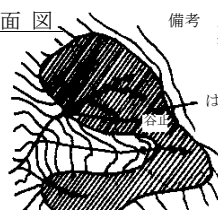


縦断図



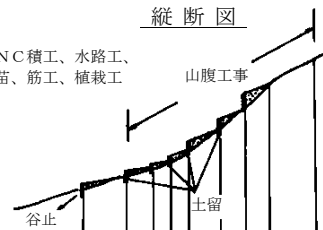
(Ⅳ) はげ山

平面図



備考 土留工、PNC積工、水路工、法切工、積苗、筋工、植栽工を施工する。

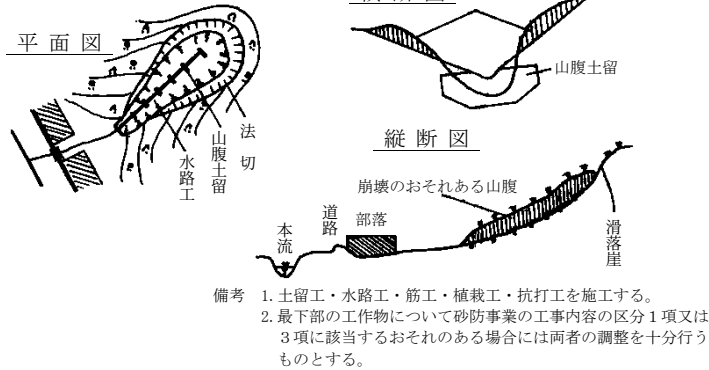
縦断図



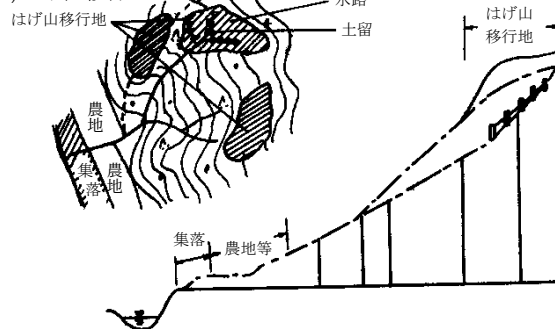
第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

(2) 崩壊危険地またははげ山移行地等の荒廃山腹に施行する山腹工事

(Ⅰ) 崩壊危険地



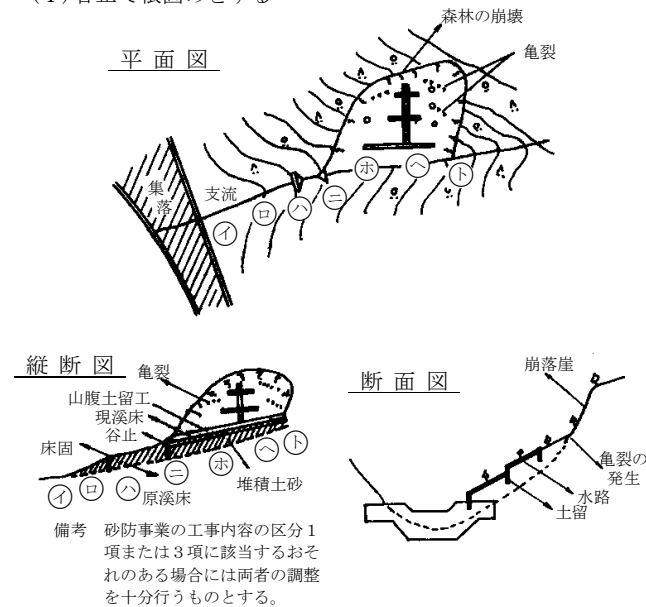
(Ⅱ) はげ山移行地



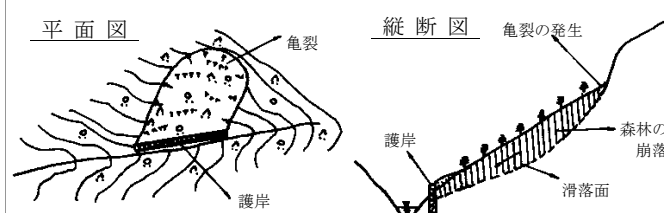
(3) 崩壊危険地の根固めのために施行する基礎工事

(ア) 湧水，地下水等により崩壊が発生し易い箇所なそのきざしが見えるところ

(Ⅰ) 谷止で根固めをする



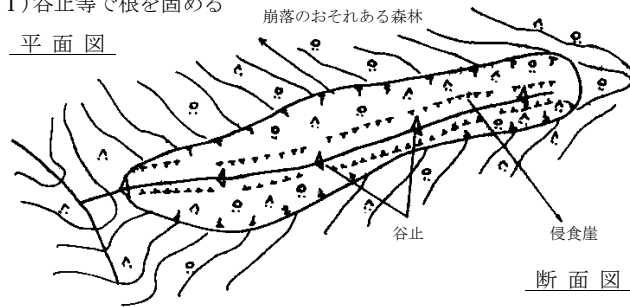
(Ⅱ) 護岸で根固めをする（護岸の基礎として床固を施行する場合もある）



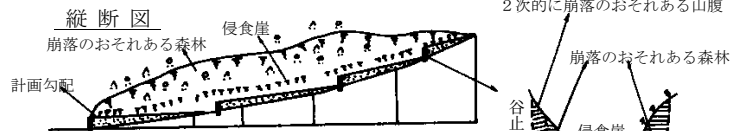
(イ) 崩壊の発生し易い侵食溪

(Ⅰ) 谷止等で根を固める

平面図

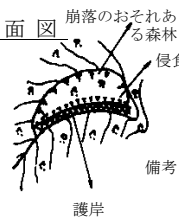


断面図

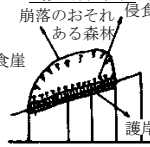


(Ⅱ) 護岸で根を固める

平面図



縦断面図



横断面図



備考 砂防事業の工事内容の区分の5項または6項に該当するおそれある場合には両者の調整を十分に行うものとする。

1.3 同一溪流で工事を行う砂防事業と治山事業の取扱いについて

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P728 より＞

平成9年8月1日 建設省河砂発第45号 各地方建設局
河川部長・北海道開発局建設部長・各都道府県砂防事業
担当部長あて 建設省河川局砂防課長

砂防事業と治山事業については、従来より「治水砂防行政事務と治山行政事務の連絡調整について」（昭和38年6月1日付け林野庁長官，建設省河川局長通達）により連絡調整会議運営要領を定め、さらに、「砂防事業と治山事業の取扱いについて」（昭和38年12月7日付け林野庁長官，建設省河川局長通達）により両事業の事業区分および事業調整要領を定め、両事業の円滑な実施を図ってきたところであるが、両事業が同一溪流で同時期に実施される場合の取扱いを林野庁治山課と協議のうえ、下記のとおり定めたので、さらに留意して連絡調整を実施されたい。

なお、貴管下関係機関についても、周知徹底されたい。

記

- 1 上記通達の事業区分による事業実施計画案等の連絡調整のみならず、工事の計画内容についても連絡調整することとし、特に、施工箇所が土石流の発生により直接その被害を受ける恐れがある場合は、連絡調整を徹底して実施すること。
- 2 工事中の安全確保については、従来より十分留意してきたところであるが、工事現場における請負者間の連絡調整を緊密にさせ、工事中の安全確保のための情報交換等が円滑に実施されるよう取り扱うこと。

1.4 砂防事業と治山事業の連携の強化について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P1022 より＞

平成10年4月6日 10林野治第987号・建設省河砂発第13号・
河傾発第16号 各地方建設局河川部長・北海道開発局建設部長
・沖縄総合事務局開発建設部長・各都道府県土木主管部長あて
林野庁指導部治山課長・業務部業務第1課長・
建設省河川局砂防課長・傾斜地保全課長

砂防事業と治山事業については、「治水砂防行政事務と治山行政事務の連絡調整について」（昭和38年6月1日付け建河発第267号，38林野治第589号林野庁長官，建設省河川局長共同通達）等により，両者の円滑な実施に努めてきているところであるが，今後，これらの趣旨を徹底するとともに一層の連携の強化を図るため，上記共同通達等によるほか，下記の事項について，調整および協力の上実施することとしたので遺憾のないよう取り計らわれたい。

なお，貴管下関係機関にも本通達の趣旨を十分に徹底し，実施に当たり支障のないよう措置されたい。

記

1 災害対策等における連携の強化

(1) 土地災害危険箇所等の一体的表示および周知

建設省および林野庁所管の土砂災害危険箇所等の同一図面への一体的表示および周知

(2) 土砂災害等発生時における一体的対応

- ① 災害応急体制の整備および情報の共有化
- ② 災害復旧体制の整備
- ③ 災害調査等のための専門家等の共同派遣
- ④ 災害発生時等の連携行動マニュアルの整備

2 事業の効果的・効率的実施

(1) 砂防事業と治山事業の一層の連携および効率的実施を図る観点から，

- ① 砂防治山連絡調整会議の地方連絡会議における事業調整に当たっては，次年度の事業調整のみならず，中長期的視野から将来の事業構想について実施すること。
- ② 隣接工事箇所の工事の実施に当たっては，経費の節減，工法の調整等について一層の連携を図ること。

(2) 特に土石流対策等の一層の推進を図る観点から，防災安全対策上整備の促進が要請される流域については，モデル地区を設定し両事業の整備計画の策定や連携事業の実施等により整備を促進すること。

(3) 治山事業と急傾斜地崩壊対策事業を隣接して実施する場合においては，計画内容，事業主体，工法，実施時期等について十分連絡調整を図ること。

3 技術交流の促進

現場レベルの技術交流の促進を図る観点から，共同での現地検討会，コスト縮減工法等の技術情報の交換，研究発表会における相互参加，研修における講師の相互派遣等交流を積極的に行うこと。

1.5 砂防事業と治山事業との事業調整及び重複指定について

平成12年3月24日

各農林事務所長様（林務（第一・第二）課）

各土木（建築）事務所長様（（維持）管理課，工務課）

農林水産部長（森林保全課）

土木建築部長（砂防課）

砂防事業と治山事業との事業調整及び重複指定について（通知）

このことについては，広島地方砂防治山連絡調整会議及び関係通達により実施されてきたところです。

さて，この度，関係事務の円滑な運用に資するため別紙のとおり「砂防・治山事業等の調整事務の手引き」を作成しました。

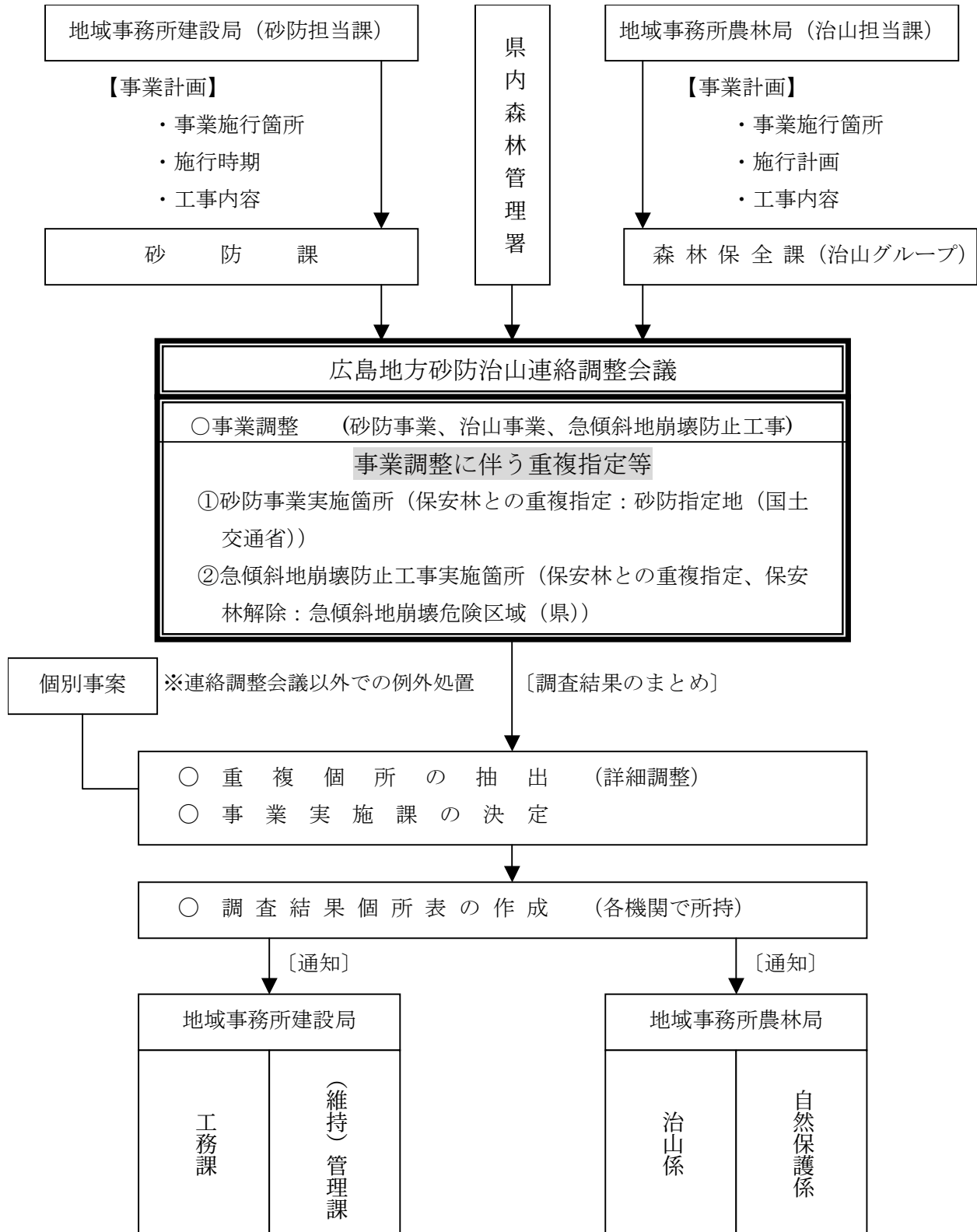
については，今後の事務はこれにより実施されるよう努めて下さい。

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

砂防・治山事業等の調整事務の手引き

平成12年3月 森林保全課・砂防課

1 広島県砂防治山連絡調整のフロー



2 治山事業と砂防事業との事業調整について

保安林の中において、砂防法に基づく砂防事業を行う必要があるものについて、保安林を解除するものとする旨の内務省と農商務省の局長連名通牒（大正2年4月16日付け）があるが、保安林の指定の目的が森林法第25条第1項第1号から第7号までのものである場合は、保安施設事業の実施対象保安林とされていることから、砂防事業を実施するために保安林を解除することは相当でないものとして取扱うべきとされている。

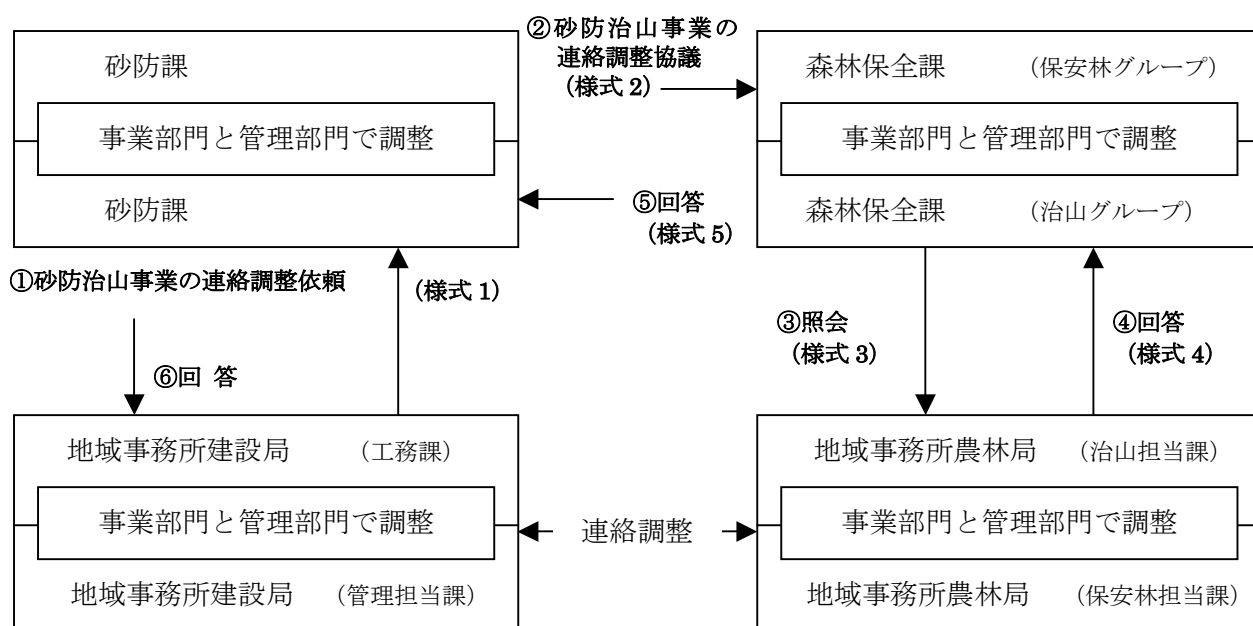
このため、現実的な処理として昭和38年に林野庁長官と河川局長連名通達により「砂防治山連絡調整会議」を設けることとされ、その中で両事業の調整が図られることとなった。

調整に関しては、①原則として、溪流工事及び急傾斜地で造林の見込みがない場所における工事は砂防工事 ②森林造成を主とする工事及びこれと同時に施行する必要のある溪流工事は治山事業 とすることとし、円滑な事業実施に努めることとされている。

この場合、協議が整ったものについて実施する場合は、保安林の解除は要しないとされている。

また、広島地方砂防治山連絡調整会議で調整されず、個別に調整する必要が生じた案件については、次の手続きフローにより処理されれば、広島地方砂防治山連絡調整会議で調整されたものとする。

【個別案件に係る手続きフロー】



第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

様式1

平成 年 月 日

土木局 様
(砂 防 課)

建設事務所
((維持) 管理課、工務課)

〇〇砂防事業の連絡調整について（依頼）

〇〇砂防事業を計画するにあたり，当該計画区域に保安林等が存します。

ついては，広島地方砂防治山連絡調整会議以降の案件となりますので，個別案件として協議して下さい。

1 計画概要

2 事業実施の必要性

3 添付図書

- ☐ 位置図
- ☐ 計画平面図（指定区域も併せて表示）
- ☐ 現況地番図（指定区域も併せて表示）

2. 砂防指定地および地すべ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）

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P91 より＞

昭和49年4月19日 建河砂発第20号
各都道府県土木部長あて
建設省河川局砂防課長

2.1 総 説

- (1) この基準（案）は砂防法または地すべり等防止法にもとづき砂防指定地および地すべり防止区域内（以下「指定地」という。）において宅地造成，ゴルフ場造成，農業構造改善事業および土砂採取等（以下「造成地」という。）土地の形質の変更をとまなう工事（以下「造成工事」という。）を実施する場合の審査基準となるものである。
- (2) 地質，土質，地形，下流々域の経済効果，降雨記録等を考慮してこの基準（案）によりがたい場合は指定地の管理者において新たな基準を作成し，これにもとづいて管理するものとする。
- (3) 前項によって新たな基準を作成する場合には，本省と協議するものとする。

2.2 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) 法面処理

① 法面の長さが合計20m以上となる盛土については原則として少なくとも法長の1/3以上は擁壁工，法わく工等の永久工作物とし20m以下についてもこれに準じて取扱うものとする。

② 法面は必ず芝等によって処理するものとし裸地で残してはならない。この場合の勾配は1.5割より緩い勾配で仕上げなければならない。

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。

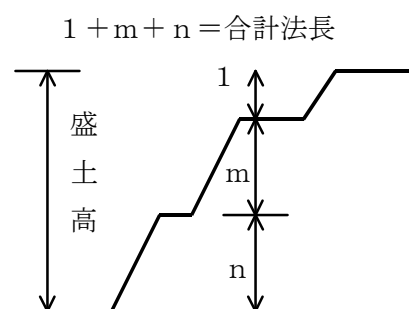
(4) 盛土の禁止地域

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

(5) 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さけるものとする。

② ただし流域面積0.1km²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

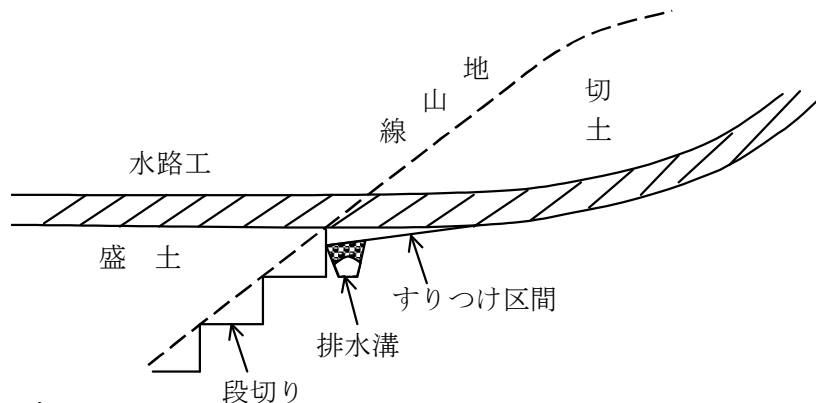


ないものはこの限りでない。

- ③ 上記ただし書きの埋立てを行なう場合には埋める以前の溪流にそった縦断図にもと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 $F S \geq 1.2$ とするため法尻に土留め擁壁工を施工する等の処理を行なわなければならない。

(6) 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 原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は段切を施工し、その上に盛土を行な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さ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もうけ盛土部分外に排水するよう計画すること。



(7) 切 土

- ① 造成地および附帯道路における切土の高さおよび勾配の基準等は「急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準に関する細部要綱」にもとづくものとする。

2.3 地すべりに対する処理

(1) 総 則

- ① 原則として地すべり防止区域内には造成工事を計画してはならない。
- ② やむを得ず地すべり防止区域内に造成工事をする場合には、「地すべり等防止法」の制限行為を厳守すること。
- ③ 上記のほか「規制外行為」についても下記事項を十分、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な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%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 第Ⅳ節の基準に従うこと。
 - 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を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。

2.4 排水施設

(1) 計画流量

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。

$$Q = \frac{1}{360} C \cdot i \cdot A \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

Q : 雨水流出量 (m^3/sec)
 C : 流出係数
 i : 降雨強度 (mm/hr)
 A : 排水面積 (ha)

なお、降雨強度 i については当該造成地近傍の雨量観測所における100年確率時間雨量以上とし、概往最大時間雨量を下まわらない雨量とする。

ただし、雨量観測所と当該造成地との標高差が300m以上の高所の場合には上記雨量の 20%～40%の増の雨量を採用するものとする。

又、上記によって計算された流量に10%程度の含砂量を見込むものとする。

流出係数については、三紀層山地0.7～0.8、起伏ある土地および樹林0.5～0.75、平坦な耕地0.45～0.60、水田0.7～0.8とし、宅地造成後の地域は、0.85～1.0、パイロット事業地、ゴルフ場0.75～1.0とする。

尚、これらのものが、混在する場合は面積加重平均として計算するものとする。

(2) 排水路（造成地内）

① 平面開水路

イ．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もとづいて行うこと。

ロ．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上にて処理するものとする。

ハ．開水路法線、勾配は急激な折線をさけ、又流水のエネルギーを減殺するため合流地点、水路延長、おおむね100m以内毎および流末端に溜柵を設け、又その最終端には、フトン籠等をおいて洗堀を防止すること。

ニ．水路の構造は、水による侵食および水の浸透を起さない構造としなければならない。

ホ．開水路の流速は常流々速の範囲とする。

へ. 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、杭打等の基礎処理を行うこと。

② 暗渠工

イ. 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。

ロ. 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。

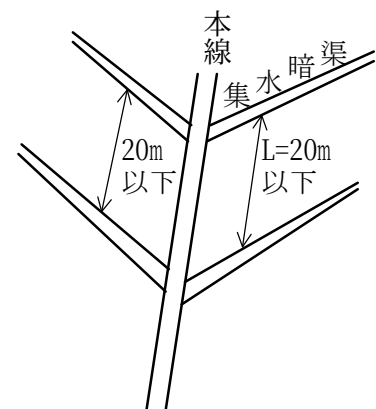
ハ. 小段のある盛土の場合には、土質に応じ小段毎に暗渠工をもうけ、すみやかに表流水および伏流水を排除するものとする。

ニ. 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または盲暗渠等の構造とする。

ホ. 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。

ヘ. 支溪がない場合、また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もうけるものとする。

ト. 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。



(3) 流末処理

① 上流流域が造成工事されることによる下流河川の流量の増加量の算定には^{ラショナル}Rational公式を用いるものとしてその基礎となる計画雨量は下流が国土保全上重要な河川（直轄砂防実施河川，都市砂防河川）については確率年数100年以上の雨量，その他の河川については確率年数50年以上の雨量とし，この雨量によって計算された流量に10%程度土砂含入率を見込むものとする。

ただし、いずれの場合にあっても既往最大雨量を下回らないようにする。

② 上記の方法が困難な場合には、上流流域が造成工事がなられることによる下流河川の流量増率については次式によって推定計算するものとする。

$$q_a = \alpha \cdot \beta \cdot P + (1 - P)$$

q_a ：造成による流量増加比

α ：洪水到着時間が造成によって短くなったための計画雨量強度の増大比
(パイロット，ゴルフ場1.2～1.4，宅地1.4～1.6)

β ：造成による流出率の増大比 $\left[\frac{\text{造成後の流出率}}{\text{造成前の流出率}} \right]$

P ：流域面積に対する宅地造成面積の造成比 $\left[\frac{\text{造成面積}}{\text{流域面積}} \right]$

③ 上記により算出した流量増分については、造成者側においてその影響が下流河川において無視し得る程小さくなるまでの区間にわたり流路工による河床の掘削，河積の拡大等の砂防工事を実施するか，または2.5 節の遊水池による処理を行わなければならない。

2.5 遊水池

(1) 容 量

10ha以上の大規模な造成工事，残流域，他流域からの流入のある造成工事については「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」（河川局治水課）にもとづいて容量を決定するものとし，その他の小規模な造成工事にもとづくものについては下記の式によって容量を推定するものとする。

$$V_w = 10 \cdot R (f_1 \cdot A_1 + f_2 \cdot A_2)$$

V_w ：遊水池の容量 (m³)

R ：既往最大5時間総雨量 (mm)

A_1 ：造成地内人工面積 (ha)

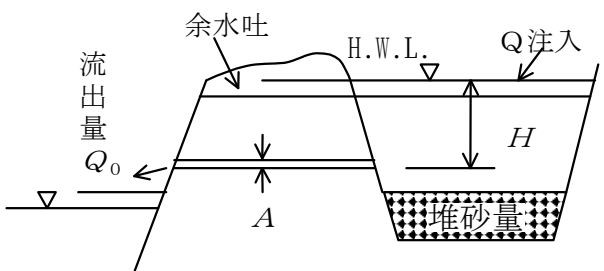
f_1 ： A_1 に対する流出係数

A_2 ：造成地内自然地面積 (ha)

f_2 ： A_2 に対する流出係数

(2) 構 造

- ① 構造は地盤掘込方式を原則とし，地質が悪い場合には法履工を施工すること。
- ② やむを得ず築堤方式とする場合には，上流よりの土砂の流入によって溢流する危険のない場所に設置し築堤の構造は「河川砂防技術基準」にもとづく堤防と同程度の構造とする。ただし，高さは3m以下とすること。水位下降速度が5mm/分以上となる場合はコンクリートのダム構造とすること。
- ③ 遊水池の流出には，堆砂容量を確保した高さ以上に流出孔を設け，さらに余水吐をも設置すること。
- ④ 流出孔の大きさは，オリフィスによる下記の式にもとづく流量によって決定すること。



$$A < \frac{0.377 Q_0}{\sqrt{H}}$$

A ：流出孔の段面積 (m²)
 Q_0 ：開発前の最高流量 (m³/sec)
 H ：池の最高水位 (m)

⌈

池の容量
 —————
 池の面積

⌋

(3) その他

- ① 遊水池は土砂，芥，流木等によってその機能がそこなわれないよう絶えず管理しなければならない。

2.6 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にはその数字により約10ヶ年分の貯砂容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には、次式によって推定し貯砂量を算定する。パイロット事業、ゴルフ場造成等で地表が20m以上客土または耕耘される場合は盛土として取扱う。

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

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

$$VS_1 + VS_2 = V$$

A_1A_2 : 盛土および切土部分の面積 (ha)

X : 1 ha当たり1年間流出土砂量 (100~200m³/ha/year)

(2) 構造

- ① 沈砂池の構造はコンクリートダム構造とし「河川砂防技術基準」にもとづく砂防ダム程度の構造とする。

- ② 沈砂池は遊水池と兼用としてもよいが、この場合はすべてコンクリート構造とする。

(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、嵩上げ等の処置を造成者側で構ずるものとする。

- 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別途流出を防止し計画貯砂容量にこないようにしなければならない。

2.7 擁壁工等

- (1) 擁壁工等を設置する場合、その構造は「急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準に関する細部要綱」にもとづくものとする。

- (2) 擁壁工等の背後の排水には十分留意し、水抜穴はその機能が常に発揮し得るよう管理すること。

2.8 自然環境の保全

- (1) 砂防指定地を造成する場合、最低限度下記の率で従来の自然環境を残留させなければならない。

宅地造成等10%，ゴルフ場40%

- (2) 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。

2.9 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、1 ha当たり400m³~600m³の貯砂容量をもつものとする。

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」にもとづく砂防ダム程度の構造とする。

④ コンクリートの防災ダム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以下とし余水吐をもうけ、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字溝を法面の直下を敷設した場合、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字溝の傍が洗掘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、道路面の洗掘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。

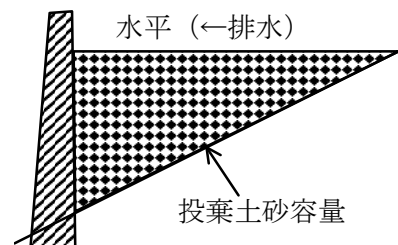
(5) 捨 土

① 土留ダム

イ. 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。

ロ. やむを得ず、溪間に投棄する場合には「河川砂防技術基準」にもと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。

ハ. 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以上とし土捨面の排水については十分考慮するものとする。

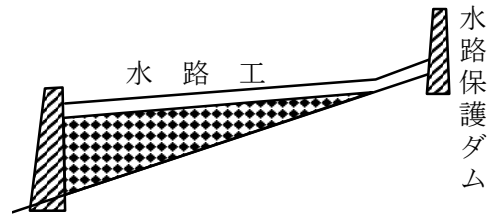
ニ. 地形上やむを得ず水平より急に投棄する場合には必ず投棄土砂の上に水路を設置し流水が投棄土砂に接触しないようにしなければならない。

又水路保護のため、上流にダムを必ず設置しなければならない。又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。

ホ. 捨土ダムの設置位置の決定にあつ

ては、必ず砂防指定管理者と事前に協議しなければならない。

ヘ. 捨土ダムの将来の維持管理は、砂防指定地管理者と協議して定める。



② 捨土地の緑化

イ. 捨土の流水に接触しない部分は必ず緑化行わなければならない。

ロ. 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。

ハ. 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。

ニ. 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

① 工事の順序としては、防災ダム、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。

② 工事の着工に際しては造成者は管理者と協議の上、工程表を作成し施工中はこれを尊重しなければならない。なお止むを得ない理由によって工程表との間にズレを生じた場合には、災害の生じないよう適切な工程に改め管理者と協議しなければならない。

(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、栗石等の防災器機を準備し、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。

2.10 その他

(1) 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のを防止するための砂防工事については、造成者および砂防指定地管理者において協議のうえ、防災に対する措置を講ずるものとする。

(2) 造成地内に砂防設備地すべり防止施設が存在し、造成によって埋殺し等その機能が消滅する場合には造成者は原則としてその代替施設を築造するものとする。代替施設は消滅した砂防施設等と同様の機能を有し、その設置位置は、指定管理者の指示に従うものとし、施工は造成に先立って行わなければならない。

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

- (3) 指定地の管理者は上項の事態が発生した場合および砂防指定地の解除を必要とする開発の場合には「昭和44年3月7日建設省河砂発第10号」にもとづき、すみやかに砂防部長の承認を受けなければならない。
- (4) 造成地の下流河川が砂防指定河川であり、砂防工事が治水五ヶ年計画に計上されており、かつ将来3ヶ年以内に工事が予定されている河川については、流末処理等の工事を砂防管理者と造成者との合併施工を実施してもよい。この場合のアロケーションは原則として流量比によるものとする。
- (5) 造成者が施工した防災工事の遊水池、沈砂池等の管理については造成者、市町村長および指定地管理者において協議し決定するものとする。
- (6) 造成者の施工する砂防工事、合併施工による砂防工事ともにその構造は「河川砂防技術基準」にもとづく程度とする。

3. 砂防指定地内を通過する四車線以上の自動車専用道路およびこれに準ずる道路（将来計画によって四車線以上となるものを含む）の構造基準（案）

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P102 より＞

〔 昭和49年7月1日 建河砂発第41号
各都道府県土木部長あて 建設省河川局砂防課長 〕

標記について砂防法の規定によって処分する場合には下記事項を留意の上処理するものとする。

記

（高速道路の定義）

砂防指定地内を通過する四車線以上の自動車専用道路およびこれに準ずる道路（将来計画によって四車線以上となるものを含む。）以下「高速道路」という。

3.1 橋梁工

（1）橋梁の構造を決定するための砂防計画

- 1) 砂防指定地内を通過する高速道路が指定区域地内の河川（以下砂防河川という）を横断する場合には既存の河川断面，砂防計画にかかわらず新砂防計画を策定し，これに基づいて高速道路の構造を定めるものとする。ただし，これにより難しい場合には本省に協議するものとする。
- 2) 新砂防計画の策定にあたってはその基礎となる計画雨量は国土保全上重要な河川（直轄砂防実施河川，都市砂防河川）については確率年数100年以上の雨量，その他の河川については確率年数50年以上の雨量とし，この雨量によって計算された流量に土砂含入率を見込むものとする。ただし，いずれの場合にあっても既往最大雨量を下廻らないようにし，できるだけ洪水痕跡等より既往の高水流量を調査し，算出された流量が既往の高水流量を下廻らないよう留意するものとする。

土砂含入率の基準は砂防工事が施工済の砂防河川においては5%以上，施工中の砂防河川においては10%以上，未施工の砂防河川においては30%以上とする。

ここでいう施工済とは道路法線確定時点において当該地点の砂防設備が新しく策定する新砂防計画に照らして十分であり，その時点において計画の改訂を考えていない場合をいい，施工中とは道路法線確定時点において当該地点上流の新砂防計画が未完了で残計画が存する場合をいう。

又，流量の算定にあたっては将来の開発等の流域変更による流量の増大を十分考慮するものとする。

（2）橋梁の設計基準

- 1) 橋台の位置，橋梁の方向，橋脚の形状等橋梁の設計基準は次の通りとし，次項以下に特に定めていない場合にはすべて「砂防指定地内の河川における橋梁設置基準（案）」によるものとする。
- 2) 支間長は計画高水流量により次の通りとする。

500m ³ /sec未満	20m以上
500m ³ /sec以上	30m以上

ただし、高水位法線の幅が上記以下の場合は高水位法線の幅以上とし、高水位法線の幅が30m以下の河川では中間に橋脚を設けてはならない。

- 3) 高速道路が現在および将来砂防工作物の築造および管理上必要と認められる砂防河川を横断する場合には橋梁、暗渠にかかわらず幅員3.0m以上、空間高3.0～4.5mの管理用通路を設けなければならない。

この通路は水防緊急活動等に必要でかつ、高水位法線幅が5m以上の河川には原則として兩岸に設けるものとする。

ただし、おおむね100m以内にこれに代わる道路がある場合にはこの限りでない。

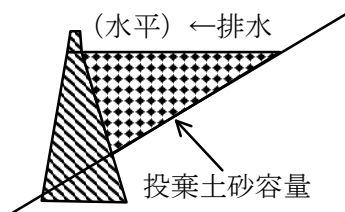
3.2 土工

(1) 流域の変更

道路法線の計画にあたり流域の変更は極力避けること。やむを得ず流域の変更を行う場合、流量変化による下流砂防河川の疎通能力の確保、旧河川敷地の処理等に関する工事はすべて高速道路側において負担する。

(2) 残土の処理

- 1) 掘削残土は出水による流出の恐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。
- 2) やむを得ず溪間に投棄する場合には「河川砂防技術基準」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。

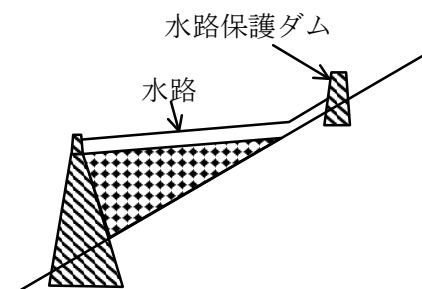


- 3) 投棄された土砂が流出する恐れがある場合に設けるダムの高さは土砂量が縦断計画上現河床とダム天端から水平に引いた線の間に収容できる容量をもつ高さとする。

ただし、高さの限度は原則として15m以下とし土捨て面の排水については十分考慮するものとする。

- 4) 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捨て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。

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



- 5) 土留ダムの設置位置の決定にあたっては必ず砂防指定地管理者と協議しなければならない。
- (3) 盛土に対する処理
 - 1) 盛土の高さは極力低くするよう努めるものとする。
又、15m以上となる場合には必ず最も危険と考えられる断面について安定に対する検討を行うものとする。
 - 2) 地山と盛土の間は原則として凹地を残さず残土で埋め戻すものとし、やむを得ず凹地が残る場合は完全な排水設備を施して雨水が溜まる状態にならないようにしなければならない。
- (4) 法面処理
 - 1) 盛土の法面は必ず芝等によって処理するものとし裸地で残してはならない。
 - 2) 法面の末端が流水に接触する場合には盛土の高さにかかわらずその溪流の計画高水位に余裕高を加えた高さまで永久構造物で法面を処理しなければならない。
- (5) 排水処理
 - 1) 山腹法面を切土または盛土する場合に山側に設ける排水路は土砂の流入を考慮して十分な断面とするものとする。
 - 2) 排水路の流速は極力射流とならないように、又法線および勾配は急激な折線を生じないように計画し排水口には溜枳を設ける等流水のエネルギーを減殺する工法とし、溜枳の下流には溢流による洗掘を防止する施設を施工するものとする。
 - 3) 集水については極力集水域の変更がないように側溝、排水位置を検討し、また排水の終末は未改修または不完全な水路などに改修することなく放流しないように計画するものとする。

3.3 工事施工中の注意事項

- 1) 土の掘削まき出し等の大土工、護岸の改築等の工事は原則として融雪期、梅雨期、台風襲来期以外の時期に実施するものとする。
- 2) 工事の工法、工程についてはあらかじめ砂防指定地管理者と着工前に十分打ち合わせを行うものとする。
- 3) この工事施工中にこの工事に起因して第三者に与えた損害はすべて高速道路側で処理するものとする。

3.4 その他

- 1) 高速道路の横断箇所付近の砂防工事でその実施が治水5ヶ年計画に計上されているもの等については高速道路工事と同時施工が可能なように極力繰上げ施工に努めるものとする。
- 2) 高速道路に起因する流量増にもとづく工事が砂防工事と時期的に合致する場合には合併して施工することができる。この場合のアロケーションの基礎は流量比等によるものとする。

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

- 3) 高速道路側がその費用を負担する砂防工事および砂防に関する調査についてはその実施について砂防指定地管理者と協議するものとする。
- 4) 高速道路側が所有する土地上に高速道路側が設置した工作物で砂防の機能を兼有し、指定地管理者が管理することが適当な工作物およびその土地については将来の維持、管理を含め指定地管理者と協議の上引継ぐことができるものとする。
- 5) 現在は砂防指定地に指定されていないが新たに策定された5ヶ年計画等によって遠からず砂防指定地に指定される地域を通過する場合にも前記各号に準じて取扱うのが望ましい。
- 6) この構造基準により難しい場合またはこの基準に定めていない事項については指定地管理者および高速道路管理者が協議し本省と連絡の上決定するものとする。
- 7) この基準が施行された時すでに審査済であるが未許可のものおよび審査中のものでこの基準を下廻る構造のものについては本省と連絡の上処理するものとする。

4. 砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準（案）

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P99 より＞

〔 昭和49年7月1日 建河砂発第40号
各都道府県土木部長あて 建設省河川局砂防課長 〕

4.1 一般的基準

橋梁は砂防指定地内における地形、地質、流木の流出、流出土砂量等を勘案して「河川管理施設等構造令」（案）にもとづく構成に下記の各号に定めた条項を付加した構造とする。

4.2 桁下高

橋梁の桁下高は計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。

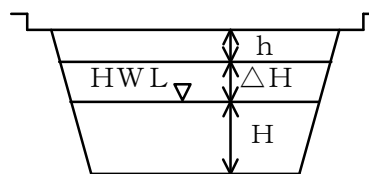
H：計画高水位

ΔH ：河川としての余裕高

h：橋梁としての余裕高

$H + \Delta H$ ：計画護岸高

$H + \Delta H + h$ ：桁下高



4.3 余裕高

- (1) 河川としての余裕高は原則として、ラショナル式によって計算された計画高水流量によって決定するものとし、下表の数字を下まわってはならない。

計画高水流量	余裕高
200m ³ /sec未満	0.6m
200m ³ /sec～500m ³ /sec	0.8m
500m ³ /sec以上	1.0m

ただし、余裕高は河川勾配によっても変化するものとし、計画高水位（H）に対する余裕高（ ΔH ）との比（ $\Delta H/H$ ）は下表の値以下とならないようにすること。

勾配	1/10未満	1/10以上 1/30未満	1/30以上 1/50未満	1/50以上 1/70未満	1/70以上 1/100未満	1/100以上 1/200未満
$\Delta H/H$ 値	0.5	0.4	0.3	0.25	0.20	0.10

- (2) 橋梁としての余裕高は $h = 0.5\text{m}$ を原則とし、現況または現計画で河川としての余裕高が前項の高さを上廻っているときでも原則として 0.5m とする。

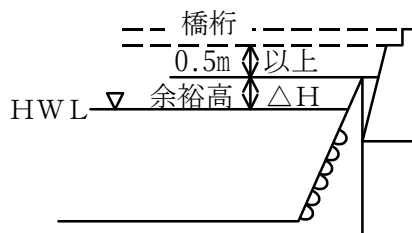
4.4 支間長

支間長（斜橋または曲橋の場合には洪水時の流水方向に直角に測った長さとする。）は計画高水流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が500m³/sec未満の河川では15m以上、500m³/sec以上、2,000m³/sec未満の河川では20m以上とする。単径間の場合は高水位法線幅以上とすること。

ただし、高水位法線の幅が30m以下の河川では、原則として中間に橋脚をもうけないものとする。

4.5 橋 台

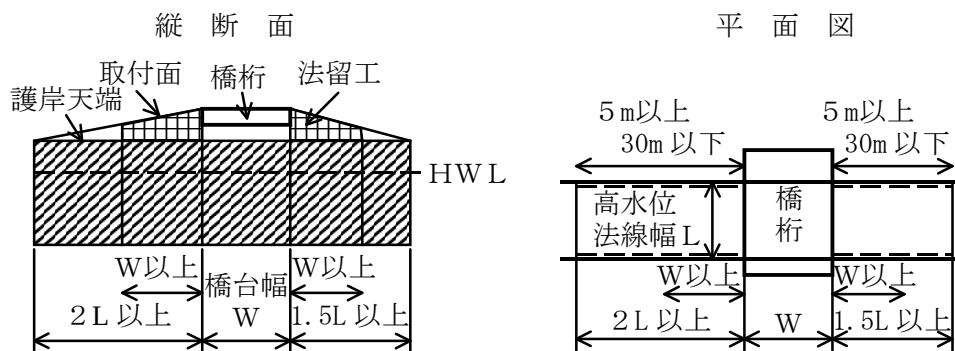
- (1) 橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させてもうけるものとし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようめらかに接続すること。



- (2) 橋台は原則として自立式とする。ただし、支間長5m以下で幅員2.5m未満の橋梁においては、この限りではない。
- (3) (1)項後段で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうけた橋台の基礎敷高は、護岸の基礎と同高またはそれ以下とする。

4.6 橋梁設置に伴う護岸

- (1) 未改修河川に施工する場合、橋台の前面およびその上下流部の川表の法面に上下流それぞれの橋の幅員と同一の長さ以上の護岸を施工する。
- (2) 橋台①項後記で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうける時は橋台の上流側に高水位法線幅の1.5倍以上、下流側に2.0倍以上の護岸をもうけるものとし、その長さが橋梁の幅員に満たない場合は幅員までとする。
- (3) 前記両項によって計算された長さが5m未満となる場合には5m、30m以上となる場合には30mとする。



- (4) 護岸高さについては、計画高水位に河川の余裕高を加えた高さとし、橋台の上下流でそれぞれ橋の幅員と同一の長さの区間の護岸の上部には原則として、法留工を施工するものとする。

4.7 橋 脚

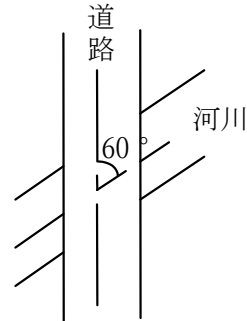
- (1) 橋脚の形状は原則として、小判型または円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。
- (2) 底版の上面の深さは原則として、計画河床から2m以上低くするものとし、最低河床高が計画河床高より2m以上低い場合は最低河床高以下とする。
- ただし、直下流に床固、帯工等の河床低下防止工が存在する場合、または基礎が岩盤である場合はこの限りではない。

4.8 橋梁の位置

橋梁の架橋位置は河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、河川勾配の変化点、湾曲部はできる限りさけること。

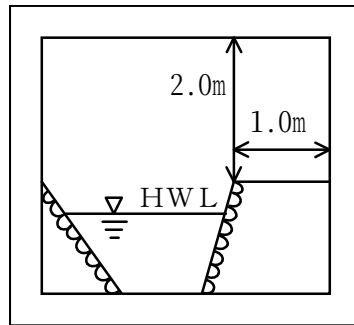
4.9 橋梁の方向

橋梁の方向は原則として洪水時の流心方向と直角にすること。やむを得ず斜橋となる場合でも、三径間以上で横過する場合は河川を中心線と道路の中心線の交角は極力 60° を越える角度で交叉させるように努めるものとする。



4.10 暗 渠

- (1) ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用をさけること。
- (2) 止むを得ず使用する場合には、下図の基準にもとづき管理部分を付加するものとする。



- (3) 未改修の砂防河川に施工する場合は、上下流に設ける護岸延長は、橋梁の場合に準じ施工し洪水を円滑に暗渠内に流入し得るように計画すること。

暗渠によって原河川が短縮し河床勾配が急になる場合は、下流側に減勢工をもうけ、在来水路に悪影響なく取付けること。

- (4) 常時流水のある溪流を横断する場合、流水をヒューム管によって処理することは極力さけること。

ただし流域面積 0.1km^2 以下で流域でやむを得ずヒューム管によって処理する場合には、上流側にスクリーンダム「柵」等をもうけ、土砂、ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ断面は流量計算の2倍以上とする。

又計算流量の2倍とした管径が60cm以下の場合は管径を60cmとすること。

- (5) 暗渠等は本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、止むを得ずヒューム管等を使用する場合には地盤の沈下によって盛土内で折れまがらない様な構造とすること。

5. 橋梁および取付道路の工事費用の負担

5.1 河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について

< 砂防関係法令法例規集 18年版 P944 より >

昭和43年8月1日 各地方建設局長 北海道開発局長 各都道府県知事 各指定都市の市長 日本道路公団総裁 首都高速道路公団理事 阪神高速道路公団理事長	} あて	建設省都街発第 31号 建設省河治発第 87号 建設省道総発第240号 建設省都市局長 建設省河川局長 建設省道路局長

標記について、今後下記により取り扱うこととしたので、その取扱いについて遺憾のないようにされたい。

記

- (1) 相互に関連する河川工事および道路工事により必要となる既存の河川に係る橋梁および取付道路の改築に要する費用については、次の定めるところによるものとする。
 - ① 橋梁が質的に改良される場合においては、橋梁の改築に要する費用は河川管理者および当路管理者がそれぞれの2分の1を負担する。ただし、橋梁の拡幅のため必要となる費用は、道路管理者が負担する。
 - ② 橋梁が質的に改良されない場合においては、橋梁の改築に要する費用は、河川管理者が負担する。ただし、橋梁の拡幅のため必要となる費用については、道路管理者が負担する。
 - ③ ①の場合において、取付道路の改築に要する費用は河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担し、②の場合において、取付道路の改築に要する費用は、河川管理者が負担する。ただし取付道路の拡幅のため必要となる費用は、道路管理者が負担する。
- (2) 河川工事により必要となる既存の河川に係る橋梁および取付道路の改築に要する費用は、(1)に定める場合を除き、河川管理者が負担するものとする。
- (3) 道路工事により必要となる既存の河川に係る橋梁および取付道路の新設または改築に要する費用については、(1)に定める場合を除き、次に定めるところによるものとする。
 - ① 橋梁および取付道路の新設または改築は、当該河川の改修計画に合わせて行うものとし、これに要する費用は道路管理者が負担する。
 - ② 橋梁および取付道路の新築または改築が当該河川の改修計画の実施に先行して暫定的に行われた場合においては、後に当該改修計画が実施されることにより必要となる当該橋梁および取付道路の改築に要する費用は、道路管理者が負担する。ただし、当該改修計画が著しく変更されて実施される場合には、当該橋梁および取付道路の改築に要する費用は、河川管理者および道路管理者がそれぞれの2分の1を負担する。
- (4) 新たに開削される河川が既存の道路を横過するために必要となる橋梁および取付道路の新設に要する費用または既存の河川について不要となる橋梁の撤去、河川の埋戻し等に要する費用については、次に定めるところによるものとする。

- ① 橋梁および取付道路の新設に要する費用は、②に定める場合を除き、河川管理者が負担する。ただし既存の道路より橋梁を拡幅するため必要となる費用については、その費用のうち、道路の一連の工事として実施される幅員の範囲内に係るものは、河川管理者および道路管理者がそれぞれの2分の1を負担し、それ以外に係るものは、道路管理者が負担する。
- ② 新設される橋梁と既存の河川の橋梁が道路の同一路線にある場合において、橋梁の新設により既存の河川の橋梁が不要となり、かつ新設される橋梁が不要となる橋梁に比べ質的に改良されるときは、橋梁および取付道路の新設に要する費用は、河川管理者および道路管理者がそれぞれの2分の1を負担し、既存の河川において不要となる橋梁の撤去、河川の埋戻し等に要する費用は、河川管理者が負担する。ただし、新設される橋梁と不要となる橋梁との前後道路の幅員が著しく異なるときは、河川管理者および道路管理者が協議して費用の負担区分を定める。
- (5) 相互に関連する河川工事および道路の新設工事に必要となる新たに開削される河川に係る橋梁および取付道路の新設に要する費用は、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担するものとする。
- (6) この通達の適用前に架設されている橋梁が地盤沈下により低下している場合において、河川工事により必要となる橋梁および取付道路の嵩上に要する費用は、①または②の定めにかかわらず、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担するものとする。
- (7) この通達の適用後に架設された橋梁および取付道路が地盤沈下により嵩上の必要が生じた場合においては、その嵩上に要する費用は、道路管理者が負担するものとする。ただし、架設後における河川の改修計画の変更により橋梁および取付道路の嵩上の必要を生じ、当該嵩上を地盤沈下により必要となる嵩上と同時にこなう場合においては、すべての嵩上に要する費用は河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担するものとする。
- (8) この通達は、河川工事については直轄河川改修事業、中小河川改修事業、小規模河川改修事業、高潮対策事業、災害関連事業または災害助成事業に係る河川工事に、道路工事については高速自動車国道、一般国道（特殊改良3種事業の対象となったものを除く。）または国庫補助事業もしくは有料道路事業の対象となった都道府県もしくは地方自治法第252条の19による指定都市の市道に係る道路工事について適用するものとする。
- (9) この通達に定めのない事項、この通達の適用に関し疑義を生じた事項またはこの通達により難い事情のあるものについては、関係者が協議のうえ定めるものとする。

5.2 河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について
(建設省都市局長，河川局長，道路局長通達) について解説

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P946 より＞

	昭和 43 年 8 月
建設省	都 市 局
	河 川 局
	道 路 局

I 定義等

- (1) 本通達および本解説における用語の定義は次のとおりとする。
 - ① 「橋梁の新設」とは，撤去の対象となる橋梁のない場合の橋梁の新設をいう。
 - ② 「橋梁の改築」とは，撤去の対象となる橋梁のある場合の橋梁の新設または既設橋梁の拡幅，継足，嵩上をいう。
 - ③ 「橋梁の質的改良」とは，木橋の永久橋化，設計荷重の増大，支間の拡大等をいう。
- (2) 河川管理者および道路管理者の費用負担の割振は，原則として幅員比または面積比により積算し，架空設計による積算は行わない。
- (3) 橋梁の新設または改築に要する費用には本工事費のほか，準備工事，護岸工事，旧橋撤去，附帯設備等の工事費および調査設計委託費等の間接費を含む。
- (4) 取付道路の新設または改築に要する費用には，本工事費のほか，用地および補償費，準備工事，水防用道路の補償工事，附帯設備等の工事費および調査設計委託費等の間接費を含む。

II 逐条解説

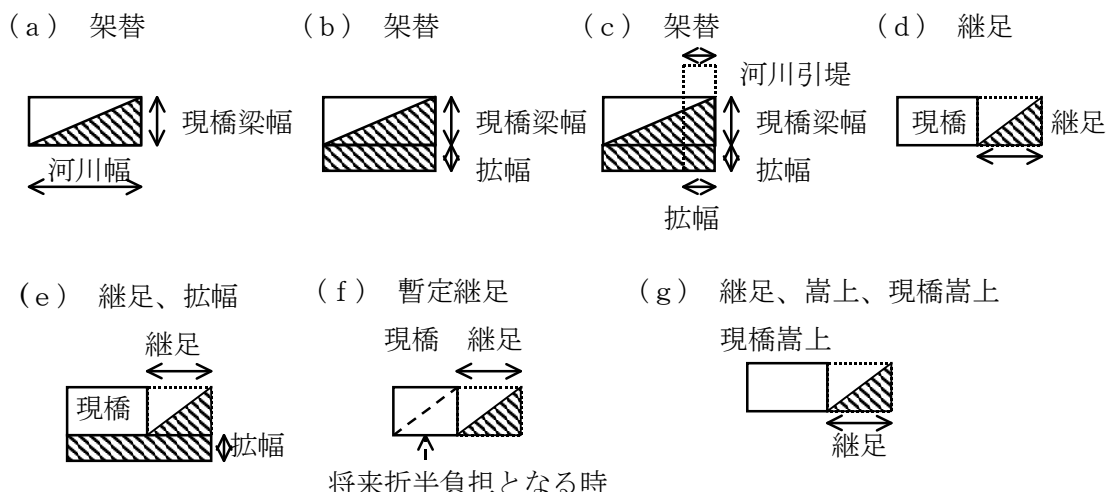
1. 相互に関連する河川工事および道路工事により必要となる既存の河川に係る橋梁および取付道路の改築に要する費用については，次に定めるところによるものとする。
- (1) 橋梁が質的に改良される場合においては，橋梁の改築に要する費用は，河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担する。ただし，橋梁の拡幅のため必要となる費用は，道路管理者が負担する。
 - (2) 橋梁が質的に改良されない場合においては，橋梁の改築に要する費用は，河川管理者が負担する。ただし，橋梁の拡幅のため必要となる費用は，道路管理者が負担する。
 - (3) (1)の場合において取付道路の改築に要する費用は，河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担し，②の場合において取付道路の改築に要する費用は，河川管理者が負担する。ただし，取付道路の拡幅のため必要となる費用は，道路管理者が負担する。

解 説

- 1-1 本項から3項までは、既存の河川に係る費用負担を規定したものである。
- 1-2 本項がこの通達の骨子であり、改築される橋梁が質的に改良される場合には、河川管理者および道路管理者は、事前に十分な協議を行って双方の事業の円滑な実施を図るものとする。
- 1-3 「相互に関連して」とは、原則として向う5カ年以内にそれぞれ改修または改築が行われる場合をいう。
- 1-4 橋梁の拡幅によって必要となる費用は、河川の引堤分についても道路管理者が負担する。
- 1-5 既設橋梁が河川の改修計画に合っていない場合または当該河川の基準支間長末端の場合において、当該橋梁の幅員をこの通達の適用後に、暫定的に拡大した場合（主として歩道部の暫定的添加をいう。）は、将来橋梁を改築する際においては、本項ただし書を適用しこの幅員増分は道路管理者が負担する。
- 1-6 被災して災害採択された橋梁が河川の改修計画に基づく河川工事の合併として継足、嵩上を行う場合において、新たに架設される橋梁が被災前の橋梁より質的に改良されるときは、新たに架設される橋梁および取付道路に要する費用から災害復旧費用を控除した費用を、両者が折半負担し、質的に改良されないときは、河川管理者が負担する。ただし、橋梁の拡幅のため必要となる費用は、道路管理者が負担する。
- 1-7 橋梁の質的改良については「定義等」に示したとおりであるが、このうち「支間の拡大」については次に掲げるところによる。
- (1) 現橋が河川の基準支間長未満であり、改築される橋梁が基準支間長以上となる場合には、質的改良である。
 - (2) 現橋が河川の基準支間長以上である場合には、改築される橋梁の支間が、現橋の支間より拡大されても質的改良ではない。
 - (3) 現橋が河川の基準支間長未満であるが、暫定的に現橋の継足のみを行った場合において、継足区間の支間長が河川の基準支間長以上のときは、質的改良である。
- 1-8 参考図（橋梁）

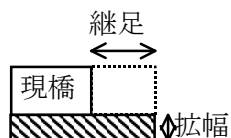
図における白地部分は河川管理者負担、斜線部分は道路管理者負担（以下同じ。）である。

(1) 橋梁が質的に改良される場合



(2) 橋梁が質的に改良されない場合

(a) 継足、拡幅

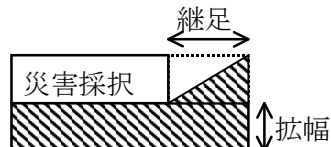


(b) 嵩上、拡幅

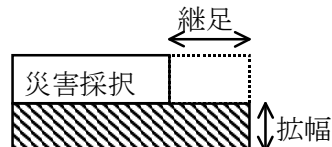


(3) 災害と合併する場合

(a) 被災前橋梁より質的改良のある場合

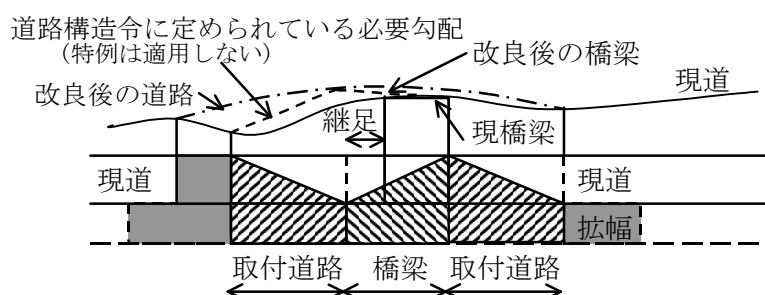


(b) 被災前橋梁より質的改良のない場合



1-9 本項(1)により必要となる取付

道路の改築に要する費用は、橋梁幅員の変更の有無にかかわらず、取付道路の拡幅がなければ両者折半して負担し、取付道路の拡幅のために必要となる費用は、道路管理者が負担する。



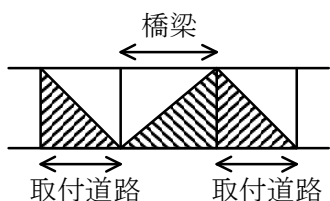
1-10 取付道路の改築に要する費用のうち、折半負担の対象には取付道路の著しい質的改良(縦断勾配の著しい改良、舗装化等)は含まないが、道路管理者の要請で著しい質的改良を行う場合においても、架空設計による積算は極力行わないようにする。

横断勾配の著しい改良がある場合の取付道路の延長範囲は、道路構造令に定められた勾配(特例は適用しない。)で現道へすりつくまでの範囲とする。

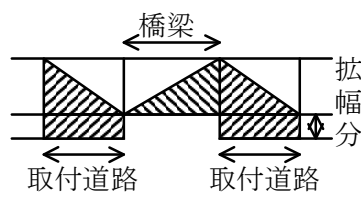
1-11 参考図(取付道路)

(1) 橋梁が質的に改良される場合

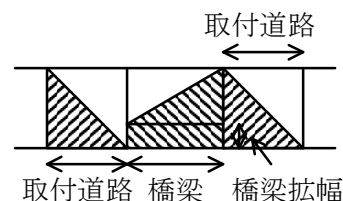
(a)



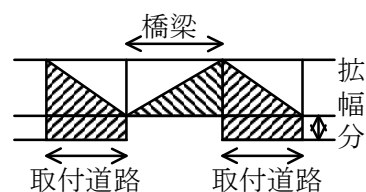
(b)



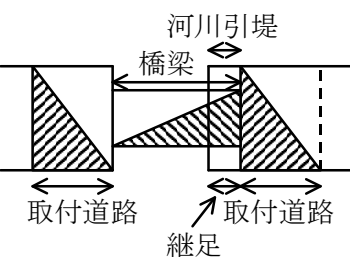
(c)



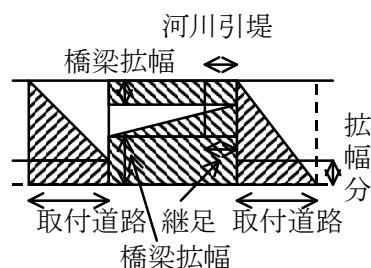
(b)



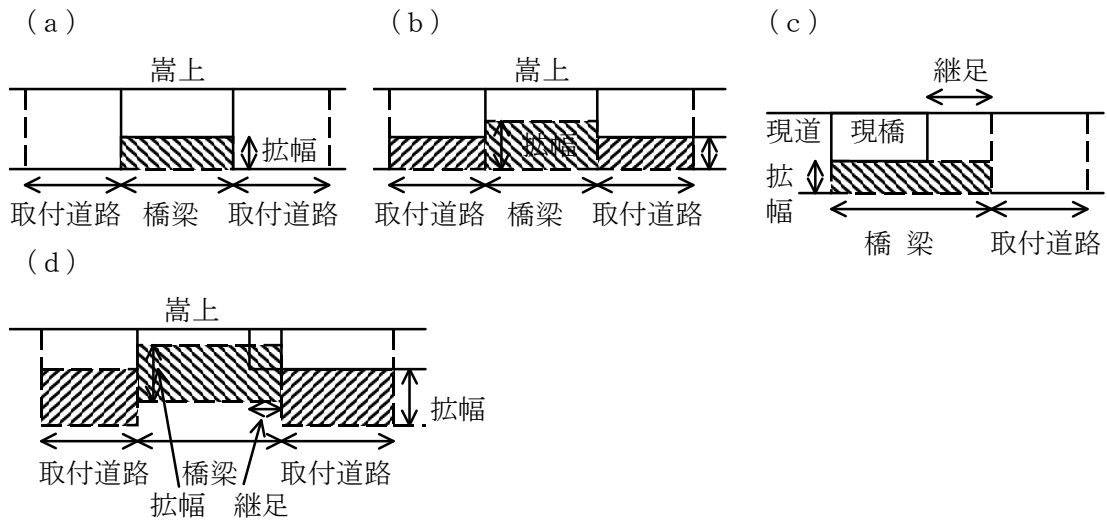
(e)



(f)



(2) 橋梁が質的に改良されない場合

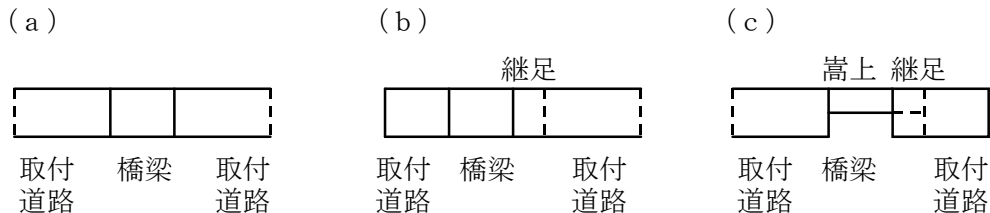


2. 河川工事より必要となる既存の河川の係る橋梁および取付道路の改築に要する費用は、1に定める場合を除き、河川管理者が負担するものとする。

解 説

2-1 本項は、附帯工事の原則を示したものであるが、「Ⅰに定める場合を除き」としたのは、橋梁が質的に改良される場合は、これを積極的に河川管理者および道路管理者が相互に関連する工事としてとりあげる方針としたことによる。従って、本項の規定は、原則として橋梁が質的に改良されない場合に適用する。

2-2 参考図



3. 道路工事により必要となる既存の河川に係る橋梁および取付道路の新設または改築に要する費用については、Ⅰに定める場合を除き、次に定めるところによるものとする。

- (1) 橋梁および取付道路の新設または改築は、当該河川の改修計画に合わせて行うものとし、これに要する費用は、道路管理者が負担する。
- (2) 橋梁および取付道路の新設または改築が、当該河川の改修計画の実施に先行して暫定的に行われた場合においては、後に当該改修計画が実施されることにより、必要となる当該橋梁および取付道路の改築に要する費用は、道路管理者が負担する。ただし、当該改修計画が著しく変更されて実施される場合には、当該橋梁および取付道路の改築に要する費用は、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担する。

解 説

3-1 本項は、改修済の河川または河川の改修計画の実施に先行して橋梁を新設または改築する場合の原則を示したものであるが、「Ⅰに定める場合を除き」としたのは、橋梁を改築する場合で、改築される橋梁が質的に改良される場合は、これを積極的に河川管理者および道路管理者が相互に関連する工事としてとりあげる方針としたことによる。従って本項の規定は橋梁の新設の場合または改築で質的な改良がない場合に適用する。

3-2 「河川の改修計画」とは、直轄河川にあつては工事实施基本計画、補助河川にあつては工事实施基本計画、補助河川にあつては全体計画をいい、いずれも長期計画は対象としない。ただし、工事实施基本計画または全体計画の改訂が明らかな場合には、当該改訂計画をいう。なお、一級河川の指定区間および二級河川で、全体計画の定まっていない河川については近傍類似河川の全体計画等を参考として、早急に当該地点における妥当な計画を策定し（「河川の改修計画」とみなす）、橋梁および取付道路の新設または改築に支障のないようにしなければならない。

3-3 本項において、「これに要する費用」または「改築に要する費用」には、橋梁の新設または改築により必要を生じた限度の河川工事に要する費用を含む。ただし、河川の改修計画に護岸計画があり、架橋地点付近で改修工事により一連の護岸工事を施工している場合には、橋梁の新設または改築に伴って必要となる河川工事には、河川の護岸計画分は含まない。ここに「河川工事」とは、橋台、橋脚の設置に伴って必要となる護岸工事、水防用道路の補償工事等をいう。

3-4 本項において、河川の改修計画に合せて橋梁を架設する場合、将来河川敷地となる道路区間の用地は河川管理者が積極的に買収するよう努める。

3-5 本項②は、道路工事により必要を生じた橋梁の新設または改築は、河川の改修計画に合わせて完成橋梁を架設することが望ましいが、これによることが著しく困難な場合（例えば、引堤計画が相当長期間にわたって実施されない場合で、河川の改修計画に合わせて完成橋梁を架設することが、道路側として著しく先行投資となるとき等）には、暫定的に架設することができるという規定である。この場合には、将来の河川工事によって必要を生じる橋梁の継足、嵩上および取付道路の改築に要する費用は、道路管理者が負担する。ただし、橋梁継足区間の掘削は河川管理者が行う。

なお、暫定的に橋梁を架設した後に河川の改修計画が著しく変更されたため継足、嵩上の追加が必要になった場合には、将来の河川工事によって必要を生ずる橋梁の全区間にわたる継足、嵩上および取付道路の改築に要する費用については、両者が折半して負担する。

3-6 暫定的に橋梁を架設したこと明確にするため、架設時点において次の措置を講じておくものとする。

イ. 将来の継足に対しては、継足側の橋台をピアアバット型式による。

ロ. 将来の嵩上に対してはジャッキアップ可能な構造（例えば、ピアや桁に受台を設ける等）にする。

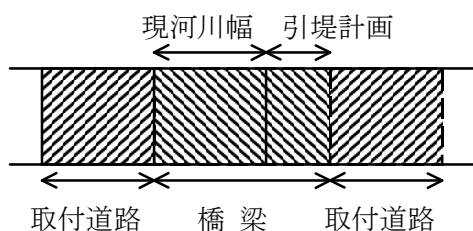
ハ. その他河川の全体計画書、橋梁台帳、橋梁の全体計画図、河川の占用許可書類等の必要書類を保存する。

3-7 河川管理者が橋梁を暫定的に架設することは、河川管理上著しく支障があると認めた場合（例えば、現在無堤地で取付道路等によって上流に著しい影響を及ぼすおそれのある場合等）には、3-5 にかかわらず、橋梁は河川の改修計画に合わせて完成橋梁を架設するものとする。

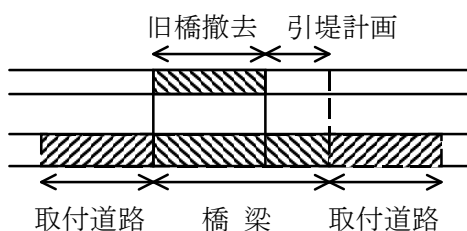
3-8 参考図

(1) 完成橋梁を架設する場合

(a) 新設



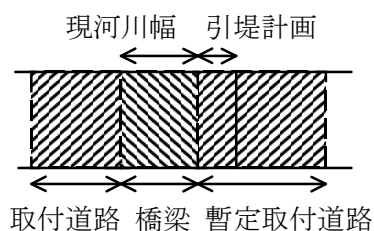
(b) 改築



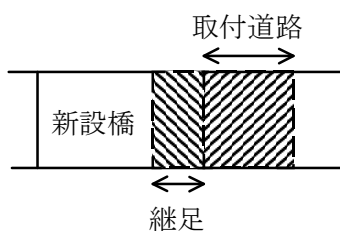
(2) 橋梁を暫定的に架設する場合

(a) 新設または改築

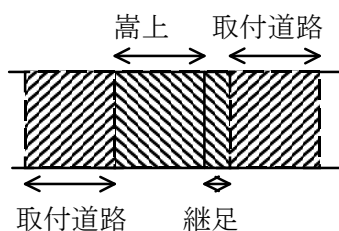
(暫定的架設)



(将来) (継足)

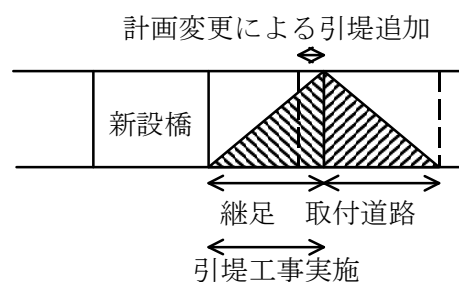


(将来) (継足、嵩上)



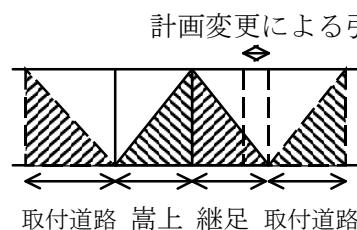
(b) 新設または改築後河川改修計画変更

(将来) (継足変更)



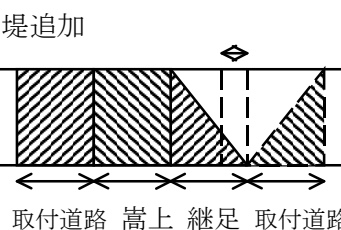
(将来) (継足、嵩上

とも変更)



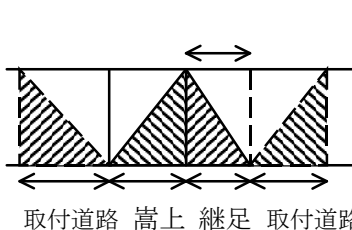
(将来) (継足変更、

嵩上変更なし)



(将来) (嵩上変更、

継足変更なし)

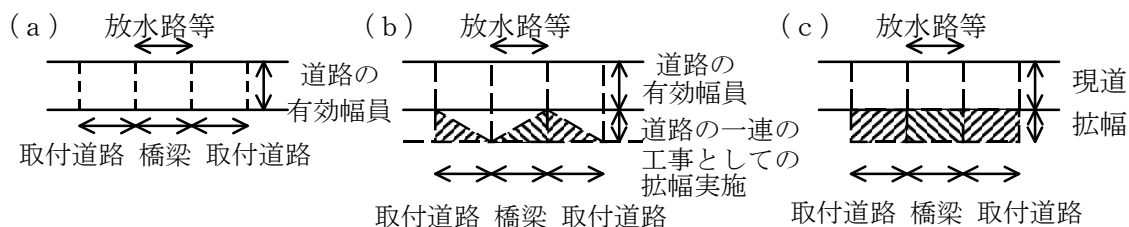


4. 新たに開削される河川が既存の道路を横過するために必要となる橋梁および取付道路の新設に要する費用または既存の河川について不要となる橋梁の撤去、河川の埋戻し等に要する費用については、次に定めるところによるものとする。

- (1) 橋梁および取付道路の新設に要する費用は、②に定める場合を除き河川管理者が負担する。ただし、橋梁の拡幅のため必要となる費用については、その費用のうち、道路の一連の工事として実施される幅員の範囲内に係るものは、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担し、それ以外に係るものは道路管理者が負担する。
- (2) 新設される橋梁と既存の河川の橋梁が道路の同一路線上にある場合において、橋梁の新設により既存の河川の橋梁が不要となり、かつ新設される橋梁が不要となる橋梁に比べ質的に改良されるときは橋梁および取付道路の新設に要する費用は、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担し、既存の河川において不要となる橋梁の撤去、河川の埋戻し等に要する費用は、河川管理者が負担する。ただし、新設される橋梁と不要となる橋梁との前後道路の幅員が著しく異なるときは、河川管理者が協議して費用の負担区分を定める。

解 説

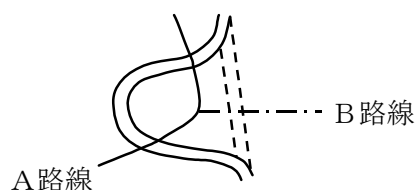
- 4-1 本項および5項は、放水路等新設される河川に係る費用負担を規定したものである。
- 4-2 「新たに開削される河川」とは、放水路、捷水路等をいい、新設する橋梁の有効幅員は、現在道路の有効幅員を基準として定める。
- 4-3 架設する橋梁の橋格は、原則として一等橋とする。
- 4-4 既存の道路を統合して新たに橋梁を架設する場合には、河川管理者は、統合される道路の有効幅員の合計以内の費用を負担する。
- 4-5 「道路の一連の工事」とは、橋梁の新設地点を含めた一連区間の道路事業に着手している場合をいう。従って、単に橋梁および取付道路を拡幅するために要する費用は、道路管理者が負担する。
- 4-6 参考図（①を定めた場合）



- 4-7 「既存の河川の橋梁が不要となり」とは、既存の河川が全く必要でなくなる場合または水路として残す必要のある場合をいい、新築される橋梁が折半負担となる場合には、現河川に係る橋梁の撤去、埋戻し、前後の道路と同程度に築造する費用、水路として残す必要がある場合の暗渠等の新設に要する費用等は、河川管理者が負担し、新築される橋梁が折半負担とならない場合には、現河川の橋梁に係る河川管理者の負担はないものとする。

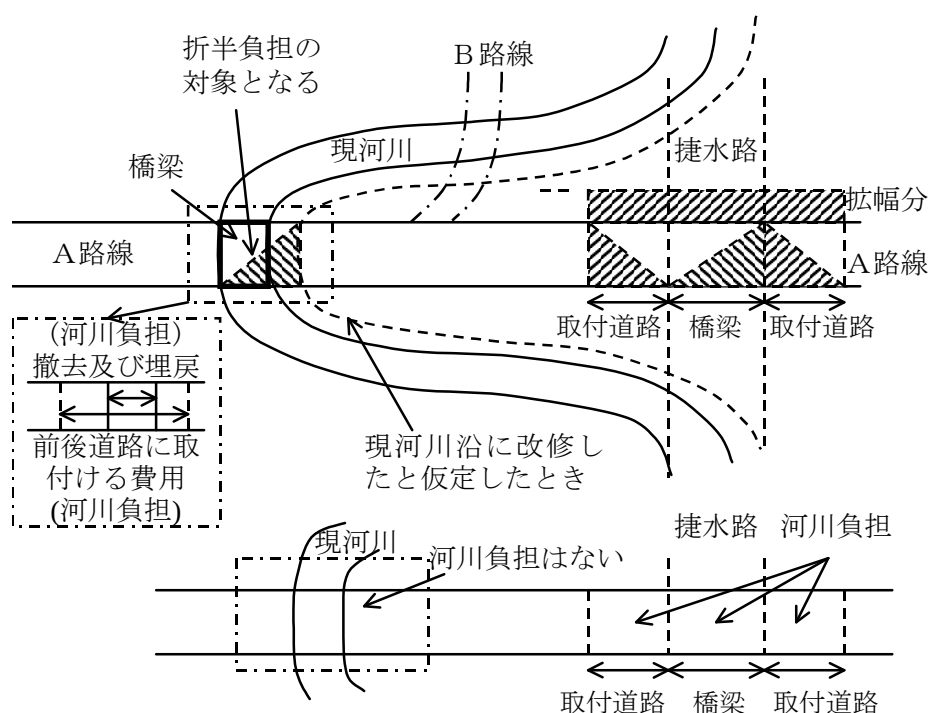
第 I 編 事業編：第 4 章 砂防事業関連基準

4-8 「当該橋梁が道路の同一路線上にある場合」とは、主として下図を想定したものである。
右図の場合は対象とならない。



4-9 本項(2)の趣旨は、捷水路工事において、現河川沿いに監修工事を行うと仮定した場合に、現河川に架設されている橋梁が質的に改良され折半負担の対象となる場合には、捷水路に新築される橋梁および取付道路に要する費用は、両者折半して負担しようというものである。ただし、橋梁および取付道路の拡幅に要する費用は、道路管理者が負担する。

4-10 参考図 ((2)および(3)の定めの場合)



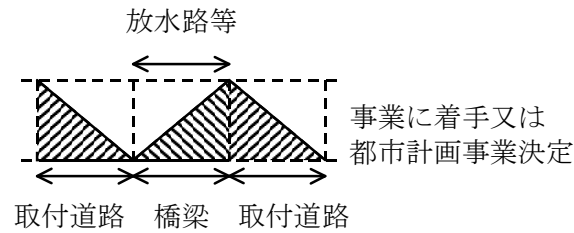
5. 相互に関連する河川工事および道路の新設工事により必要となる新たに開削される河川に係る橋梁および取付道路の新設に要する費用は、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担するものとする。

解 説

5-1 本項にいう「相互に関連して」とは、河川および道路がそれぞれの計画により事業に着手または都市計画事業を決定している場合をいう。この場合においては河川および道路のそれぞれの計画に合致した橋梁および取付道路の新設に要するすべての費用について、両者が折半して負担する。

5-2 河川の放水路等の計画が確定する以前に、すでに都市計画が確定していても将来河川となる区域に道路の事業決定がなされていない場合には、河川管理者は橋梁を架設する必要はない。

5-3 参考図



6. この通達の適用前に架設されている橋梁が地盤沈下により低下している場合において河川工事により必要となる橋梁および取付道路の嵩上に要する費用は、1または2の定めにかかわらず、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担するものとする。

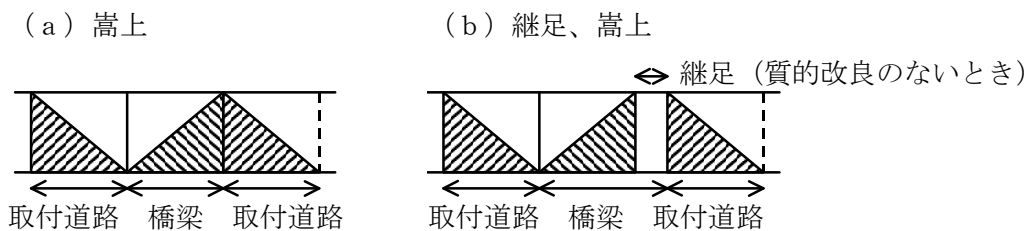
解 説

6-1 本項は、この通達の適用前に架設されている橋梁が地盤沈下により低下し、河川工事として嵩上の必要を生じた場合の費用負担を規定したものであり、1項および2項の例外規定である。

6-2 河川工事により必要となる橋梁の嵩上に要する費用は、第1項によれば河川管理者の負担であるが、嵩上する橋梁が地盤沈下により低下している場合に限り、嵩上に要するすべての費用について両者が折半して負担する。

地盤沈下による上げ越し高	}	両者折半負担とする。
河川の改修計画による嵩上高		
当初架設高		
現 状 高		

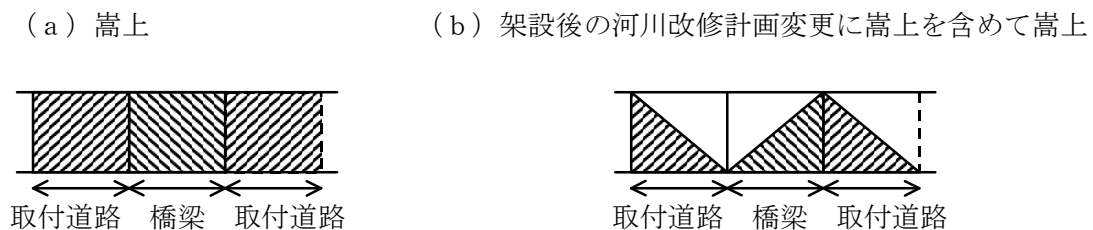
6-3 参考図



7. この通達の適用後に架設された橋梁および取付道路が架設後における地盤沈下により嵩上の必要が生じた場合においては、その嵩上に要する費用は、道路管理者が負担するものとする。ただし、架設後における河川の改修計画の変更により橋梁および取付道路の嵩上の必要が生じ、当該嵩上を地盤沈下により必要となる嵩上と同時に行う場合においては、すべての嵩上に要する費用は、河川管理者および道路管理者がそれぞれその2分の1を負担するものとする。

解 説

- 7-1 本項は、この通達の適用後に架設された橋梁が地盤沈下により嵩上の必要を生じた場合の費用負担を規定したものである。
- 7-2 道路管理者は、地盤沈下が予想される場合については、新しく架設する橋梁については、あらかじめジャッキアップの装置を講ずるか、構造型式によっては適当量のあげこしを行っておくものとする。
- 7-3 地盤沈下により低下した橋梁の、橋梁の桁下高が、河川の堤防余裕高の2分の1以下となった場合または桁下高が50センチメートル以下となった場合には、原則として嵩上を行わなければならない。
- 7-4 橋梁架設後に河川の改修計画が変更し、地盤沈下による嵩上と合わせておこう必要が生じた場合には、それに要する費用は、6-2 と同様、両者が折半して負担する。
- 7-5 参考図



8. この通達は、河川工事については直轄河川改修事業、中小河川改修事業、小規模河川改修事業、高潮対策事業、災害関連事業または災害助成事業に係る河川工事に、道路工事については高速自動車国道、一般国道(特殊改良3種事業の対象となったものを除く。)または国庫補助事業もしくは有料道路事業の対象となった都道府県もしくは地方自治法第252条の19による指定都市の市道に係る道路工事について適用するものとする。

解 説

- 8-1 この通達は、河川工事については、局部改良事業、災害復旧事業、都道府県単独事業に係る河川工事に、道路工事については特殊改良3種事業、市町村道事業(指定市および有料道路事業を除く。)都道府県単独事業に係る道路工事には適用しないが、これらの工事においても努めてこの通達を準用するようにする。

9. この通達に定めのない事項、この通達の実施に関し疑義を生じた事項またはこの通達により難い事情のあるものについては、関係者が協議のうえ定めるものとする。

(附 則)

この通達は、昭和43年8月1日から適用する。ただし、この通達の適用前に既に河川管理者および道路管理者が協議して定めたものについては、この限りでない。

5.3 河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P953 より＞

平成6年7月18日 建設省河川局
建設省河砂発第39号 砂防部砂防課長

平成5年11月25日の道路構造令の改正に伴い、同日付けで「橋、高架の道路等の技術基準について」（平成5年11月25日付け建設省都街発第72号，建設省道企第93号建設省都市局長，建設省道路局長通達）により道路橋示方書が一部改訂されたところである。

標記については、今後とも「河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について」（昭和43年8月1日付け建設省都街発第31号，建設省河治発第87号，建設省道総発第240号建設省都市局長，建設省河川局長，建設省道路局長通達。以下「三局長通達」という。）によることとするが、改訂後の活荷重を適用する場合については、以下の通り取り扱うこととしたので通知する。

なお、都道府県においては、貴管下市町村および地方道路公社に対しても周知されたくお願いする。

記

1. 従前の活荷重を適用した橋梁を、B活荷重を適用して架け替える場合には、三局長通達でいう「質的改良」にあたるものとして取り扱い、A活荷重を適用して架け替える場合には「質的改良」にあたらぬものとして取り扱うものとする。ただし、「特定の路線にかかる橋、高架の道路等の技術基準について」（昭和48年4月25日付け建設省都街発第15号，建設省道企発第26号，建設省都市局長，建設省道路局長通達）によるTT-43の荷重および「橋、高架の道路等の技術基準における活荷重の取扱いについて」（平成5年3月31日付け建設省都街発第21号，建設省道企発第27号，建設省都市局街路課長，建設省道路局企画課長通達）による暫定荷重を適用した橋梁をB活荷重を適用して架け替える場合並びに市町村道（地方自治法第252条の19による指定都市に係るものを除く。）について従前の一等橋をB活荷重を適用して架け替える場合には、「質的改良」にあたらぬものとして取り扱うものとする。
2. 従来から橋梁が質的に改良される場合は、これを積極的に河川管理者および道路管理者が相互に関連する工事としてとりあげる方針としており、今後ともこの方針によるものとするが、河川工事により従前の一等橋を架け替える必要があり、設計荷重の増大のみにより質的改良にあたることとなる場合において、道路に改築計画がない場合には、例外として、河川管理者の負担により道路構造令等の規定に基づきB活荷重を適用して架け替えることとする。
3. 上記の費用負担方法を適用するにあたっての活荷重は、当該橋梁の当初架設時の活荷重を用いるものとする。
4. 既存の橋梁が河川管理施設等構造令の基準を著しく満足せず、治水上緊急に架け替えが必要な場合においては、活荷重の改訂に伴う補修等を実施することによって架け替えに遅延が生ずることがないように、河川管理者と道路管理者が相互に調整を図っていくものとする。

5.4 河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について

平成6年7月18日 建設省河川局
事務連絡 砂防部砂防課長補佐

標記については、平成6年7月18日付け建設省都街発第25号、建設省河治発第58号、建設省河都発第17号、建設省河防発第78号、建設省河砂発第39号、建設省道有発第32号、建設省道高発第3号、建設省道一発第12号、建設省道二発第8号、建設省道地発第17号、建設省道市発第2号、関係課長、室長連名の通達により、道路橋示方書の改訂後の活荷重を適用した場合の取り扱いを通知したところであるが、運用にあたっては同通達によるほか、下記の点に留意のうえ遺憾のないようにされたい。

なお、都道府県においては貴管下市町村および地方道路公社に対しても周知されたくお願いする。

記

1. 「河川工事に附帯する市町村道橋梁の費用負担について（案）」（昭和50年7月1日）の特例費用負担を適用する場合には、本文2の表中の「2等橋に改築する場合」を「A活荷重を適用して改築する場合」に、「1等橋に改築する場合」を「B活荷重を適用して改築する場合」に読み替えて運用することとする。
2. 「暫定荷重を適用する橋梁の架け替えの取り扱いについて」（平成5年10月12日付け事務連絡）は廃止する。

5.5 河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について (補足説明)

〔平成6年7月18日 建設省河川局〕
〔事務連絡 砂防部砂防課長補佐〕

標記については、平成6年7月18日付け建設省都街発第25号、建設省河治発第58号、建設省河都発第17号、建設省河防発第78号、建設省河砂発第39号、建設省道有発第32号、建設省道高発第3号、建設省道一発第12号、建設省道二発第8号、建設省道地発第17号、建設省道市発第2号、関係課長、室長連名の通達（以下「通達」という。）および同日付け関係課長補佐連名の事務連絡により、道路橋示方書の改訂後の活荷重を適用した場合の取り扱いを通知したところであるが、通達の趣旨を下記のとおり補足するので、留意のうえ適切に対処されたい。

記

1. 通達の1は、道路橋示方書改訂後の活荷重（B活荷重およびA活荷重）を適用して橋梁の架替を行う場合に、三局長通達でいう質的改良にあたるかどうかの、費用負担の考え方の原則を示したもので、B活荷重を適用する場合には質的改良にあたるものとし、A活荷重を適用する場合には質的改良にあたらないものとして取り扱うものとした。ただし、T-T-43の荷重および暫定荷重を適用した橋梁については、これらの活荷重がB活荷重と同等のレベルであることから、これらの橋梁をB活荷重を適用して架け替える場合にも質的改良にあたらないとして取り扱うこととしたものである。

また、市町村道については、市町村の財政負担にも配慮し、政令市以外の市町村道において一等橋をB活荷重を適用して架け替える場合にも質的改良にあたらないものとして取り扱うこととしたものである。

したがって、費用負担に関する他の規定については引き続き三局長通達によることとし、改築される橋梁が設計荷重の増大以外で質的に改良される場合には、従前どおりこれを積極的に河川管理者および道路管理者が相互に関連する工事としてとり上げ、費用負担を行っていく趣旨に変更はない。

2. 通達の2.は、改訂後の活荷重を適用して架け替える場合の費用負担の考え方における特例を示したものである。一等橋をB活荷重を適用して架け替える場合には、通達の1.により、ただし書き以下の場合を除き質的改良にあたるものとして取り扱うこととしているが、このうち、木橋の永久橋化、支間の拡大等、設計荷重の増大以外の質的改良の要因がない場合において、道路の改築計画がない場合には、B活荷重を適用して、河川管理者の負担により架け替えることも、例外的にやむを得ないものとしたものである。

なお、橋梁の拡幅を伴う架け替えについては、道路の改築計画があるものとして、道路管理者に費用負担を求めるものである。

3. 通達の3.は、設計荷重の増大に対応するために補修等を行った橋梁を架け替える場合の費用負担の考え方を示したものである。既存の橋梁を対象として設計荷重の増大に対応するために行う補修等は応急対策であると考えられるため、補修等を行った橋梁を架け替え

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

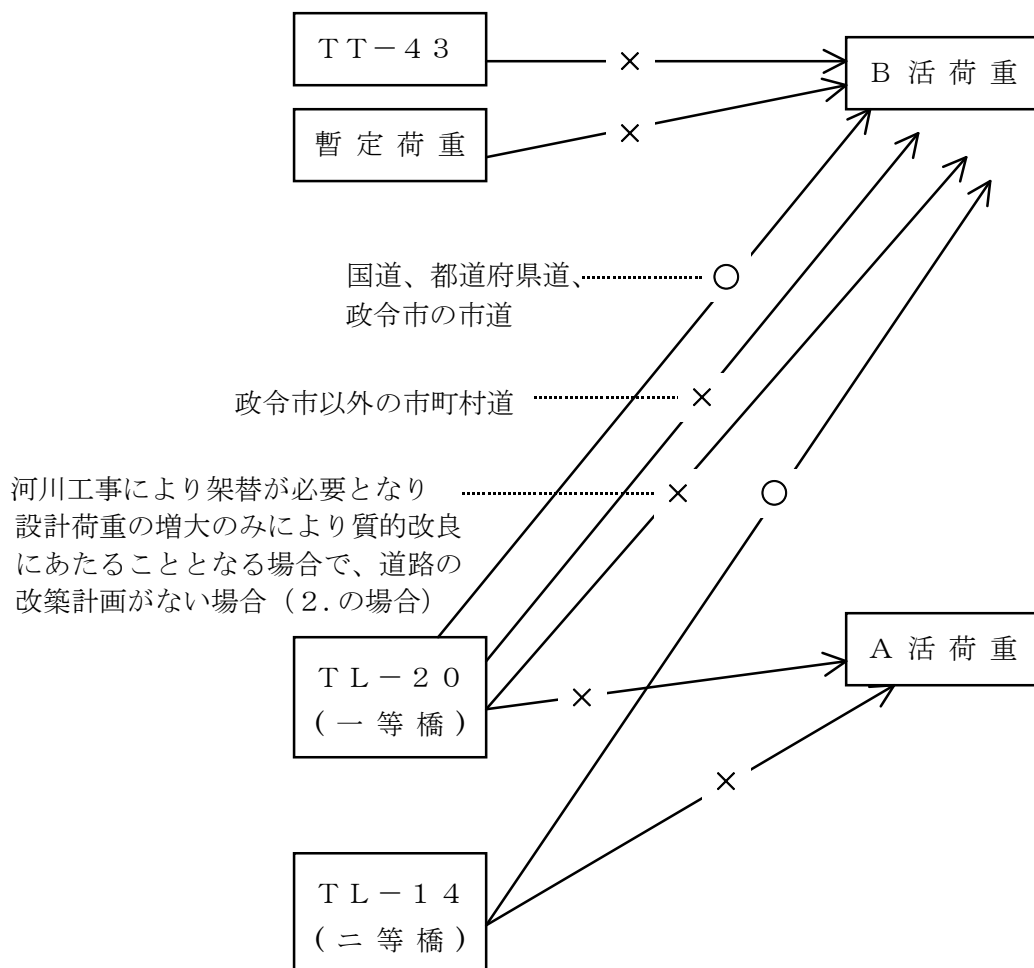
る場合の費用負担については、補修等を勘案せず、補修等の実施前の状況にあるものとして、当該橋梁の当初架設時の活荷重を用いて1.および2.を適用するものとしたものである。

4. 通達の4.は、河川管理施設等構造令の基準を著しく満足せず、治水上緊急に架け替えが必要な既存の橋梁については、設計荷重の増大に対応するために道路管理者が補修等を実施することを妨げるものではないが、補修等を実施したことを理由に、架け替えに遅延が生じることのないよう、従来どおり河川管理者と道路管理者が相互に調整を図りつつ、積極的に架け替えを行っていくことを確認したものである。

(参考)

道路構造令の改正にともなう道路橋改築の費用負担について

○：費用負担あり ×：費用負担なし



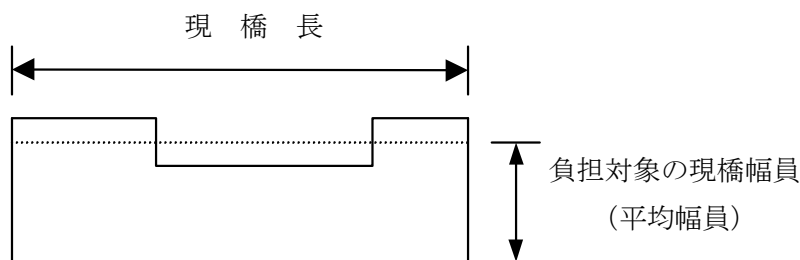
5.6 河川工事に附帯する市町村道橋梁の費用負担について（案）

広島県における砂防事業については、平成7年度から本（案）を適用する。（平成6年7月18日建設省砂防課砂防課長補佐事務連絡による。）適用にあたっては、本文2の表中の「2等橋に改築する場合」を「A活荷重を適用して改築する場合」に、「1等橋に改築する場合」を「B活荷重を適用して改築する場合」に読み替えて運用することとする。

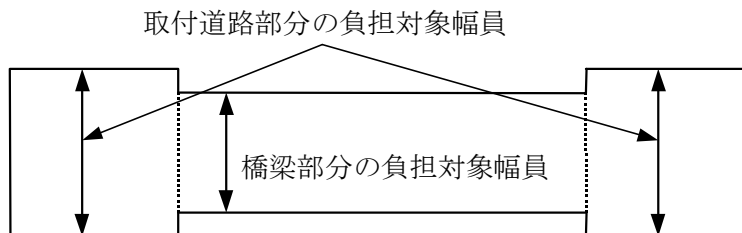
<砂防関係法令法例規集 18年版 P954 より>

昭和50年7月1日
河川局治水課・道路局地方道課

1. 相互に関連する河川工事および道路工事により必要となる橋梁および取付道路（以下「橋梁等」という。）の改築に要する費用の負担については、原則として、昭和43年8月1日付け都街発第31号，河治発第87号，道総発第240号による都市局長，河川局長，道路局長通達「河川工事または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について」（以下「通達」という。）によるものとする。
2. 河川工事に起因して必要となる橋梁等の改築工事で、道路に改築計画がない場合等の事情により、通達を適用することが困難な場合においては、その改築に要する費用の負担は、次に示す方式（以下「特例費用負担」という。）によることができるものとする。
3. 特例費用負担の適用の前提条件は、下記事項によるものとする。
 - (1) 河川管理施設等構造令（案）および道路構造令に適合する橋梁等に、改築する場合。
 - (2) 橋梁の継足または改築に併せて、橋梁または取付道路の拡幅を必要とする場合は、拡幅相当分は、道路管理者負担とする。
 - (3) 現橋梁および取付道路の幅員は次のとおり取扱う。
 - (イ) 現橋の幅員が一定でない橋梁



- (ロ) 橋梁幅員と前後の道路幅員が一定でない橋梁



市町村道橋梁等の特例費用負担方式

橋 梁 区 分	2等橋に改築する場合	1等橋に改築する場合
現橋が木橋（上部下部とも木構造）の場合	1/2 1/2	1/2 1/4 1/2
現橋の下部が木構造で上部が半永久構造の場合	3/8 3/8	1/2 1/4 3/8
現橋の下部（または上部）が木構造で上部（または下部）が永久構造の場合	1/4 1/4	1/2 1/4 1/4
現橋の下部が永久構造で上部が半永久構造の場合	1/8 1/8	3/8 1/4 1/8
現橋が永久橋〔（2等橋以下を含む）上部・下部とも永久構造〕の場合		1/4 1/4
潜水橋 現橋の橋面が架設時における河川の河岸または堤防より低い橋梁の場合	1/2 1/2	1/2 1/4 1/2
現橋が架設時の河川幅の全幅にわたって架設されていない場合	上欄各ケースに下記の負担方式を加える 注）分数は道路管理者の負担割合を示す。	

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

- (4) 2橋以上の橋梁を統合する場合は、特例費用負担により算出した各橋梁別の河川管理者負担の割合に相当する幅員を合計した幅員を限度として河川管理者負担とし、継足相当分についても現橋のそれぞれの幅員を合計した幅員を限度として河川管理者負担とする。また、取付け道路については新設橋梁の幅員を限度として、現取付道路のそれぞれの幅員を合計した幅員を、河川管理者負担とする。
 - (5) 道路の路線選定上の理由から、架設位置を変更すること等により橋長が増大する場合は、その増大相当分の道路管理者負担は、通達によるものとする。
 - (6) 現橋の災害復旧事業に併せて橋梁を改築することとなる場合は、改築に要する費用から災害復旧費を控除したものについて、特例費用負担の割合で河川、道路管理者がそれぞれ負担するものとする。この場合、現橋区分の適用は、被災前の橋梁の状況によるものとする。
4. 特例費用負担は、河川工事については河川局治水課所管の河川工事のうち都市小河川および準用河川以外のもの。また、道路工事については道路局地方道課所管の市町村道に係る道路工事のうち地方自治法第252条の19による指定市以外の市町村道に係るものおよび過疎地域対策緊急措置法、豪雪地帯対策特別措置法および山村振興法に基づく都道府県代行によるもの以外のものに適用することができる。
5. 特別の事情があつて、この取扱いにより難しいときは、河川管理者および道路管理者が協議のうえ別の負担方法によることができるものとする。
6. この取扱いは、昭和51年度以降に着手する工事に適用するものとする。

(参考)

河川工事に附帯する市町村道橋梁等の費用負担について（案）の解説

1. 本文2について

- (1) 「道路に改築計画がない場合等の……特例費用負担によることができる」とあるのは、道路に改築計画がなく、または改築計画があつても施行時期が合致しないため、市町村の財政負担能力から、橋梁等の改築の予算措置を求めることが困難である等の場合で、通達を適用することが著しく不適当な場合に、この特例費用負担が適用されるという趣旨である。
- (2) 橋梁幅員の拡幅を伴わず、かつ、橋梁区分の格上げがない永久橋の場合を除き、当該橋梁を含む路線の当該橋梁の両側で道路工事が行われている場合は、時期が合致しないとはみなさないで、通達によるものとする。

2. 本文3について

- (1) 「河川管理施設等構造令（案）および道路構造令に適合する橋梁等に改築する場合」とあるのは、道路に改築の計画がなく、または改築計画はあるが、施行時期が合致しないというような場合であっても、橋梁が質的に改良される場合にあっては、河川工事に起因して必要となる橋梁等の改築に併せて、橋梁整備を道路の国庫補助事業として積極的に採択する方針を示したものであり、橋梁等の改築が道路の国庫補助事業であっても、本文1に該当するものでなければ、当然この特例費用負担によることができる。
- (2) 災害復旧事業費以外は、幅員比で費用負担することとし、原則として架空設計によ

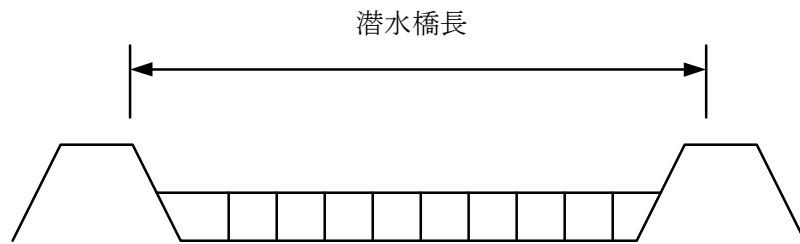
る費用負担は行わない。

- (3) 「現橋が永久橋（2等橋以下を含む。）」には、荷重制度（例えば四トン）を設けた永久橋も含まれる。
- (4) 支間の拡大は、質的改良とは見なさない。
- (5) 「下部工の永久構造物」には、石積橋台、躯体が永久構造の橋脚を含む。ただし、2径間以上で、中間橋脚が木造の場合は、石積橋台は永久構造物と見なさない。
- (6) 「上部工の永久構造物」には、石造、主桁に簡易鋼桁を使用したものを含む。
ただし、主桁が永久構造物で床板が木造の場合は、上部工は半永久構造物と見なす。
- (7) 吊橋については、床板が永久構造で2等橋以下の場合は「現橋が永久橋（2等橋以下を含む。）」と見なす。また、床板が木造の場合は、下部工は永久構造物、上部工は半永久構造物と見なす。ただし、タワーが木造の場合は、上部構造の如何にかかわらず木橋とする。その他吊橋について構造判定のむづかしい場合は、別途協議して定めるものとする。
- (8) 取付道路に関係のない護岸工は、下部工に含める。
- (9) 平均幅員の算定は、橋面積（地覆を含まない。）あるいは、取付道路面積で行う。
また、橋梁部の費用負担は現在の橋梁の平均幅員で、取付部の費用負担は、現在の取付道路の平均幅員で算定する。
- (10) 潜水橋は、その構造を問わず「現橋の橋面が架設時における河川の河岸または堤防より低い橋梁の場合」を適用する。（参考図－1を参照）
- (11) 現橋架設後引堤さな現在に至っている場合は、その引堤部を継足部と見なす。その場合も「現橋長」部分はそれぞれの「橋梁区分」の費用負担割合によるものとする。
（参考図－2参照）
- (12) 災害復旧事業と合併して実施する場合については、別記－1の算定式による。
- (13) 2橋以上の橋梁を統合する場合については、別記－2の算定式による。
- (14) 「道路の路線選定上の理由」には、次の場合は該当しない。
 - (イ) 現橋を仮橋として利用することにより、新設橋長が現橋より長くなっても、新たに仮橋を架設し架替えするよりも事業費の節減あるいは事業の遂行上有利である場合。
 - (ロ) 河川計画上の理由から、架設位置を変更するため橋長が増大する場合（その増大相当分は継足部とみなす。）
- (15) 取付道路の協定範囲については、現状の機能を低下させることなく、現道へすりつくために必要な区間とするが、このために、費用負担協議区間が長くなったり、あるいは多大の事業費を要する場合、道路管理者側は極力事業費の節減を図るよう設計に考慮を払うものとする。
- (16) 河川改修計画が当分なく、河川管理者が合併施工に応じられない場合で、河川管理者がピア式アバットを条件とする場合道路管理者は、ピア式アバットで施行するが、将来の「継足部」における費用負担は、本文2の特例費用負担方式の継足部によるものとする。その場合の現橋とは、道路管理者がピア式アバットの橋梁に改築した後の橋梁とする。
- (17) 橋梁区分が複雑に混合している場合については、別記－3の算定式による。

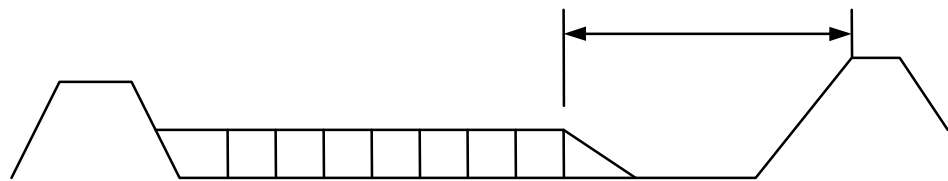
参考図－1

潜水橋

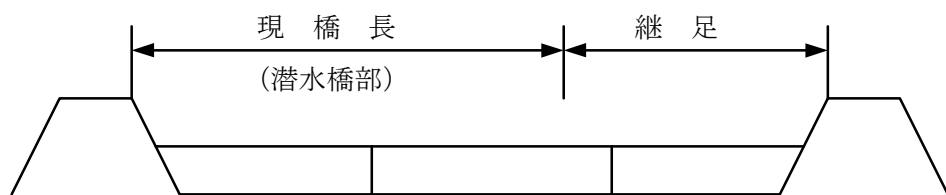
- (1) 現橋架設時の状況



- (2) その後河川の引堤が行われた現在の状況



- (3) 費用負担する場合の延長区分

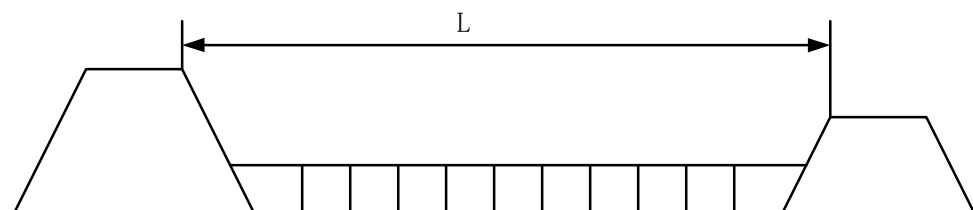


但し、現橋架設後、堤防が嵩上げされた場合は、現橋を潜水橋と見なさない。

- (1) 現橋架設時



- (2) その後堤防嵩上げされた現在の状況



L部分は潜水橋ではない。

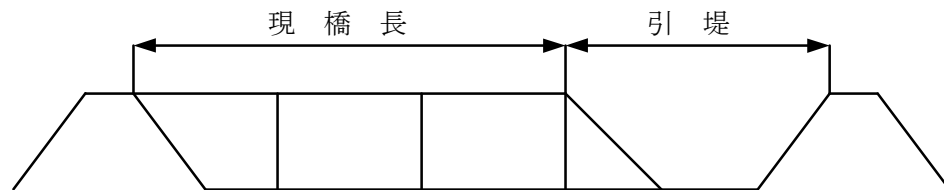
参考図－2

現橋長のとり方

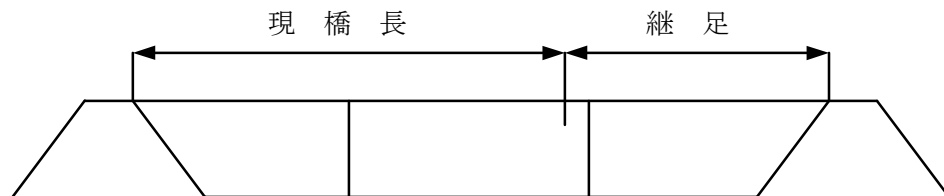
1 (1) 現橋架設時の状況



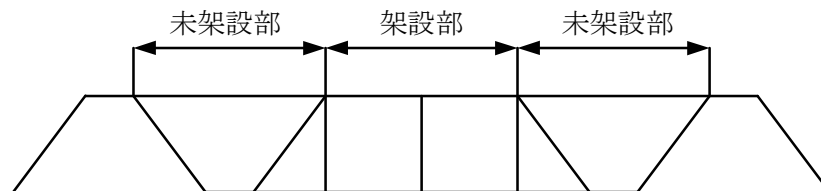
(2) その後河川の引堤が行われたが、現橋の継足が行われなかったため、現在の状況



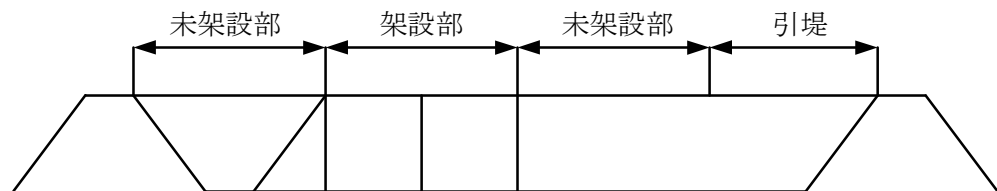
(3) 費用負担する場合の延長区分



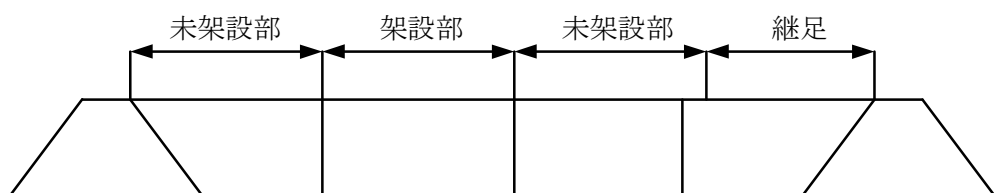
2 (1) 現橋架設時の状況



(2) その後河川の引堤が行われ現在の状況



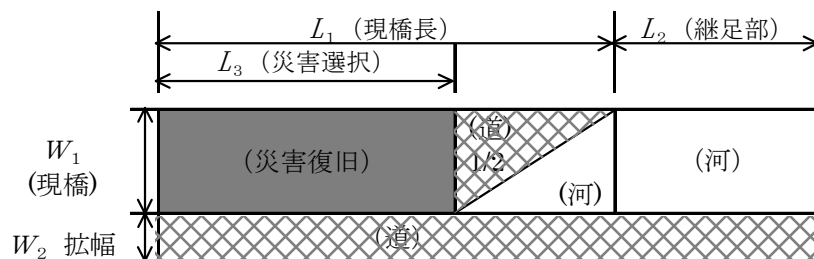
(3) 費用負担する場合の延長区分



別記－1

災害復旧事業と合併して実施する場合

例－1 現橋が木橋でその一部が災害復旧事業で採択され、これに併せて2等橋に改築する場合



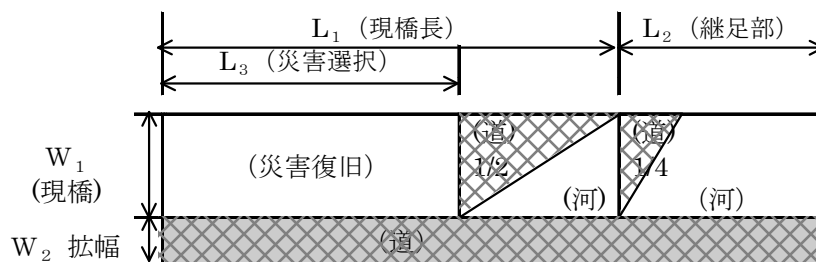
C 全体事業

Cd 災害復旧費

$$\text{河川管理者負担} = (C - Cd) \left\{ \frac{(L_1 - L_3) \frac{W_1}{2} + L_2 W_1}{(L_1 + L_2 - L_3) W_1 + (L_1 + L_2) W_2} \right\}$$

なお、取付道路も同様の方式で算定する。

例－2 現橋の下部が永久構造で上部が木構造の橋梁が一部災害復旧事業で採択され、これに併せて一等橋に改築する場合



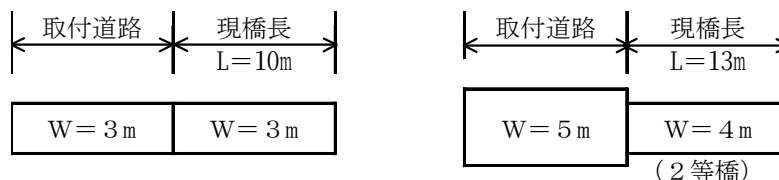
$$\text{河川管理者負担} = (C - Cd) \left\{ \frac{(L_1 - L_3) \frac{W_1}{2} + \frac{3 L_2 W_1}{4}}{(L_1 + L_2 - L_3) W_1 + (L_1 + L_2) W_2} \right\}$$

別記－2

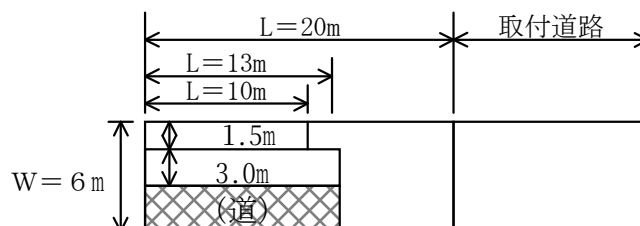
2橋以上の橋梁を統合する場合

次の2橋を統合して、延長20m幅員6mの一等橋一橋に統合する場合

・現 橋



・新設橋梁 (L=20m W=6mの一等橋)



第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

- (1) 現橋長は、統合する橋梁のうち主体をなす橋梁の現橋長を適用する。

$$\text{現橋長} = 13\text{m} \quad \text{継足部} = 7\text{m}$$

- (2) 現橋長部の河川管理者負担幅員 = Σ （それぞれの現橋幅員 × それぞれの現橋河川

$$\text{管理者負担割合} = \left(\text{木橋分} : 3 \times \frac{1}{2} \right) + \left(\text{永久橋分} : 4 \times \frac{3}{4} \right) = 45\%$$

(注) 新設橋梁の幅員が、この値より狭い場合は、新設橋梁の幅員とする。

- (3) 継足部の河川管理者負担幅員 = Σ （それぞれの現橋幅員） = $3 + 4 = 7\text{m}$ だから $6\text{m} < 7\text{m}$ ゆえに 6m とする。

(注) 継足部については、永久橋または木橋を統合して、一等橋に格上げ改築する場合でも現橋長部について河川が負担するべきとした幅員を河川管理者負担幅員とする。

但し、新設橋梁の幅員が、この値より狭い場合は、新設橋梁の幅員とする。

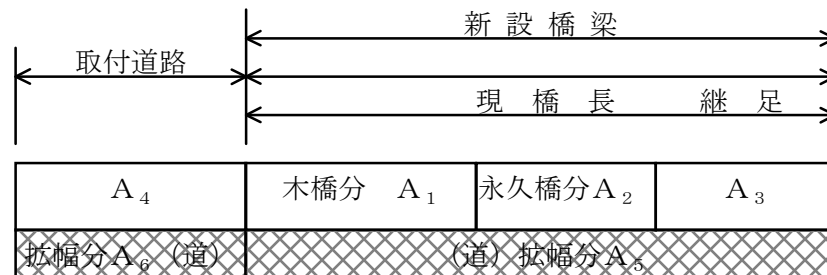
- (4) 取付道路部の河川管理者負担幅員は Σ （それぞれの現在取付道路の幅員） = $3 + 5 = 8\text{m}$ だから $6\text{m} < 8\text{m}$ ゆえに 6m とする。

(注) 但し、新設橋梁の幅員が、この値より狭い場合は新設橋梁の幅員とする。

別記－3

橋梁区分が複雑に混合している場合

例－1 現橋が木橋と永久橋（2等橋）の混合橋を一等橋に改築する場合



- (1) 橋梁部分の河川管理者負担

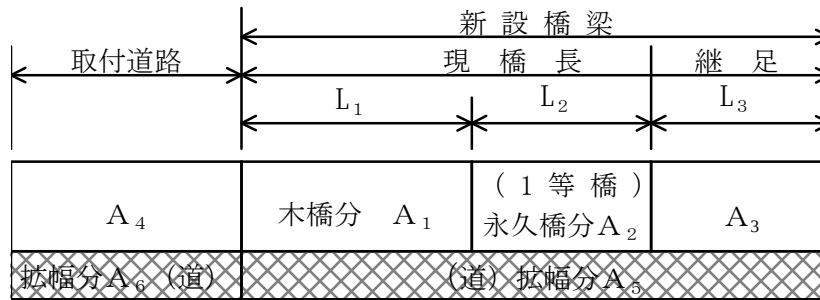
$$\alpha = \frac{\frac{1}{2}A_1 + \frac{3}{4}A_2 + \frac{3}{4}A_3}{A_1 + A_2 + A_3 + A_5}$$

- (2) 取付道路部分の河川管理者負担

$$= \frac{\alpha A_4}{A_4 + A_6}$$

$$\text{但し, } \alpha = \frac{\frac{1}{2}A_1 + A_2}{A_1 + A_2}$$

例－2 現橋が木橋と永久橋（一等橋）の混合橋を一等橋に改築する場合



(1) 橋梁部の河川管理者負担

$$= \frac{\frac{1}{2}A_1 + A_2 + \alpha A_3}{A_1 + A_2 + A_3 + A_5}$$

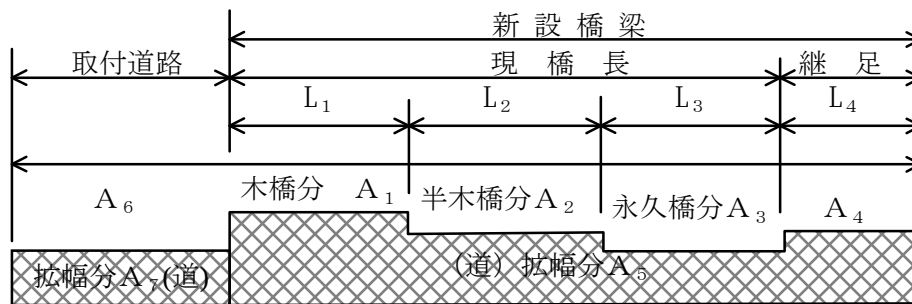
$$\text{但し, } \alpha = \frac{\frac{3}{4}A_1 + A_2}{A_1 + A_2}$$

(2) 取付道路部の河川管理者負担

$$= \frac{\beta A_4}{A_4 + A_6}$$

$$\text{但し, } \beta = \frac{\frac{1}{2}A_1 + A_2}{A_1 + A_2}$$

例－3 現橋が木橋と半木橋（下部が木構造で上部が永久構造）と永久橋（二等橋）の混合橋でそれぞれの幅員が異なるものを一等橋に改築する場合



A_1, A_2, A_3 の平均値

(1) 橋梁部の河川管理者負担

$$= \frac{\frac{1}{2}A_1 + \frac{1}{2}A_2 + \frac{3}{4}A_3 + \frac{3}{4}A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5}$$

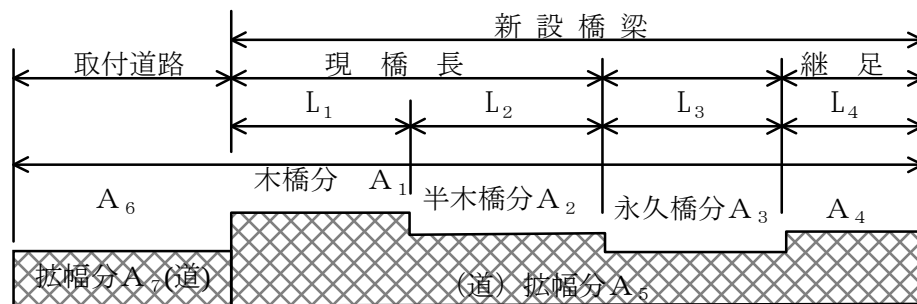
$$\text{但し, } A_4 = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L_1 + L_2 + L_3} \times L_4$$

(2) 取付道路部分の河川管理者負担

$$= \frac{\alpha A_6}{A_6 + A_7}$$

$$\text{但し, } \alpha = \frac{\frac{1}{2}A_1 + \frac{3}{4}A_2 + A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

例－4 現橋が木橋と半木橋（下部が木構造で上部が永久構造）と永久橋（一等橋）の混合橋で、それぞれの幅員が異なるものを一等橋に改築する場合



(1) 橋梁部の河川管理者負担

$$= \frac{\frac{1}{2}A_1 + \frac{1}{2}A_2 + A_3 + \alpha A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5}$$

$$\frac{A_1 + A_2 + A_3}{L_1 + L_2 + L_3} \cdot L_4$$

$$\text{但し, } A_4 = \frac{\frac{3}{4}A_1 + \frac{3}{4}A_2 + A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

(2) 取付道路部の河川管理者負担

$$= \frac{\beta A_6}{A_6 + A_7}$$

$$\text{但し, } \beta = \frac{\frac{1}{2}A_1 + \frac{3}{4}A_2 + A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

6. 住宅市街地基盤整備事業

6.1 住宅市街地基盤整備事業制度について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P962 より＞

平成16年4月1日 国土政第3－4号
都道府県知事・指定都市の長・都市基盤整備公団総裁・
地方振興整備公団総裁・地方整備局長・北海道開発局長
・沖縄総合事務局長あて 国土交通省事務次官

地方公共団体の裁量による総合的な計画策定と事業実施を推進し、良好な居住環境の創出を図るため、住宅市街地の整備に関する補助金を再編・整理し、総合的な支援制度として住宅市街地総合整備事業を創設することに伴い、従来の住宅宅地関連公共施設等総合整備事業について、旧住宅市街地整備総合支援事業及び旧密集住宅市街地整備促進事業の実施地区以外に係る事業を住宅市街地基盤整備事業に再編することとした。また、住宅宅地関連公共公益施設整備事業助成制度は平成十五年度限りで廃止することとした（ただし、平成十五年度現在事業中の施設整備のみについて、平成十六年度から平成十八年度までの三年間に限り住宅市街地基盤整備事業において助成を継続。）

これに伴い、「住宅宅地関連公共施設等総合整備事業制度要綱（平成十四年五月二十一日国総宅第三百五十六号）」及び「住宅宅地関連公共公益施設整備事業助成制度要綱（平成五年四月一日建設省経宅発第百三十九号，建設省住市初第四十号）」を廃止し、別紙のとおり「住宅市街地基盤整備事業制度要綱」を定めたので、その運用に遺憾なきを期されたく通知する。

（都道府県知事に対しては以下を追加）

（なお、貴管内市町村に対して、同内容について周知方お願いする。）

（地方整備局長，北海道開発局長，沖縄総合事務局長に対しては，以下を追加）

（なお，都道府県，指定都市の長に対して，別途同内容について通知したところである。）

6.2 住宅市街地基盤整備事業制度の実施について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P971 より＞

平成16年4月1日 国土政第3－5号
国住整第12号 都道府県知事・指定都市の長・ 都
市基盤整備公団総裁・地域振興整備公団総裁・ 地
方整備局長・北海道開発局長・沖縄総合事務局長あて
国土交通省土地・水資源局長・国土交通省住宅局長

平成十六年度予算から、住宅市街地基盤整備事業（以下「住宅基盤事業」という。）を創設したことに伴い、住宅基盤事業の実施にあたっては、「住宅市街地基盤整備事業制度要綱（平成十六年四月一日国土政第三－四号。以下「制度要綱」という。）」によるほか、新たに定めた別紙の住宅市街地基盤整備事業補助金交付要綱（以下「交付要綱」という。）」によることとし、これに併せて、「住宅宅地関連公共施設等総合整備事業補助金交付要綱（平成十四年五月二十一日国総宅第三百五十七号，国住整第千百六十八号）」及び「住宅宅地関連公共公益施設整備事業助成金交付要綱（平成五年四月一日建設省経宅発第百四十号，建設省住整発第四十一号）」を廃止したので通知する。

事業の執行にあたっては、交付要綱によるほか、特に左記事項に留意の上、その実施に万全を期されたい。

（都道府県知事に対しては以下を追加）

（なお、貴管内市町村に対して、同内容について周知方お願いします。）

（地方整備局長，北海道開発局長，沖縄総合事務局長に対しては以下を追加）

（なお、都道府県，指定都市の長に対して、別途同内容について通知したところである。）

記

1. 住宅宅地部局と公共施設担当部局等が一層連携し、効率的な実施体制の整備に努め、統合補助金である住宅基盤事業を有効に活用し、良好な住宅宅地事業の推進を図ること。
2. 今回の住宅市街地基盤整備事業への再編に際し、都市居住の再生及び職住近接の実現を図るため、これらに資する住宅宅地事業に対象を絞り込んだところであり、そのより一層の推進を期待するものであること。
3. 統合補助金の主な内容は次のとおりであり、これらの適切な運用に努めること。
 - 一 住宅宅地事業と関連公共施設等の整備を総合的かつ計画的に促進するため、住宅基盤事業を推進しようとする地方公共団体等は、あらかじめ一の住宅宅地事業に係る住宅基盤事業の事業計画を定め、同意を得ること。
 - 二 一の住宅宅地事業に係る住宅基盤事業の事業計画全体を対象として補助金を一括交付

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

し、地方公共団体がこの一括予算配分に対して、主体的に施設別の予算配分を調整し、事業内容を決定した上で、一括して補助金交付申請を行うこと。これにより、事業計画ごとに住宅基盤事業の事務費を一括経理することとし、複数の事業計画を定めている補助事業者は、これらの事業計画に係る住宅基盤事業の事務費を合わせて一括経理することができること。

三 補助金の交付決定後の住宅基盤事業の事業内容の変更について、一の住宅宅地事業に係る異なる施設間での流用に際して、同意を得た事業計画の範囲（金額の算定に誤りがないことの確認を受けた範囲に限る。）内であれば、補助金の変更交付申請、事業内容の変更承認申請等の手続きは不要であること。

4. 住宅基盤事業においても、従前通り、道路整備特別会計で配分された予算の執行は、道路整備特別会計法（昭和三十三年法律第三十五号）に基づき道路系事業（道路事業、）街路事業、土地区画整理事業及び市街地再開発事業をいい、居住環境基盤施設整備を除く。以下同じ。）に対象が限定されることに留意すること。

このため、一の事業計画に関連して道路整備特別会計と一般会計の両方で予算配分を受けた場合には、道路整備特別会計の予算について、事業内容の決定、補助金交付決定後の異なる施設間での流用等にあたって、同意を受けた事業計画に位置づけられた道路系事業の範囲内で行うとともに、一般会計の予算と経理を明確に区分すること。

5. 住宅基盤事業を有効に実施するためには、当該住宅宅地事業に関連して必要となる公共施設等について必要に応じ住宅基盤事業との適切な役割分担の下で通常の国庫補助による関連公共施設の整備を活用することが重要であるので、併せてその運営に遺憾なきを期すこと。
6. 良質かつ低廉な住宅宅地供給の促進は、ますます高まる良好な居住環境を求める国民のニーズに応えるものであり、二十一世紀にふさわしい国民の住生活の質の向上を実現していくためになお重要な政策課題であることにかんがみ、住宅宅地部局は住宅基盤事業を有効に活用し、魅力ある快適な居住環境の整備と住宅宅地原価の適正化を図るよう、関係市町村に対する指導及び調整並びに公共施設担当部局との調整に努めること。
7. 良好な住宅宅地供給に資する計画的な市街地整備を一層推進する見地から、住宅基盤事業を活

用するとともに、事業計画の作成調整の初期の段階より、住宅宅地部局は、開発許可担当部局等との連絡を密にし、住宅宅地事業の計画及び関連公共施設等の整備に関して、住宅建設事業者及び宅地開発事業者に対する適切な指導を行うこと。あわせて、関係市町村に対する指導及び調整並びに公共施設担当部局との調整に努めること。

8. 事業計画にかかわる都道府県の指示及び調整に必要な経費については、「住宅宅地事業調整推進費」（平成十六年度までの時限措置）を必要に応じて適切に活用すること。
9. 従来の住宅宅地関連公共公益施設整備事業助成制度は平成十五年度限りで廃止することとし、経過措置として、平成十五年度現在事業中の施設整備のみを対象に三年間（平成十六年度から平成十八年度まで）に限り住宅基盤事業において助成を継続することとしたので、該当する事業については、必要に応じてこれを適切に活用すること。

以上

6.3 住宅市街地基盤整備事業の運用について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P994 より＞

平成16年4月1日 国土政第3-6号
国住整第13号 都道府県知事(指定都市)担当部(局)
長・都市基盤整備公団担当部長・地域振興整備公団担
当部長・地方整備局等担当部長あて
国土交通省土地・水資源局土地政策課長・国土交通省
住宅局総合整備課長

住宅市街地基盤整備事業の採択に係る住宅宅地事業の要件については、住宅市街地基盤整備事業制度要綱（平成十六年四月一日国土政第三-四号。以下「制度要綱」という。）別表第二-一、別表第二-二及び別表第二-三の規定によるほか、左記のとおり運用することとするので、通知する。

なお、下記に示す運用は、「住宅宅地関連公共施設等総合整備事業の運用について」（平成十四年五月二十一日国総宅第三百六十一号、国住整第千百七十二号）で示した内容と基本的に同一であることを申し添える。

（都道府県担当部局長に対しては以下を追加）

（なお、貴管内市町村に対して、同内容について周知方お願いします。）

（地方整備局担当部長に対しては以下を追加）

（なお、都道府県、指定都市の担当部局長に対して、別途同内容について通知したところである。）

記

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

1. 制度要綱別表第二 - 一中「一定の良好な住宅地事業」とは、次の各号のいずれかに該当する事業であること。

一 住宅系再開発諸事業

おおむね百戸以上の規模を有するもので、次のいずれかに該当する事業

- イ 市街地再開発事業等（優良建築物等整備事業，地区再開発事業を含む。）
- ロ 住宅地区改良事業等（小規模住宅地区改良事業を含む。）
- ハ 住宅市街地総合整備事業
- ニ 住宅街区整備事業
- ホ 公営住宅建替事業等（公団，公社を含む。）
- ヘ 総合設計等（特定街区，地区計画適合事業を含む。）
- ト イからヘに準ずる優良な市街地住宅供給事業

（上記事業の採択要件等に適合する任意事業及び都市基盤整備公団の市街地住宅制度による事業）

二 特定新開発事業

- イ 次の（1）に掲げるいずれかの計画（以下「実施計画等」という。）に位置付けられているものであって、（2）に掲げる事業

（1） 実施計画等

- (i) 地方自治法（昭和二十二年法律第六十七号）第二条第五項の規定により定められた市町村の基本構想を受けた実施計画で，地方公共団体の議会の議決又は議会への報告がなされた計画
- (ii) 国土利用計画法（昭和四十九年法律第九十二号）第七条又は第八条の規定により定められた都道府県計画又は市町村計画。

（2） 以下の（i）～（iii）の要件に適合する事業

- (i) 住宅地開発がおおむね五ヘクタール以上又は百五十戸以上の規模を有していること。但し，百戸以上のものについても，特別な事由により必要と認められている場合には，極めて例外的に採択しうること。

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

(ii) 実施計画等において推進すべき住宅開発として団地名、事業規模、事業時期等が明確にされていること。

(iii) 事業主体が公的主体であること、又は土地区画整理事業等手法が法律に基づくものであること。

ロ 優良田園住宅の建設の促進に関する法律（平成十年法律第四十一号）第四条第三項による市町村の認定を受けた優良田園住宅建設計画に基づく住宅宅地事業で、おおむね七ヘクタール以上又は百戸以上の規模を有すること。

ハ 新ふるさとマイホーム推進事業制度要綱（平成二年九月十一日付け建設省経宅発第四百号）第三の一の認定を受けて行われている新ふるさとマイホーム推進事業で、おおむね五ヘクタール以上又は百戸以上の規模を有するもの。

三 都市基盤整備整備公団が行う市街地環境整備型土地区画整理事業

おおむね五ヘクタール以上の規模を有するもの。

四 優良宅地開発事業

大都市地域における住宅及び住宅地の供給の促進に関する特別措置法（昭和五十年法律第六十七号）第三条の二第一項に規定する大都市地域において、大都市地域における優良宅地開発の促進に関する緊急措置法（昭和六十三年法律第四十七号。以下「優良法」という。）第三条第一項の認定を受けて行われる宅地開発事業（大都市地域における優良宅地開発の促進に関する緊急措置法の一部を改正する法律（平成八年法律第十六号）の施行の日（平成八年五月一日）以後に優良法第三条第一項の認定の申請がされたものに限る。）のうち住宅地開発がおおむね五ヘクタール以上又は百戸以上の規模を有するもの。

2. 制度要綱別表第二 - 一中「大都市地域における住宅及び住宅地の供給の促進に関する特別措置法（昭和五十年法律第六十七号）第三条の三第二項第四号に規定する住宅及び住宅地の供給を重点的に図るべき地域においては、住宅建設事業にあつては百戸以上、宅地開発事業にあつては五ヘクタール以上であること。」は、市街化区域内農地、低層住宅密集市街地等で小規模な住宅宅地事業が段階的に行われる地区については、おおむね五年以内に百戸以上又は五ヘクタール以上の住宅宅地供給が確実に見込まれる事業も対象とし、その運用にあたっては次に掲げ

る要件を満たすこと。

一 当面五十戸以上又は二・五ヘクタール以上の住宅宅地供給が行われること。

二 地方公共団体が五年以内に確実に百戸以上又は五ヘクタール以上の住宅宅地供給がおこなわれると見込まれることを計画書に明示すること。

3. 制度要綱別表第二 - 二中「地区計画その他の規制・誘導措置」について、次のとおりとする。

一 原則として、以下のいずれかに該当するものであること。

イ 地区計画，住宅地高度利用地区計画又は再開発地区

ロ 高度利用地区，特定街区又は高度地区

ハ 一団地の住宅施設

ニ 一団地の総合的設計

ホ 総合設計等

ヘ 開発許可を受ける開発行為又は都市計画法第二十九条第一項第四号から第九号までに該当する開発行為であり，かつ建築協定が定められること

二 前号以外の規制・誘導措置については，個別の事業の内容と規制・誘導措置の内容を判断して，個別に調整する。

4. 制度要綱別表第二 - 二中「地区計画その他の規制・誘導措置」は，市街化区域又は市街化区域に編入されるべき区域（都市計画法第三十四条第十号イに規定する開発行為が行われる区域を含む。）を対象として講じられるものである。

7. 河川等関連公共施設整備促進事業

7.1 河川等関連公共施設整備促進事業制度について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P647 より＞

〔平成10年4月8日 建設省河総発第147号・建設省道総発第227号
都道府県知事・指定市の長あて 建設省河川局長・道路局長〕

頻発する水害、土砂災害を防ぎ、安全で安心できる国土を形成するため、河川、ダム、砂防等の事業を着実に進めることが不可欠である。

従来より、河川の改修、ダムの建設等の事業に関連して、橋梁、付替道路等の整備を行ってきたところであるが、今般、これら河川等事業を促進するため、道路整備の観点からも緊急に整備を促進する必要がある関連する道路等の整備に要する費用について、新たに道路整備特別会計から補助する標記制度を創設し、これを別紙「河川等関連公共施設整備促進事業制度要綱」のとおり定め、平成10年4月8日から実施することとしたので、その運営に遺憾なきを期されたく通知する。

なお、貴管下関係市町村（指定市を除く。）にも周知徹底されたい。

（別紙）

河川等関連公共施設整備促進事業制度要綱

第1 目 的

この要綱は、頻発する水害、土砂災害を防ぎ安全で安心できる国土を形成するためには、河川、ダム、砂防等の事業を着実に進めることが必要であることにかんがみ、河川の改修、ダムの建設、砂防設備の整備等の事業に関連して施行する橋梁、付替道路等の整備に関する事業で、道路整備の観点からも緊急に整備する必要があるものについて、地方公共団体に対し、国が道路整備特別会計から特別の予算枠による補助を行う制度を定め、もって河川の改修、ダムの建設、砂防設備の整備等の促進、道路利用者の利便性の向上等を図ることを目的とする。

第2 河川等関連公共施設整備促進事業

河川等関連公共施設整備促進事業（以下「促進事業」という。）とは、地方公共団体である河川、ダム、砂防設備等に係る事業（以下「河川等事業」という。）の事業者が施行する次に掲げる事業をいう。

- （1） 河川改修に伴う橋梁、ダム建設に伴う付替道路その他河川等事業に伴い整備する道路（道路法の道路をいう。以下同じ。）に関する事業
- （2） 道路の機能を保全するための河川等事業に係る施設等の整備に関する事業
- （3） 道路の整備に起因して必要となるインターチェンジ周辺等の河川等事業に係る施設等の整備に関する事業

第3 国の補助

国は、予算の範囲内において、地方公共団体に対し促進事業に要する費用（当該促進事業が道路管理者その他の者とアロケーションして実施する事業にあつては、河川等事業の事業者が負担する費用に限る。）について、当該促進事業と同種の河川等事業に係る国の

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

補助割合または負担割合と同じ割合を補助することができる。

第4 監督等

建設大臣は、地方公共団体に対して、この要綱の施行のため必要な限度において、促進事業の適正な実施を確保するため必要な措置を命じ、または必要な勧告、助言若しくは援助を行うものとする。

第5 その他

促進事業の実施に必要な事項については、この要綱に定めるところによるほか、別に定める河川等関連公共施設整備促進事業実施要領によるものとする。

附 則

この要綱は、平成10年4月8日から施行する。

7.2 河川等関連公共施設整備促進事業の実施について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P648 より＞

〔平成10年4月8日 建設省河総発第148号
都道府県知事・指定市の長あて 建設省河川局長〕

河川等関連公共施設整備促進事業の採択基準、実施手続等については、別添の実施要領によることとしたので通知する。

なお、貴管下関係市町村（指定市を除く）にも周知徹底方お願いする。

（別添）

河川等関連公共施設整備促進事業実施要領

第1 目 的

この要領は、河川等関連公共施設整備促進事業（以下「促進事業」という。）の実施に関し、必要な事項を定めることにより、補助事業の適正な執行と円滑な運用を図ることを目的とする。

第2 採択基準

（1） 一般的基準

促進事業で国庫補助の対象となるものは、促進事業と同種の河川等事業の採択基準に適合し、かつ、道路利用者の利便性若しくは安全性を向上させるために必要なものまたは道路の整備に起因して必要なものとする。

（2） 対象施設等の基準

促進事業の対象となる施設等は、つぎに掲げる基準に該当するものとする。

イ 河川等関連公共施設整備促進事業制度要綱（平成10年4月8日付け建設省河総発第147号河川局長通達、道総発第227号道路局長通達）（以下「要綱」という。）第2（1）に掲げる事業については、道路法の道路（道路の付属物を含む。）であること。

ロ 要綱第2（2）に掲げる事業については、主として安全かつ円滑な道路交通を確保するために整備される河川、ダム（地すべり対策工に係るものに限る。）、砂防

第Ⅰ編 事業編：第4章 砂防事業関連基準

設備，地すべり防止施設，急傾斜地崩壊防止施設および雪崩防止施設であること。

ハ 要綱第2（3）に掲げる事業については，道路の整備に起因して必要となる治水対策のため整備される河川であること。

第3 促進事業要望調書

- 1 都道府県（地方自治法第252条の19第1項の指定都市（以下「指定都市」という。）の区域内の準用河川については，指定都市。）の河川等事業の担当者は，促進事業に関する要望を市町村に係るものも含めて取りまとめ，促進事業要望調書（以下「要望調書」という。）を作成し，河川局に提出するものとする。
- 2 要望調書の作成に当たっては，河川等事業の担当部局は，道路事業の担当部局と十分に調整を行うものとする。

第4 補助金交付申請等

河川等関連公共施設整備促進事業費補助金の交付申請等については，特別の定めのある場合を除くほか，促進事業と同種の河川等事業の補助金の交付に関する規定の例による。

8. 砂防工事における安全確保

8.1 砂防工事における安全確保について

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P726 より＞

平成9年2月5日 建設省河砂発第3号
各地方建設局河川部長・北海道開発局建設部長あて
建設省河川局砂防課長

建設工事における安全確保については建設大臣官房技術審議官より平成8年12月9日建設省技調発第215号によって通達されたところである。

一方、一二・六蒲原沢土石流災害の土石流の発生原因等については、現在「一二・六蒲原沢土石流災害調査委員会」において検討いただいているところであり、その提言を踏まえて砂防工事における安全確保について検討することとしている。

このため、前記検討結果が出るまでの当面の間、土石流が到達する恐れのある箇所での工事については、受注者との協議に基づいた安全確保を実施されたい。

なお、受注者に対してあらかじめその旨の周知を図られたい。

8.2 労働安全衛生規則（抄）

＜砂防関係法令法例規集 18年版 P1257 より＞

昭和47年9月30日
労働省令第32号

最終改正 平成17年12月1日 厚生労働省令第32号

第二編 安全基準

第12章 土石流による危険の防止

（調査及記録）

第575条の9 事業者は、降雨、融雪または地震に伴い土石流が発生するおそれのある河川（以下「土石流危険河川」という。）において建設工事の作業（臨時の作業を除く。以下同じ。）を行うときは、土石流による労働者の危険を防止するため、あらかじめ、作業場所から上流の河川及びその周辺の状況を調査し、その結果を記録しておかなければならない。

（土石流による労働災害の防止に関する規程）

第575条の10 事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、あらかじめ、土石流による労働災害の防止に関する規程を定めなければならない。

2 前項の規程は、次の事項が示されているものでなければならない。

- 一 降雨量の把握の方法
- 二 降雨または融雪があつた場合及び地震が発生した場合に講ずる措置
- 三 土石流の発生の前兆となる現象を把握した場合に講ずる措置
- 四 土石流が発生した場合の警報及び避難の方法
- 五 避難の訓練の内容および時期

3 事業者は、第1項の規程については、前条の規程による調査により知り得たところに適応す

るものとしなければならない。

(把握および記録)

第575条の11 事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、作業開始時にあつては当該作業開始前24時間における降雨量を、作業開始後にあつては1時間ごとの降雨量を、それぞれ雨量計による測定その他の方法により把握し、かつ、記録しておかなければならない。

(降雨時の措置)

第575条の12 事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行う場合において、降雨があつたことにより土石流が発生するおそれのあるときは、監視人の配置等土石流の発生を早期に把握するための措置を講じなければならない。ただし、速やかに作業を中止し、労働者を安全な場所に退避させたときは、この限りでない。

(退避)

第575条の13 事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行う場合において、土石流による労働災害発生 of 急迫した危険があるときは、直ちに作業を中止し、労働者を安全な場所に退避させなければならない。

(警報用の設備)

第575条の14 事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、土石流が発生した場合に関係労働者にこれを速やかに知らせるためのサイレン、非常ベル等の警報用の設備を設け、関係労働者に対し、その設置場所を周知させなければならない。

2 事業者は、前項の警報用の設備については、常時、有効に作動するように保持しておかなければならない。

(避難用の設備)

第575条の15 事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、土石流が発生した場合に労働者を安全に避難させるための登り栈橋、はしご等の避難用の設備を適当な箇所に設け、関係労働者に対し、その設置場所及び使用方法を周知させなければならない。

2 事業者は、前項の避難用の設備については、常時有効に保持しなければならない。

(避難の訓練)

第575条の16 事業者は、土石流危険河川において建設工事の作業を行うときは、土石流が発生したときに備えるため、関係労働者に対し、工事開始後遅滞なく1回、およびその後6月以内ごとに1回、避難の訓練を行わなければならない。

2 事業者は、避難の訓練を行つたときは、次の事項を記録し、これを3年間保存しなければならない。

- 一 実施年月日
- 二 訓練を受けた者の氏名
- 三 訓練の内容

第四編 特別規制

第1章 特定元方事業者等に関する特別規制

(法第29条の2の厚生労働省令で定める場所)

第634条の2 法第29条の2の厚生労働省令で定める場所は、次のとおりとする。

- 一 土砂等が崩壊するおそれのある場所（関係請負人の労働者に危険が及ぶおそれのある場所に限る。）
- 一の二 土石流が発生するおそれのある場所（河川内にある場所であつて、関係請負人の労働者に危険が及ぶおそれのある場所に限る。）
- 二 機械等が転倒するおそれのある場所（関係請負人の労働者が用いる車両系建設機械のうち令別表第7第3号に掲げるもの又は移動式クレーンが転倒するおそれのある場所に限る。）
- 三 架空電線の充電電路に近接する場所であつて、当該充電電路に労働者の身体等が接触し、又は接近することにより感電の危険が生ずるおそれのあるもの（関係請負人の労働者により工作物の建設、解体、点検、修理、塗装等の作業若しくはこれらに附帯する作業またはくい打機、くい抜機、移動式クレーン等を使用する作業が行われる場所に限る。）
- 四 埋設物等またはれんが壁、コンクリートブロック塀、擁壁等の建設物が損壊する等のおそれのある場所（関係請負人の労働者により当該埋設物等又は建設物に近接する場所において明かり掘削の作業が行われる場所に限る。）

第Ⅱ編
調 査 編

【 改 定 履 歴 】

目次項目		改定の内容	
旧	新	旧	新
第 2 章	第 2 章 6		流末状況調査を追記。
第 2 章	第 2 章 8		保全対象調査を追記。
第 4 章 4	第 4 章 4		サンプリング調査箇所数は、1 溪流で最低 2 箇所を追記。
第 5 章 3	第 5 章 3		ボーリング調査における留意点を追記。
	第 7 章		災害関連緊急砂防事業に関わる調査と災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査の内容を追記。
	第 8 章		砂防ソイルセメント堰堤を計画するための調査方法を追記。 (現地調査、試料の採取、材料試験、配合試験)

第Ⅱ編 調査編 目次

第1章 概 説	Ⅱ-1
1. 砂防調査の構成	Ⅱ-1
第2章 流域特性調査	Ⅱ-2
1. 概 説	Ⅱ-2
2. 地形調査	Ⅱ-2
3. 地質調査	Ⅱ-4
4. 植生調査	Ⅱ-4
5. 既設工作物調査	Ⅱ-4
6. 流末状況調査	Ⅱ-4
7. 災害史調査	Ⅱ-4
8. 保全対象調査	Ⅱ-4
9. 経済効果調査	Ⅱ-5
10. 他法令による指定状況調査	Ⅱ-6
第3章 生産土砂量調査	Ⅱ-7
1. 土石流危険溪流調査	Ⅱ-7
2. 水源崩壊調査	Ⅱ-7
3. 溪流調査	Ⅱ-8
4. 巨礫粒径調査	Ⅱ-9
第4章 流 木 調 査	Ⅱ-10
1. 概 説	Ⅱ-10
2. 流域現況調査	Ⅱ-10
3. 発生原因調査	Ⅱ-10
4. 流木の発生場所・発生量・長さ・直径等の調査	Ⅱ-11
4.1 発生原因, 場所	Ⅱ-11
4.2 現況調査法による発生流木量の算出	Ⅱ-11
4.3 サンプルング調査法	Ⅱ-11
4.4 現況調査法による発生流木量	Ⅱ-12
4.5 実績値に基づく発生流木量の算出	Ⅱ-13
5. 流出流木調査	Ⅱ-14
5.1 流木の最大長, 最大直径の算出方法	Ⅱ-14
5.2 流木の平均長, 平均直径の算出方法	Ⅱ-14
6. 流木による被害の形態	Ⅱ-14

第5章 基礎地盤調査	II-15
1. 総説	II-15
2. 概査	II-16
3. 設計調査	II-17
3.1 概説	II-17
3.2 ボーリング調査	II-19
3.3 岩級区分	II-22
3.4 総合解析	II-24
4. 基礎処理調査	II-24
5. えん堤サイトの一般的注意事項	II-25
第6章 環境調査	II-27
1. 自然環境調査	II-27
1.1 植生調査	II-27
1.2 魚類調査	II-28
1.3 鳥類調査	II-28
1.4 小動物・両生類・爬虫類調査	II-29
1.5 昆虫調査	II-29
2. 景観調査	II-29
3. 溪流利用実態調査	II-30
4. 環境保全対策追跡調査	II-31
第7章 災害時の調査	II-32
1. 概説	II-32
2. 災害関連緊急砂防事業に関わる調査	II-32
3. 災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査	II-35
第8章 砂防ソイルセメント堰堤を計画するための調査	II-37
1. 総説	II-37
2. 現地調査	II-39
2.1 現地発生土砂の調査	II-39
2.2 現場状況の調査	II-39
3. 試料の採取	II-41
4. 材料試験	II-42
5. 配合試験	II-44

第1章 概 説

1. 砂防調査の構成

砂防事業を実施する上で必要な調査は、県全体あるいは地域事務所建設局毎の状況を把握するために行う基礎調査と、事業箇所（溪流）毎に行う事業調査に分類される。

解 説

（１）基礎調査

県全体の状況を把握するために行う調査は、地域事務所建設局別に行いそれを取りまとめる方法で実施することが多い。過去に実施した主な調査は次のとおりである。

- ① 土石流危険溪流および危険区域調査
- ② 総合土石流対策基本計画検討
- ③ 土石流総合調査
- ④ 水と緑の溪流づくり調査

（２）事業調査

事業箇所（溪流）毎に行う調査は、その段階に応じて流域特性調査と実施調査に分類される。事業調査の流れを図 1-1に示す。

① 流域特性調査

砂防基本計画を策定するために、溪流の現況流域特性や環境上の問題点を把握するための調査のことである。

② 実施調査

砂防設備の設計や砂防工事の実施に必要な生産土砂量調査、流木調査、基礎地盤調査、自然環境調査、各種測量調査等のことである。

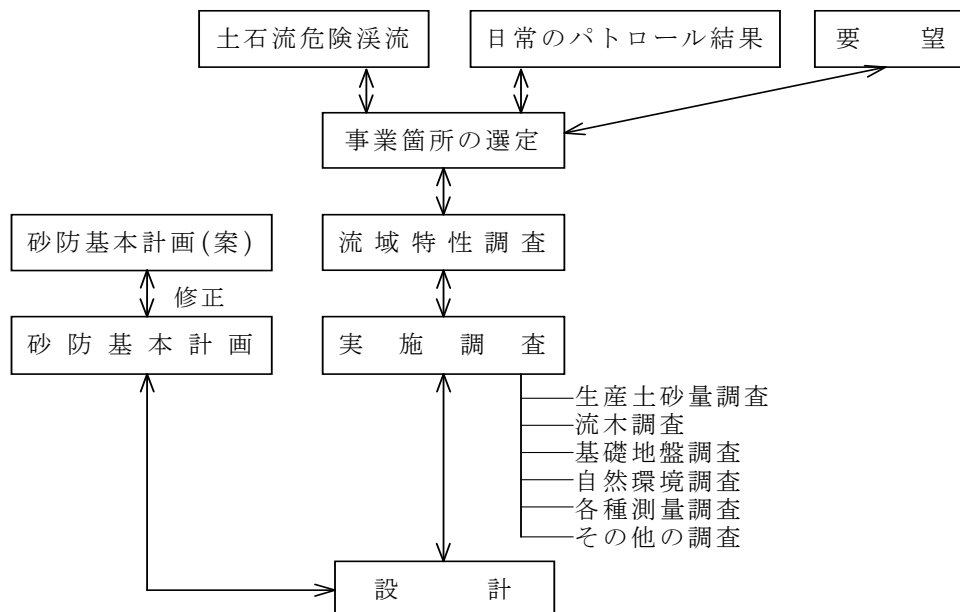


図 1-1 調査の流れ図

第2章 流域特性調査

1. 概 説

流域内の地形・地質特性・経済効果および他法令による規制状況について文献・既存資料調査、現地踏査を行い整理する。

2. 地形調査

地形調査とは、既存の1/5,000程度の地形図等を使用し、最新の航空写真との照査を行った上で、現地踏査をし、地形特性を把握するものである。

解 説

(1) 谷の把握

谷の定義についてはいろいろ考えられているが、広島県では次のように定義する。

「1/5,000 精度以上の地形図において、等高線の入り込みが幅より大きいもの。」

① 谷頭（谷の上流端）

図 2-1において $a = b$ のとき、 b の上流端を谷頭とする。

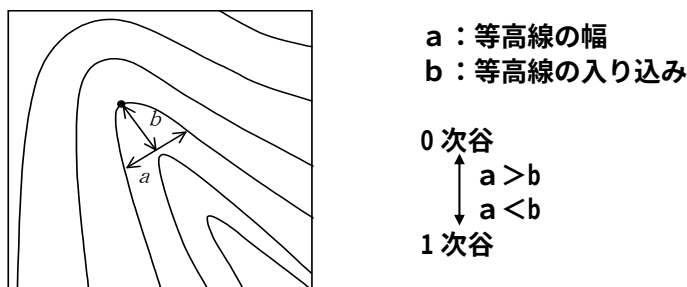


図 2-1 谷の説明図

② 谷の次数

谷の次数は Horton-Strahler の方法による。最上流部の支流のない谷を1次谷とし、1次谷が合流したものを2次谷とする。一般に n 次谷同士が合流すると $(n+1)$ 次谷となる。

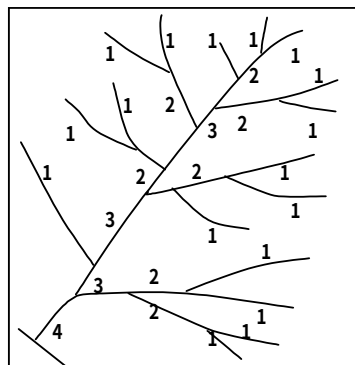


図 2-2 谷次数の決め方

③ 0次谷

1次谷上流端よりも上流側の凹地形の部分をも0次谷とする。広島県では、0次谷の最下流部が1次谷に連続したものを扱い、2次・3次谷への流入は無関係とする。

(2) 山腹勾配の把握

傾斜は崩壊に関係する因子であるので、流域内にどのような勾配をもつ斜面がどのくらいあるかを知る必要がある。また、山腹の崩壊は傾斜角に関係するので把握しておく。

(3) 荒廃地の把握

次の各項に着目して調査を実施する。

- ・地質条件
- ・常時湧水箇所
- ・比較的規模の大きい崩壊履歴
- ・新しい亀裂、滑落崖

地質条件については、表土層の発達している地帯、風化岩や堆積土層の地帯、火山岩屑地帯、火山灰地帯、破碎帯地帯などにおいて土石流の発生の危険があるとされている。

(4) 溪床勾配の把握

流域の河道を一定の距離で区切り、その間の溪床勾配を調べる。これは土石流区間と掃流区間を区分したり、ある地点での土砂輸送能力をみるのに有益である。

土石流の発生は溪床勾配が 20° ($1/3$) 以上で多く、約 2° (約 $1/30$) 付近まで土石流の流下の恐れがあることが判明している。

溪床勾配は、200m間隔程度の簡易測量もしくは $1/5,000$ 程度の地形図からの読みとりによって求める。土砂の移動形態と溪床勾配との関係は図2-3のようである。

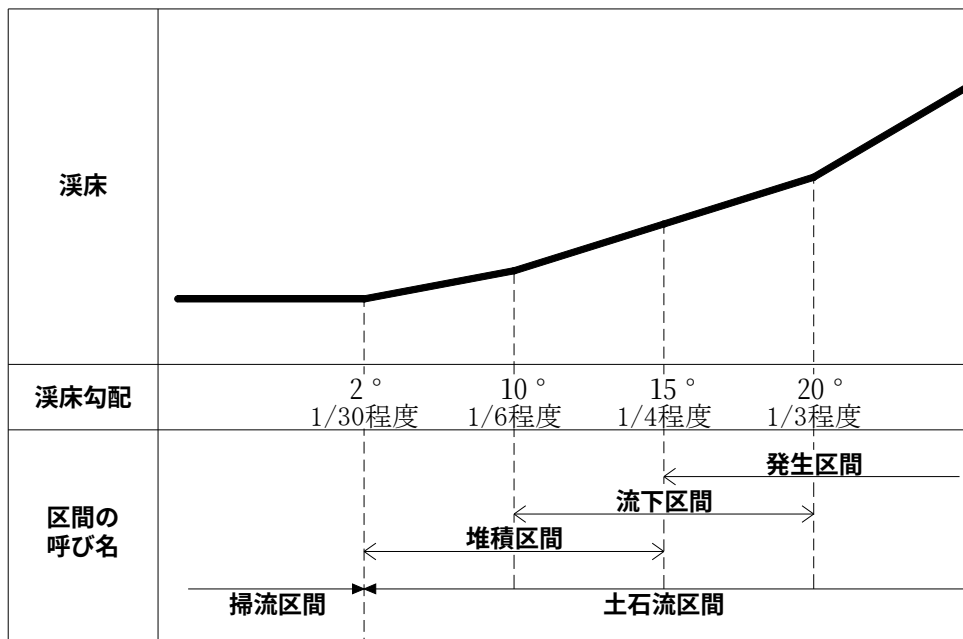


図 2-3 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

(5) 流出形態の把握

溪床土砂堆積地の形状と断面を観察・測定し、堆積が掃流によって形成されたものか、土石流によって形成されたものか、流出形態を把握する。

3. 地質調査

流域の地質は、広島県の土地分類基本調査等の既往文献を基に特性を把握する。
粒度調査は、流域内の溪床堆積物を観察し、溪床生成物の粒度特性を把握する。

4. 植生調査

植生分布図および航空写真、現地踏査により広葉樹・針葉樹の分布状況を把握する。特に、倒木の発生の有無は注意して調査する。

5. 既設工作物調査

既設工作物の諸元およびその効果を調査することにより、土砂の生産・流出現象の流域特性を把握するものである。

6. 流末状況調査

調査対象溪流において、計画基準点より下流の流末状況（断面、勾配、構造）を把握し、位置図、流下能力算定結果、流末状況写真をとりまとめる。

7. 災害史調査

過去にどのような災害が発生したかを知ることが、今後の砂防施設計画に役立つ。また、被害実態および土砂の収支等を知ること、その後の砂防工事の施工順位を決定する有効な資料となる。市町村聞き取り等により流域内の過去の災害履歴等を把握する。

8. 保全対象調査

計画基準点より下流の保全対象調査を行う。

解 説

保全対象とする区域については、土砂災害警戒区域や土石流危険区域を参照する。なお、これらの設定がなされていない場合は、各種要領に基づき設定を行う。

この区域の範囲内に存する保全対象について、保全人家、農地、事業所（産業区分、事業所の規模）、公共施設等の数量・面積等を算出し、緊急輸送道路や避難路（所）等の指定の有無を整理する。

また、当該溪流流域内において、保安林やその他土地規制状況の有無・公図について確認を行いとりまとめる。事業に支障のある土地規制等の事実が確認された場合、施設配置計画に反映させる。

9. 経済効果調査

流域内の資産や土地利用の実態, 今後の開発計画等を調べ, 砂防工事の効果を把握する。

解 説

土砂等の流出に伴う被害は, ①土石流の直撃被害 ②土砂流による被害 ③洪水流による被害に分けられる。

砂防事業における経済効果の把握にあたっては①～③毎に被害想定区域を推定した上で, その区域内の人家・耕地・官公庁・弱者施設・鉄道・道路等を調査することが重要である。

(1) 土石流の流下到達範囲の推定

① 縦断方向

土石流の堆積開始点を地形勾配約 $1/6 \sim 1/4$ (約 $10 \sim 15^\circ$) の地点とし, 堆積末端点を $1/30$ (約 2°) の地点として, この間を縦断方向の流下到達範囲と推定する。

② 横断方向

土石流の流下は段丘, 尾根等による地形条件によって制約される。全国の土石流調査では土石流の分散角は堆積部の地形条件を強く受けて一般的な結果は出ていないが, $10^\circ \sim 60^\circ$ と比較的狭い範囲に分布している。土石流の流下幅と最大堆積幅との比を分散幅比と言うが, 全国の土石流調査での分散比は, 土石流で上限値が 30, 土砂流で 210 となり, 土石流ではほとんどが 10 以下で最頻値は 5 となっている。

③ 洪水流による被害

地形条件によって推定する。

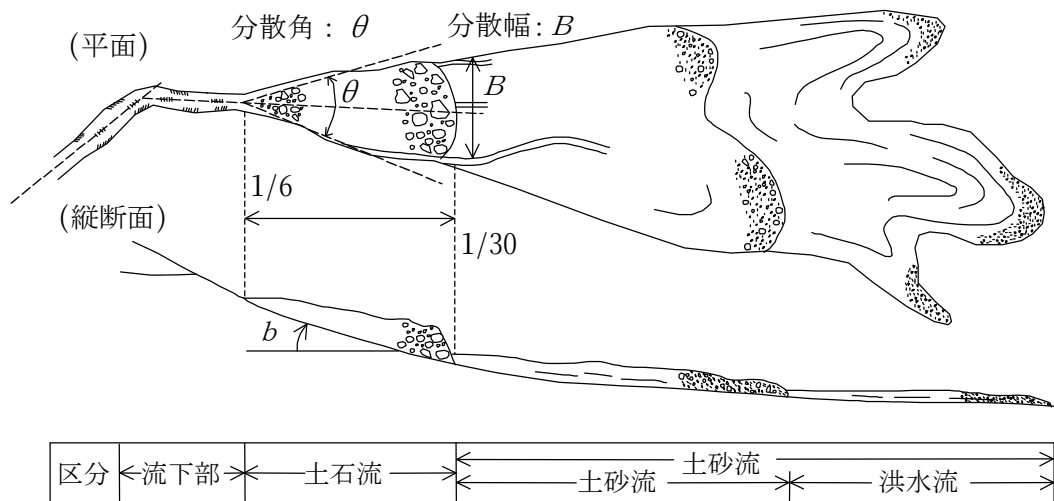


図 2-4 被害想定区域の模式図

出典：土石流対策のための土石流災害調査法 池谷浩著 (財) 砂防・地すべり技術センター
P33 より抜粋, 一部加筆

10. 他法令による指定状況調査

流域内に、保安林・国有林・公園区域・埋蔵文化施設等が存在するかどうか実態を調査し、他法令による指定状況を把握する。

解 説

砂防事業に関連した法令等は次のとおり。

① 砂防指定地	砂防法
② 急傾斜地崩壊危険区域	急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律
③ 地すべり防止区域	地すべり等防止法
④ 保安林	森林法
⑤ 国有林	国有林野法
⑥ 国立公園・国定公園・県立自然公園	自然公園法
⑦ 史跡・名勝・天然記念物	文化財保護法
⑧ 都市計画区域・市街化区域・市街化調整区域	都市計画法
⑨ 風致地区	都市計画法
⑩ 土砂災害警戒区域・土砂災害特別警戒区域	土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律
⑪ その他	

第3章 生産土砂量調査

1. 土石流危険渓流調査

土石流危険渓流における生産土砂量は、流域内の移動可能土砂量を現地調査する。
 (詳細は、「第Ⅲ編 第1章 2.7土砂量等の算出方法」を参照)

解 説

土石流危険渓流は、保全対象の種類と数により、以下の3つに区分される。

土石流危険渓流Ⅰ：保全対象5戸以上、または、保全対象5戸未満であっても官公署、学校、病院、駅、発電所等のある場所に流入する渓流。

土石流危険渓流Ⅱ：保全人家戸数が1戸以上5戸未満の場所に流入する渓流。

土石流危険渓流に準ずる渓流：保全人家戸数0戸で宅地等の拡大可能と考えられる区域に流入する渓流。

出典：土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領(案)平成11年4月 建設省河川局砂防部砂防課

広島県では、平成11～13年度に実施した土石流危険渓流調査により「土石流危険渓流カルテ」が作成されている。

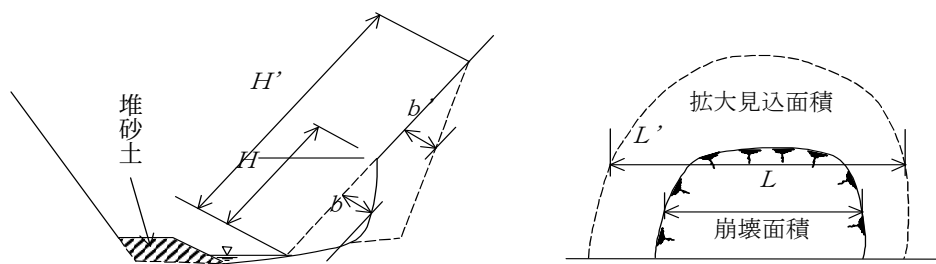
2. 水源崩壊調査

計画基準点より上流を踏査し、本流および支流の崩壊地・堆砂地・拡大生産見込量等を各々調査して、生産土砂量および流出土砂量を求める。

解 説

調査器具(テープ、ロッド、ポール、コンパス、カメラ等)を持って行き、簡単な測量をする。

崩壊調査時に地質、形状を調べ地形図に箇所も記入しておく。



$$\text{崩壊量} = H \times L \times b$$

$$\text{拡大生産見込量} = H \times L' \times b' - \text{崩壊量}$$

図 3-1 崩壊土砂および拡大生産見込土砂例

3. 溪流調査

溪床に堆積している土砂量および溪床勾配・谷幅も調査する。

解 説

現地調査及び近傍溪流における溪床の洗掘状況などを参考に侵食幅，侵食深及び堆積区間を推定し，不安定土砂量を調査する。

溪流調査箇所は，本川及び支川で断面変化に応じて調査を実施する。ただし，断面形状があまり変化しない流域面積が小さい溪流においても最低2断面は調査を行う。

溪流調査結果として，調査位置図，溪床不安定土砂断面図，溪床写真についてとりまとめる。

新規に調査を実施する場合の調査断面数は，以下を参考とする。

- ・1溪流 0.5km²未満 : 10断面程度
- ・1溪流 0.5km²～1.0km² : 15断面程度
- ・1溪流 1.0km²～ : 20断面程度

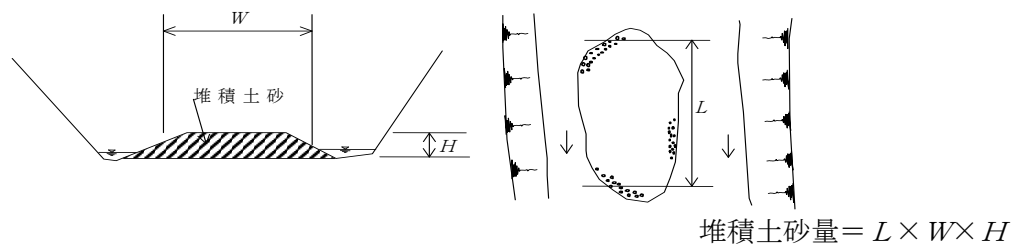


図 3-2 堆積土砂例

4. 巨礫粒径調査

粒径調査は、えん堤建設予定地より上流の溪床およびえん堤サイトより下流の各々200m間の溪床堆積物を調査することによって行う。

解 説

- (1) 測定の対象となる礫は、土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所で溪床にかたまって堆積している巨礫がよい。したがって、角張っていたり材質が異なっていて、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫は対象外とする。
また、調査は粒径の大きいと思われるものから測定を行う。
- (2) 巨礫の粒径は、図 3-3に示すように、その横径、縦径、高さ（それぞれ d_1 , d_2 , d_3 ）の平均値とする。巨礫 200 個以上の測定結果を、表にまとめる。
- (3) 測定の結果をもとにして、図 3-4に示すような巨礫の累加曲線を書く。
その累積値の 95%に相当する礫径を最大礫径（ d_{95} ）とする。最大礫径は 10 cm単位で示す。また、平均礫径（ d_{50} ）は累積値の 50%に相当する礫径とし、10 cm単位で示す。

最大礫径の設定は、例えば透過型砂防えん堤のスリット幅や格子の純間隔を決定する上での極めて重要な要素となるので、土石流の材料となることが予想される礫を出来るだけ多く調査する必要がある。

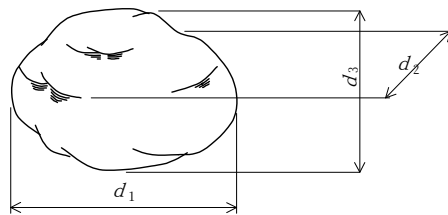


図 3-3 巨礫の粒径

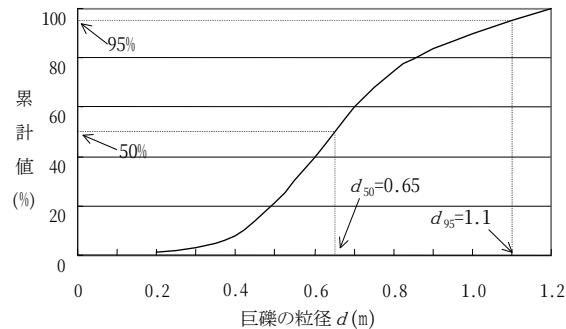


図 3-4 巨礫の粒径の累加曲線例

出典：鋼製砂防構造物設計便覧 鋼製砂防構造物委員会編集 平成 13 年度版 P107 より抜粋，一部加筆

第4章 流木調査

1. 概 説

流木調査は計画流出流木量の算定を目的として実施する。

解 説

流出流木量は実立積で表現するものとし、流域に土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。

流出流木量を把握するために、対象流域の流域現況調査を行い林相等の状況を把握する。次に、流域現況調査の結果を総合的に判断して、流木の発生原因を推定する。さらに、流木の発生量・発生場所等を推定するための調査および流下、堆積する流木の量、長さ、直径の推定調査、流出流木調査及び流木による被害の推定調査を行う。

2. 流域現況調査

流出流木量を算出しようとする地点より上流における立木、植生及び倒木（伐木、用材を除く）を調査する。

3. 発生原因調査

流域現況調査結果を総合的に判断して、流木の発生原因を推定する。

解 説

流木の発生原因を推定することは、流木の発生場所、流木の量、長さ、直径および流木による被害等を推定する上で重要である。地形が急峻で脆弱な場合には、豪雨時に土石流や斜面崩壊が起こり易く、それに伴って地表を覆う樹木が溪流や河道に流入して流木となる。また、過去の流木災害の事例から流木の発生原因を推定することも有効な方法である。

流木の発生原因を表 4-1に示す。

表 4-1 流木の発生原因

流 木 の 起 源	流 木 の 発 生 原 因
立 木 の 流 出	① 斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落 ② 土石流の発生源での立木の滑落・流下 ③ 土石流等の流下に伴う溪岸・溪床侵食による立木の流出
過去に発生した倒木等の流出	④ 病虫害や台風等により発生した倒木等の土石流等による流出 ⑤ 過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流等による再移動 ⑥ 雪崩の発生・流下に伴う倒木の発生とその後の土石流等による下流への流出

4. 流木の発生場所・発生量・長さ・直径等の調査

山腹斜面の現地踏査や空中写真判読および過去の災害実態等をもとに、流木の発生原因を考慮して、流木の発生場所、発生量、長さ、直径等を調査する。ただし、倒木、伐木、溪床に堆積している流木で、伐木、用材の流出等人為の加わったものは発生流木量に含めないものとする。

4.1 発生原因，場所

現地踏査や空中写真判読，また過去の災害実態を把握して，流木の発生原因，発生場所を推定する。

4.2 現況調査法による発生流木量の算出

推定された流木の発生原因・場所を基に流木の長さ，直径を調査し，発生流木量を算出する。

原則として流木の発生が予想される箇所に存在する樹木，流木等の量，長さ，直径を直接的に調査する方法（以下，「現況調査法」と呼ぶ）を用いる。

この方法は，発生流木の対象となる範囲の樹木や流木の全てを調査する方法（以下，「全数調査法」と呼ぶ）とそれらの代表箇所のいくつかをサンプル調査する方法（以下，「サンプリング調査法」と呼ぶ）に分かれる。実際には，全数調査法では調査範囲が広範囲にわたる場合が多いため，現況調査法のうちのサンプリング調査法を用いる。現況調査法では，崩壊および土石流にともない流木が発生する場所を推定する必要がある。土石流の発生・流下する範囲を推定する方法は原則として「第Ⅲ編 第1章 2.7.1 計画流出土砂量の算出方法」を用いる。この方法により降雨時に発生・流下する崩壊，土石流の範囲が推定されれば，次に崩壊や土石流の発生，流下範囲に存在する立木，倒木および過去に発生して溪床等に堆積している流木等の量（本数，立積）や長さ，直径を調査することにより発生流木量，その長さおよび，直径を推定することができる。調査方法としては現地踏査による方法と空中写真判読による方法があり，一般には両者を併用する。

4.3 サンプリング調査法

地形図と空中写真を用いて予想される崩壊，土石流の発生区間・流下区間内の樹木の密度（概算），樹高，樹種等を判読し，この結果をもとに崩壊，土石流の発生・流下範囲を同一の植生，林相となるようにいくつかの地域に区分する。次にそれらの地域毎に現地踏査によるサンプリング調査（10m×10mの範囲）を行い，各地域の樹木の本数，樹種，樹高，胸高直径等を調査する方法が用いられる。この時，現地踏査では以下の項目について調査を行う。

解 説

- (1) 密度あるいは本数：樹木，伐木，倒木，流木等の 100m² 当たりの本数
- (2) 直 径：樹木の胸高直径，伐木，倒木，流木の平均直径
- (3) 長 さ：樹木の高さあるいは伐木，倒木，流木の長さ
- (4) 調査箇所数：1 溪流で最低 2 箇所

4.4 現況調査法による発生流木量

推定された流木の発生原因・場所を基に流木の長さ、直径を調査し、発生流木量を算出する。

発生流木量は下記の手順、式を用いて算出することが出来る。崩壊および土石流の発生区間・流下区間が複数の林相からなる場合は、林相毎に発生流木量（ V_{wy} ）を求め合計する。式中の0次谷、崩壊地の幅および長さは「第Ⅲ編 第1章 2.7.1 計画流出土砂量の算出方法」に準じる。

$$V_{wy} = \frac{(B_d \times L_{dy13})}{100} \times \Sigma V_{wy2}$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot K_d / 4$$

V_{wy} : 発生流木量 (m³)

B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 (m)

L_{dy13} : 発生流木量を算出する地点から流域の最遠点までの流路に沿って図った距離 (m)

V_{wy2} : 単木材積 (m³)

ΣV_{wy2} : サンプル調査 100m² 当たりの樹木材積 (m³/100m²)

H_w : 樹高 (m)

R_w : 胸高直径 (m)

K_d : 胸高係数 (表 4-2参照)

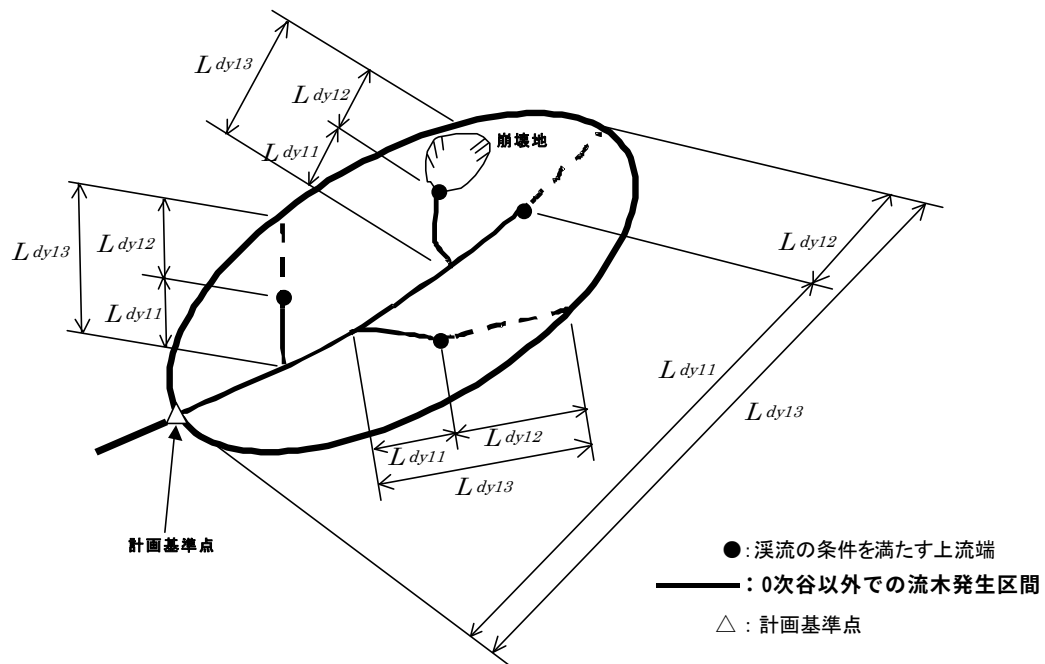


図 4-1 流木発生区間長さ : L_{dy13}

表 4-2 胸高係数表

樹高(m)	第一	第二	第三	hf(第三)	樹高(m)	第一	第二	第三	hf(第三)
5	0.6550	0.6529	0.6517	3.3	25	0.5066	0.4874	0.4524	11.3
6	0.6191	0.6138	0.6064	3.6	26	0.5054	0.4859	0.4505	11.7
7	0.5954	0.5878	0.5759	4.0	27	0.5043	0.4846	0.4487	12.1
8	0.5786	0.5692	0.5538	4.4	28	0.5032	0.4833	0.4470	12.5
9	0.5660	0.5552	0.5371	4.8	29	0.5023	0.4822	0.4454	12.9
10	0.5562	0.5442	0.5238	5.2	30	0.5014	0.4811	0.4440	13.3
11	0.5483	0.5354	0.5131	5.6	31	0.5005	0.4801	0.4426	13.7
12	0.5421	0.5282	0.5042	6.0	32	0.4997	0.4791	0.4413	14.1
13	0.5365	0.5221	0.4966	6.5	33	0.4990	0.4782	0.4401	14.5
14	0.5320	0.5169	0.4902	6.9	34	0.4983	0.4773	0.4389	14.9
15	0.5281	0.5124	0.4846	7.3	35	0.4976	0.4765	0.4378	15.3
16	0.5247	0.5085	0.4796	7.7	36	0.4970	0.4758	0.4367	15.7
17	0.5217	0.5050	0.4753	8.1	37	0.4964	0.4750	0.4357	16.1
18	0.5191	0.5020	0.4717	8.5	38	0.4958	0.4743	0.4348	16.5
19	0.5167	0.4992	0.4679	8.9	39	0.4953	0.4737	0.4339	16.9
20	0.5146	0.4968	0.4647	9.3	40	0.4948	0.4731	0.4330	17.3
21	0.5127	0.4945	0.4618	9.7	41	0.4943	0.4725	0.4321	17.7
22	0.5110	0.4925	0.4591	10.1	42	0.4938	0.4719	0.4314	18.1
23	0.5094	0.4907	0.4567	10.5	43	0.4934	0.4714	0.4306	18.5
24	0.5080	0.4890	0.4545	10.9	44	0.4930	0.4708	0.4299	18.9

(備考)第一 エゾマツ, トドマツ

第二 ヒノキ, サラワ, アスナロ, コウヤマキ

第三 スギ, マツ, モミ, ツガその他の針葉樹および広葉樹

hf(第三)形状高

4.5 実績値に基づく発生流木量の算出

近傍に流木発生事例があり, これらの発生量に関するデータがある場合は, これから単位流域面積当たりの発生流木量 (V_{wy1} (m^3/km^2)) を求め, 下記の式で求めることが出来る。

$$V_{wy} = V_{wy1} \times A$$

A : 流域面積 (km^2) (溪床勾配が 5° 以上の流域面積)

V_{wy1} の値は図 4-2より, 針葉樹なら概ね $1,000 \text{ m}^3/\text{km}^2$ 程度, 広葉樹なら概ね $100 \text{ m}^3/\text{km}^2$ 程度で包括できる。

参考として, 過去に土石流とともに発生した流木の実態調査結果を図 4-2に示す。図は, 過去の災害の実態調査結果をもとに, 溪流の流域面積と針葉・広葉樹林別の流木発生量の関係を示したものである。

なお, 実績に基づく方法は, 流域の大部分が針葉樹, 広葉樹等の森林に覆われているといった条件の溪流に適用できる。

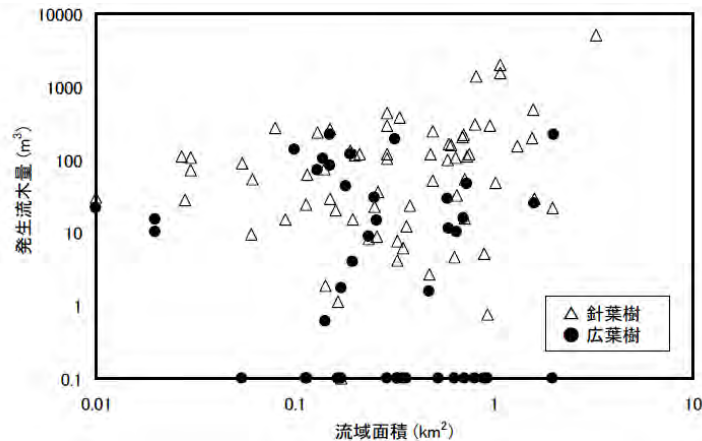


図 4-2 流域面積と発生流木量

5. 流出流木調査

推定される流木の発生量、場所、長さ、直径等をもとに砂防計画基準点等に流出する流木の量、長さ、直径等を推定する。

5.1 流木の最大長、最大直径の算出方法

流木の最大長、および、最大直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。
なお、流木の最大長は土石流の平均流下幅を考慮するものとする。

解 説

流木の最大長 L_{wm} は次式より推定する。

$$H_{wm} \geq 1.3 B_d \text{ の場合} \quad L_{wm} = 1.3 B_d$$

$$H_{wm} < 1.3 B_d \text{ の場合} \quad L_{wm} = H_{wm}$$

B_d ：土石流発生時に侵食が予想される平均渓床幅（m）

H_{wm} ：上流から流出する立木の最大樹高（m）

なお、流木の最大直径 R_{wm} （m）は、上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径（流木となることが予想される立木のうち、大きなものから数えて5%の本数に当たる立木の胸高直径）とほぼ等しいとして推定する。

5.2 流木の平均長、平均直径の算出方法

流木の平均長、および、平均直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。
なお、流木の平均長は土石流の最小流下幅を考慮するものとする。

解 説

流木の平均長 L_{wa} （m）は次式より推定する。

$$h_{wa} \geq B_{dm} \text{ の場合} \quad L_{wa} = B_{dm}$$

$$h_{wa} < B_{dm} \text{ の場合} \quad L_{wa} = h_{wa}$$

B_{dm} ：土石流の最小流下幅（m）

h_{wa} ：上流から流出する立木の平均樹高（m）

また、平均直径 R_{wa} （m）は、上流域において流木となると予想される立木の平均胸高直径とほぼ等しいとする。

6. 流木による被害の形態

流下してくる流木の量、長さ、直径等をもとに保全対象の受ける被害を想定する。

解 説

流木の発生源調査、流下、堆積調査によって保全対象のある地区に流出してくる流木の量や長さ・直径を推定したならば、次に保全対象とする施設等への被害を推定する。

土砂とともに発生・流下する流木による被害の例としては、流木が溪流や河道を流下する際に狭窄部や橋梁・ボックスカルバート等に詰まり、土石流、土砂流等の氾濫を引き起こして周辺地域の人命、人家、道路等に多大な被害を与える場合がある。

第5章 基礎地盤調査

1. 総 説

砂防えん堤を計画する場合、構造物の安全性を考慮するため、基礎地盤調査を行わなければならない。

解 説

砂防えん堤を施工しようとするときは、まず基礎となる地質を吟味することから始めなければならない。地質の状態によって施工が不可能な場合もあり、また地質に欠陥があれば施工に困難をきたし、経費も予想外に必要となるものである。そのため砂防えん堤の施工にあたっては必ず地質調査を要する。一般には概査、設計調査等が行われている。

表 5-1 砂防えん堤地質調査の方法と目的

項 目 調査方法	調 査 項 目 または目的	調 査 内 容	対 応	成 果 品	摘 要
1.踏 査	えん堤計画 の可否判断	岩質および地質 構造, 断層, 破碎 帯, 風化, 段丘岩 質露出状況, 層 理, クラック, 湧水		地質平面図 表層地質横断面図	
2.ボーリング (コア採取) (注入試験) (グラウトテスト)	支持力, 不等沈下 斜面のすべ り面 岩級区分 透水性 グラウトの注 入状況の確 認	岩質, 硬さ, 風化程度, 断層 クラック, 斜面の粘土 層の確認 C, ϕ の調査 透水試験, ルジオン テスト 注入とその周辺 のコアボーリング	コンソリデーショングラウト 基礎の形状 抑止杭, PC アンカー 工 ウォール工, 排水工 カーテングラウト	ボーリング柱状図 すべり面図 透水係数図 ルジオンマップ グラウト孔配置間隔 の決定	径 66mm 以上 深さはえん 堤高さの半 分以上
3.弾性波探査	岩級区分	風化, 基礎掘削計 画, 断層, 破碎帯	コンクリート置換, コンタクトグラウト, コンソリデーショングラウト, ブラクコンクリート	弾性波速度図 地質横断面図	ボーリング調査 と併用する
4.電 気 探 査	透水層	地下水位		地下水位図	
5.横 坑	原位置試験	岩石硬さ, クラック風 化, 断層, 破碎帯, 湧水漏水, 未固結 層, 岩盤強度試験, ブロック剪断試験		調査横坑 (地質) 展開図	火薬使用に よるゆるみ 除去の必要 あり

出典：改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P76 より抜粋，一部加筆

2. 概 査

概査は、既存資料および地形上の判断から候補地点が選定された場合に、おおよその高さ、型式および工事の難易を判断し、えん堤工事の可能性あるいは優劣について判断するために必要な地質情報を求めるための予備的な調査である。実際は現地踏査で行われる。

解 説

- ① 流域全体について踏査をすることは勿論だが、特にえん堤サイト付近の踏査は入念に行い、露出している岩盤の状況、岩質、亀裂の方向、溪床勾配の急変地点などを確認する。
- ② 市販されている地盤地質図および砂防えん堤施工付近の碎石場や橋梁下部工事等の地質図を参考にし、岩盤線、岩質、亀裂の方向などにも注意する。
- ③ 大雨時における流域内の出水の状況、えん堤サイト付近の林相、斜面上に生育する樹木の根元の湾曲の度合なども踏査で確認し、地すべり地帯かどうかの検討をする。
- ④ 表土および溪床堆積物の厚さを確認するために簡便なハンドオーガークーリング等で調査する。

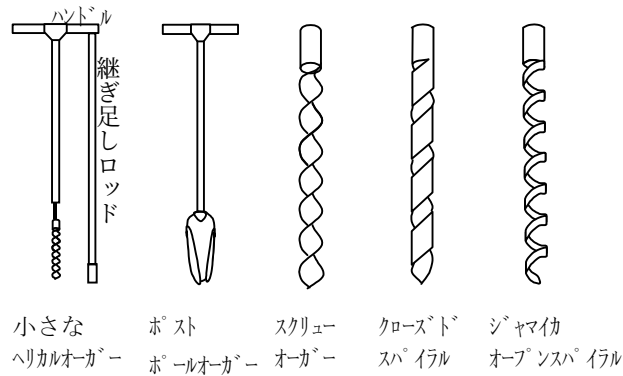


図 5-1 代表的ハンドオーガー

- ⑤ 現地踏査において露頭の少ない場合や特に精密な調査を行う必要がある場合には、トレンチ※ やピットを掘って調査する。
- ※ トレンチは、表土が薄く基礎岩盤が直ちに露出すると判断される場合には工費も少なく非常に有効な方法であるが、植生への悪影響や斜面崩壊の誘因とならないような配慮が必要である。
- ⑥ 調査結果は、以後の諸調査の立案や他の調査法による調査結果の解析の基礎データとして利用できるようにまとめておく。

3. 設計調査

3.1 概 説

設計調査は、えん堤の位置、規模、型式などを選定し、設計および建設に付随する工事に必要な地質情報を求めるための調査、試験でありその調査範囲はえん堤施工のための具体的な設計施工計画を行い得る資料が得られる範囲とする。

解 説

設計調査ではボーリングを主とし、必要に応じその他の地質調査を行うものとする。また、堤高15.0m以上のハイえん堤の場合、基礎岩盤の岩級区分、岩盤の強度、変形係数、弾性係数やルジオンテストによる透水試験を実施するとともに、必要に応じ岩盤試験やグラウチングテストを行う。

ボーリングの箇所、数量、深度などは堤体の規模、型式、形状などに左右されることが多い。

ハイえん堤と一般えん堤の調査項目を表 5-2に示す。

表 5-2 基礎調査の事務

	現地調査 (踏査)	ボーリング	弾性波探査	電気探査	横 坑
$H < 15\text{m}$	◎	○	—	—	—
$H \geq 15\text{m}$ (ハイえん堤)	◎	◎	△	△	△

注) ◎：必ず実施する。

○：原則として実施する。現地調査で把握できれば不要

△：必要に応じて実施する。

(1) 設計調査の範囲

① ハイえん堤の場合

ハイえん堤の場合、図 5-2(a), (b)に示すように、えん堤サイトに関しては、平面的には最終的に決められたえん堤中心線から、下流側はえん堤敷からえん堤高相当分の長さ、上流側はえん堤高の長さ、深さはえん堤基礎からえん堤高の $1/2$ 以上がそれぞれ既知の地質条件となるように範囲を設定する。

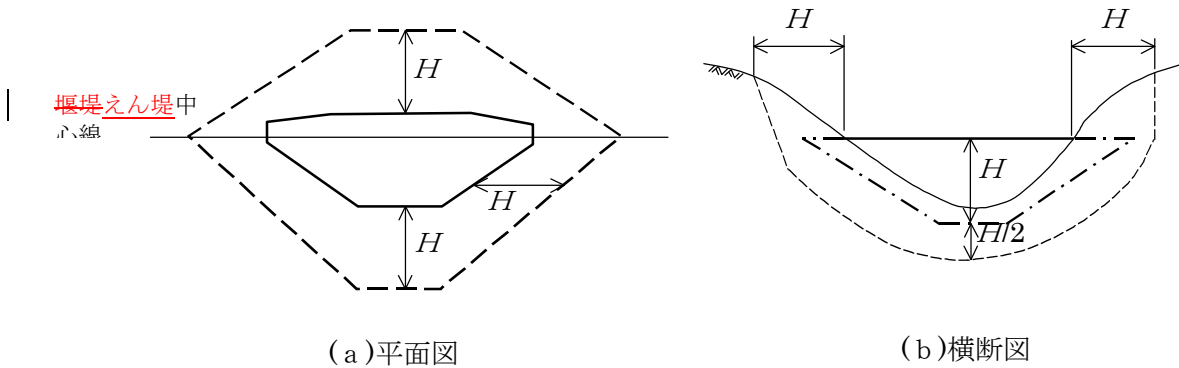


図 5-2 設計調査における調査範囲

② 一般えん堤の場合

一般えん堤の場合は、本堤のえん堤軸および副堤の位置を調査する。えん堤基礎に近接して大規模な地質構造線や異なる岩質の境界（不連続面）が存在すると推定される場合などは必要に応じこれより外側まで調査し、工事や湛水によって発生することが予測される地すべりあるいは崩壊予想箇所および仮設備関連箇所についても、調査しておく必要がある。

(2) 設計調査の留意点

① 重力えん堤では基礎岩盤の強度、特に剪断強度が小さい岩質がはさまっていないか、剪断強度を低下させるような地質構造になっていないか、浸透水による揚圧力がえん堤に大きな影響を与えないとかという点に重点が置かれるべきで、特に溪床部の状況に注意を払う必要がある。

② 調査度の偏りをなくし、地質調査上の重大な見落としをなくするため調査横坑およびボーリングはグリッド方式によって実施することを原則とする。この場合、最初の段階では、調査横坑やボーリングの位置を粗くとばした配置にして、地質状況あるいは設計の必要上、より詳細な地質情報を得たい箇所についてグリッドの間隔を詰めていくいわゆる内挿法を採るべきである。

3.2 ボーリング調査

地質調査におけるボーリング調査は、原則としてロータリ式によりコアを採取して行う。ボーリング孔の配置や深度は、地質踏査の結果を考慮し、調査の目的に応じて決定する。

解 説

① ボーリング調査

地質調査の精度を高め、岩種、硬さ、風化変質の程度、断層、破碎帯、亀裂の多少を調査し、室内試験用供試体を採取しあるいは諸種の孔内試験を行うために、また、地表踏査や物理探査などを組み合わせて岩石や地層の空間広がりを確認するためにボーリング調査を行う。標準貫入試験やベーン剪断試験のような原位置試験や、間隙水圧計等の埋設のためにも行われる。

② ボーリング調査の方式および孔径

地質調査用のボーリングは原則としてロータリ式によってコアを採取し、孔径は66mmを原則とする。

また、調査用のボーリングは原則として、ダイヤモンドクラウンでダブルコアチューブを用いコアの採取率をあげるようにする。

③ 調査結果の整理

ボーリング調査の結果を作業日報および柱状図として整理する。また採取したコアは整理して工事が終了するまですべて保存しておく。

(a) ボーリング柱状図

柱状図には下記の項目を記入する。

- I) 業務概要に関すること 調査名, 地名, 調査年月日
- II) 調査実施者に関すること 調査会社名, 調査責任者名, ボーリング担当者名
- III) ボーリング孔に関すること 穴の番号または名称, 孔口の地盤高, 場合によっては点との関係など
- IV) ボーリング方法に関すること ボーリング方法名, 機械の型式, ボーリング孔径, ピットの種類, ケーシングの深さ, 場合によってはボーリング方向
- V) サンプリングに関すること サンプリング方法, サンプラーの種類, サンプルまたはコアを採取した深さ, サンプルの採取率
- VI) 採取した物質の分類名と層の変わり目の深さ
- VII) 観察記事
- VIII) 地下水位 (孔内水位)
- IX) 最終孔底の深さ
- X) その他 標準貫入試験結果の記録とN値の深さ方向グラフ, 掘進中に遭遇した特記事項, その他の観測事項の資料

(b) 土質断面図(地質断面図)

土質断面図は、土層の連続性と分布状態を一目瞭然に表わし、大局的な見地から設計施工計画の判断を下す。土質別土量を計算し土工費の精算を行う。今後重点的な調査を行うべき箇所および調査内容を検討するなどの目的に利用する。したがって、工事目的あるいは工事の種類に応じて利用しやすいような形式にまとめればよく、一定の様式にあてはめる必要はない。図 5-3は土質断面図の一例である。

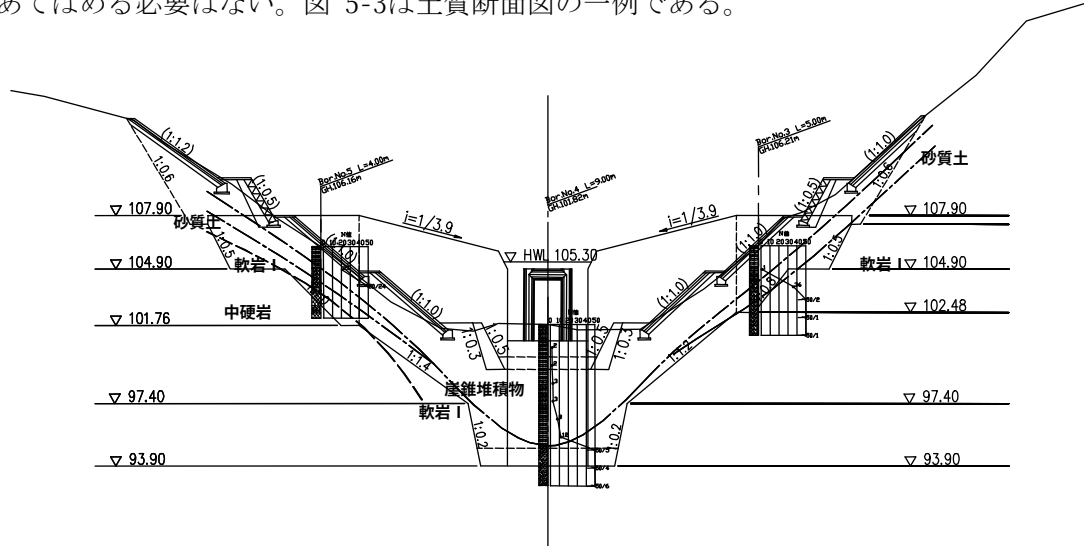


図 5-3 土質断面図の一例

ここに注意

土質断面図は、横断面だけでなく縦断面についても作成し、本堤、垂直壁(副えん堤)、側壁の基礎地盤を設定すること。

④ 一般えん堤のボーリング調査位置

原則として図 5-4に示すように、本堤には溪床部(堤体中心)1本、左右兩岸山腹部(袖部)に各1本、垂直壁(副えん堤)は溪床部(中心)に1本程度の配置を標準とし、溪床幅、堤長、軸部の形状などによって増減する。堤長の長いえん堤や副えん堤にあつては30mに1箇所程度とする。

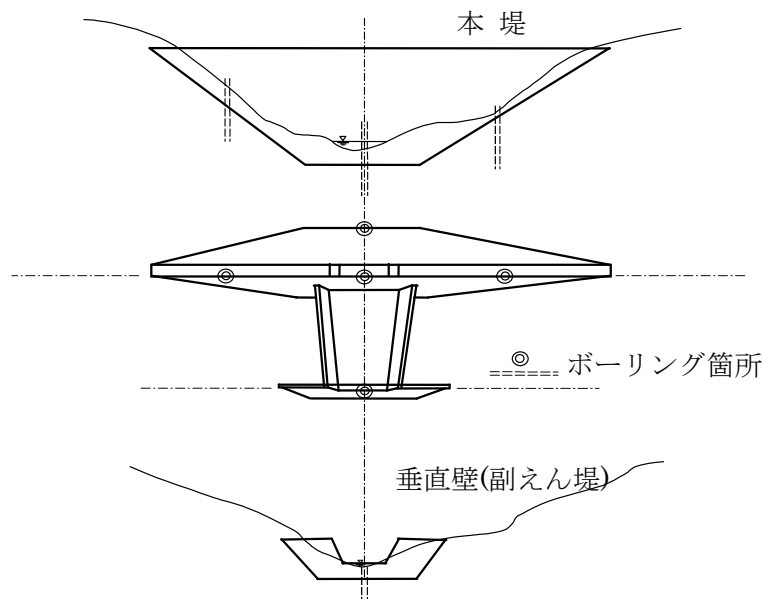


図 5-4 ボーリング調査位置図

⑤ ボーリング調査の深さ

ボーリングの深さは堤高の半分程度を目安とする。ただし地すべり、漏水層、大規模な破碎帯などの存在が予想され、砂防えん堤計画に関係が深いと判断される場合には必要な位置に適当な深さのボーリングを実施する。

ハイえん堤の場合、ボーリングの深さは堤防高程度とし、岩盤部で原則としてルジオンテストを行う。

⑥ ボーリング調査の留意点

(a) 調査横坑とボーリングを実施する順序は、ルジオンテストへの影響を避けるためにボーリングを先行させ、ルジオンテストの終了後に調査横坑を掘削する。特に基礎岩盤の透水性を調べる目的で、ルジオンテストに重点を置くボーリングの場合には、既設調査坑から少なくとも20m程度は離れた位置に配置する。

(b) ボーリングに際しては、特に各層の変わり目や地下水位の確認、測定が重要な要素である。ところが、泥水を用いて掘削した場合、孔底や孔壁より自由な地下水の流入を妨げる結果となり真の地下水位の確認が困難となる。したがって、地下水位を確認するまでは可能な限り無水掘とするのが望ましい。ただし、礫質地盤などで無水掘が困難な場合には、掘進終了後清水で孔壁を洗浄し水位の落ち着きを見て地下水位の測定を行うのがよい。

(c) なお、堤高15.0m未満のえん堤でも、特に断層破碎帯等の軟弱地盤層の存在が予見される時や、常時水を溜める目的がある時にルジオンテストを実施する。

ここに注意



既設砂防えん堤の補強設計では、既存砂防設備台帳等の施設形状を確認すると共に、基礎部や基礎地盤を確認するための調査ボーリングを行う。

3.3 岩級区分

設計調査においては基礎岩盤の岩級区分を行う。

解 説

- (1) 岩級区分は岩片の硬軟、風化の程度、割れ目の頻度、割れ目の状態および在物の種類にもとづいて岩盤を分類し、その良否を評価するものであり、前述の概査、設計調査結果および掘削岩盤面の状況をもとに基礎岩盤としての適否、特殊調査や、基礎処理の必要性の判断基準とする。
- (2) 岩級区分に付いてはいろいろな方法がある。砂防えん堤で用いる代表的な岩級区分の例を表 5-3、表 5-5に示す。判定にあたっては、砂防えん堤の安定計算に用いる強度に留意すること。

表 5-3 岩級区分の例 (1)

class	特 徴	備 考
A	極めて新鮮な岩石で造岩鉱物は風化変質を受けていない。節理はほとんどなく、あっても密着している。色は岩石によって異なるが、岩質は極めて堅硬である。	硬 岩
B	造岩鉱物中、雲母・長石類およびその他の有色鉱物の一部は風化して多少褐色を呈する。節理はあるが密着して、その間に褐色の泥または粘土は含まないもの。	中硬岩
C	C_H 堅硬度、新鮮度はBと C_M との中間のもの。	軟岩Ⅱ
	C_M かなり風化し、節理と節理に囲まれた岩塊の内部は比較的新鮮であっても、表面は褐色または暗緑黒色に風化し、造岩鉱物も石英を除き、長石類その他の有色鉱物は赤褐色を帯びる。節理の間には泥または粘土を含んでいるか、あるいは多少の空隙を有し水滴が落下する。岩塊自体は硬い場合もある。	
	C_L C_M より風化の程度のはなはだしいもの。	軟岩Ⅰ
D	著しく風化し、全体として褐色を呈し、ハンマで叩けば容易に崩れる。更に風化したものでは、岩石は破状に破壊せられて、一部土壌化している。節理はむしろ不明瞭であるが、ときには、岩塊の性質は堅硬であっても、堅岩の間に大きな開口節理の発達するものも含まれる。	

出典：改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P77 より抜粋、一部加筆

表 5-4 岩級区分の細部判断要素

区 分 要 素	現 象	class
堅 硬 度	ハンマで火花が出る程度	A, B
	ハンマで強打して1回で割れる程度	B, CH, CM
	ハンマで崩せる程度	CM, CL, D
割れ目の間隔	50 cm以上	A, B
	50～15 cm	CH, CM, CL
	15 cm以下	CM, CL, D
割れ目の状態	密着し割れ目に沿って風化の跡が見られない	A, B, CH
	密着, 割れ目に沿って多少風化変質し, その面に薄い粘土物質が付着する。	B, CH, CM
	小さな(2mm程度)空隙を有する割れ目が発達しているか, あるいは割れ目に沿ってかなりの幅をもって風化変質し, 割れ目には粘土物質を介在する。	CM, CL
	開口状	CL, D

出典：改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P77 より抜粋

表 5-5 岩級区分の例（2）

名 称			説 明	摘 要
A	B	C		
岩	岩塊・玉石	岩塊・玉石	岩塊, 玉石が混入して掘削しにくく, バケット等に空げきのでき易いもの。 岩塊, 玉石は, 粒径 7.5 cm以上とし, まるみのあるのを玉石とする。	玉石混じり土, 岩塊起砕された岩ごろごろした河床
	軟 岩	I	第三紀の岩石で固結の程度が弱いもの。 風化がはなはだしくきわめてもろいもの。 指先で離しうる程度のものでき裂の間隔は 1～5 cmくらいのもの及び, 第三紀の岩石で固結の程度が良好なもの。 風化が相当進み多少変色を伴い軽い打撃で容易に割れるもの, 離れ易いもので, き裂間隔は 5～10 cm程度のもの。	地山弾性波速度 700～2,800m/sec
		II	凝灰質で堅く固結しているもの。 風化が目にとって相当進んでいるもの。 き裂間隔が 10～30 cm程度で軽い打撃により離しうる程度, 異質の硬い互層をなすもので層面を楽に離しうるもの。	
	硬 岩	中硬岩	石灰岩, 多孔質安山岩のように, 特にち密でなくても相当の固さを有するもの。風化の程度があまり進んでいないもの。硬い岩石で間隔 30～50 cm程度のき裂を有するもの。	地山弾性波速度 2,000～4,000m/sec
		I	花崗岩, 結晶片岩等で全く変化していないもの。 き裂間隔が 1m 内外で相当密着しているもの。硬い良好な石材を取り得るようなもの。	地山弾性波速度 3,000m/sec 以上
		II	けい岩, 角岩などの石英質に富む岩質で最も硬いもの。風化していない新鮮な状態のもの。き裂が少なくよく密着しているもの。	

出典：広島県土木工事共通仕様書 P150 より抜粋一部加筆

3.4 総合解析

設計調査が終了した段階では実施したすべての地質調査および試験の成果を整理し，得られた地質情報について総合解析を行って，設計，施工，維持管理に対して基本資料とする。

解 説

えん堤の設計のために行われる種々の地質調査および試験は，それぞれの方法の相違によって地質情報の性質が異なっている。そこで，それらを集大成し，相互に関連づけて地質条件の最終結論をまとめる。地質専門家のみでなく設計専門家の所見も加えて，基礎岩盤の工学的性質を明らかにし，えん堤本体の設計，施工のみでなくえん堤建設に関連するもろもろの条件に対処し得るように準備しておく必要がある。総合解析において特に必要な事項で落としてはならないものに次のようなものがある。また，さらに検討の余地のある問題点についても明記する必要がある。

- ① 岩盤評価
- ② えん堤の安定上問題になる弱層
- ③ 堅岩線
- ④ ルジオンマップ

4. 基礎処理調査

砂防えん堤の性格から，やむを得ず軟弱地盤や堆積土砂の大きいところ，あるいは地すべり等においてやむをえず砂防えん堤を計画しなければならない場合は，これらの弱点に対する基礎の処理方法等を決定するための詳細な地質調査を実施しなければならない。

解 説

確実で，経済的な基礎処理方法を決定するために必要な，詳細地質調査を実施する。

5. えん堤サイトの一般的注意事項

砂防えん堤が築造されるような地点の地質構造は、例えば、単斜層型、互層型、接触型、段丘型、断層型に分類される。

解 説

えん堤基礎としてはそれぞれ次のような点に注意が必要である。

(1) 単斜層型

えん堤サイトにおける谷の流路の方向と地層の層面とが平行するもので、地層が右岸、あるいは左岸のいずれかの一方に傾斜するものである。これは、層面、または剥離面よりの漏水に対して考慮を払わなければならないほか、「流れ盤」に相当する側の谷壁は緩傾斜で、地すべり、または崖錐層が厚く、切取り土量が多く、かつ岩盤を掘削した際「層すべり」をおこしやすい点等に特別注意する。

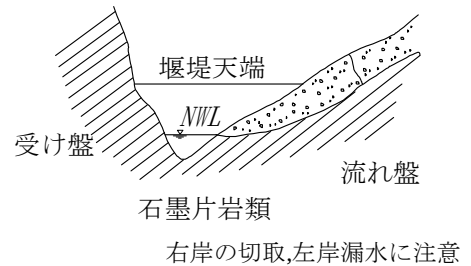


図 5-5 単斜層型

(2) 互層型

いろいろの岩石が互層しているときには、常に岩石の接触面に注意をはらうべきである。特に硬質の岩石と軟質の岩石が互層しているときは一層大切である。これは接触面で軟質の岩石が特に破碎されていることがあり、この接触面を通じて漏水が心配されるからである。なお一見異種の岩石の接触面と見えるところも、実際には断層による接触であることもあるので特別な注意を要する。

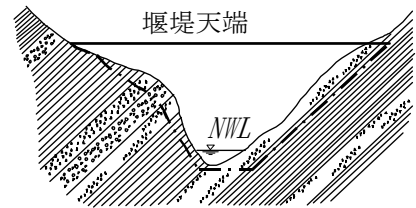
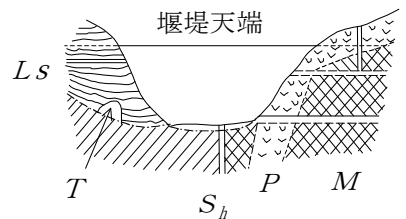


図 5-6 互層型

(3) 接触型

火成岩がえん堤の基礎をなす母岩を貫いている場合であって、この時には接触変質作用のために両方の岩石の接触面に粘土、あるいは軟質岩盤の存することがある。これらの場合には接触面を通じて漏水の可能性や滑動等について十分検討する。



S_h 別所層(黒岩頁岩)
 P 扮 岩(火成岩脈)
 M 接触変質による軟弱岩盤
 Ls 地すべりによる岩屑
 T 底樋隧道

図 5-7 接触型

(4) 段丘型

段丘には河成のもの、湖成のもの等があるが、いずれも透水性の高いものであるから、その存在箇所いかんによってはえん堤の建設に支障をきたすことがあり、またその堤高がみずから限定され、あるいは特殊加工をしなければならないことがある。段丘は堆積物として、砂礫層、粘土層より、また地形上平坦面等によって認められる。

段丘型（段丘の部に特殊の工法を要する）工費、施工の難易により時に不適當となる。

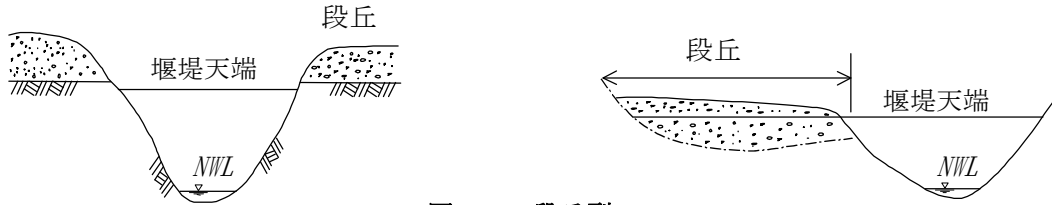


図 5-8 段丘型

(5) 断層型

えん堤サイトに断層が走っているときには、その位置を変更することが望ましい。しかし実際には基礎地盤を掘削してはじめて認められるような場合もあり、また最初から断層の存在が知られていても、各種の条件がすぐれているときには、それらの断層が技術的に処理できるものであるかぎり、そこにあえてえん堤を建設する場合もある。

したがってえん堤サイトにおける断層に対しては、技術的に対処しうるか否かの見通しおよび処理方法の研究が最も重要となる。

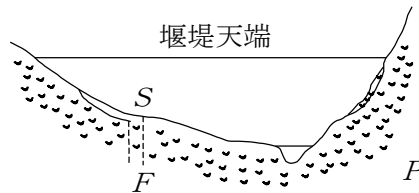


図 5-9 断層型

第6章 環境調査

1. 自然環境調査

砂防事業の主たる実施場所である溪流およびその隣接地では、極めて多種多様の生物が生息しており、相互に密接な関連を持ち生態系を形成している。自然環境調査は、このような生態環境の現況を把握する目的で実施するもので、生態系を有する自然環境と地域に調和した事業を実施する上で重要である。本調査は、植生調査、魚類調査、鳥類調査、小動物・両性類・爬虫類調査および昆虫調査等からなるが、各調査は、予備調査、現地調査、そして、資料整理の順序で進めていくものとする。

解 説

- (1) 調査方法の詳細は「砂防における自然環境調査マニュアル（案）：平成3年1月 建設省河川局砂防部」、「自然と地域になじんだ水と緑の溪流づくり調査について：平成3年2月 建設省河川局砂防部砂防課」、「溪流環境整備計画策定マニュアル：平成6年 建設省河川局砂防部砂防課」および「建設省河川砂防技術基準（案） 調査編」等を参考に実施すること。
- (2) 自然環境調査では、各調査結果を踏まえ流域の自然環境特性をとりまとめるもので、例えば、植生でみると代表的な群落とその配置、貴重群落などの分析とその内容、鳥類では代表種、貴重種などの分布と生息状況について整理し、流域としての特徴を抽出すること。（これにより、今後の砂防事業の展開にあたっての配慮事項、整備方針を検討し、生態系に配慮した砂防事業を進める上で活用を図るものである。）
- (3) 本調査実施にあたっては、既往の「水と緑の溪流づくり調査」や「溪流環境整備計画」の結果を十分活用すること。
- (4) 現地調査については、予備調査の結果、重要と認めた箇所を対象とするが、必要に応じ実施することが望ましい。

1.1 植生調査

河川・溪流沿いはその極地的な土壌・地質・気候・水分等の条件から自然性の高い河畔林や植物群落が立地していることが多い。また河川上流部は標高に対応して多様な植物遷移がみられる。本調査では、植物の種類や植生範囲等を調査する。

解 説

予備調査では、資料収集や聞き取り調査を進めていくが、対象群落に関する資料としては、学術論文、地方誌・史のほかには地形図、航空写真などがある。また、同時に地元住民などの長期の観察記録が重要である。地元に住む人々は、長期にわたって群落の四季の状態を見、また場合によっては何らかの形で利用することにより、その群落の季節現象、過去における変遷など貴重な知識と経験を豊富に持っているものである。これらの人達からの聞き取り調査では、実際の調査を進めていく上で有益な情報が得られる。

1.2 魚類調査

一般に魚は、移動性が大きいとともにその種類により生息する場所に特異性がある。また、季節によっても異なる。本調査では、溪流に生息する魚の種類や生息範囲を調査する。

解 説

- (1) 種類の調査方法としては聞き取りによる方法、統計資料の活用による方法、陸上から観察する方法、投網等により採取する方法、潜水観察などがあり、溪流の特性に応じた方法により行うこと。
- (2) 一般に溪流に生息する魚類については、地元の漁業関係者が多くの情報を持っている。漁業共同組合が、漁法、漁期、対象魚種の制限を設定し管理している場合が多い。さらに、自然保護、天然記念物等の指定を受けている種類などが生息している場合があるので、調査地点の選定、調査時期および調査方法などの決定に際しては、事前に地元関係者と協議をしておくことが望ましい。
- (3) 調査地点選定については事前調査の結果、河川・溪流の上流、下流部等のバランス、滝、堰等流水の分断状況、河川形態（瀬と淵の分布）等を考慮し、河川の魚類相を把握するのに十分効果のあがるような設定を行うこと。常時水のない河川・溪流については除外し、砂防基準点・補助基準点の位置を考慮にいれ設定すること。調査を行う地点の最下流端は、原則として砂防基準点とする。
- (4) 事前調査で重要な種類等が確認された河川・溪流についてはその重要度に応じ調査ポイントを増やすこととする。

1.3 鳥類調査

河川・溪流はカワセミ、ヤマセミ、カワガラス等、水辺性の鳥類の重要な生息の場であり、また、これに連なる森林にも多くの鳥類が生息している。本調査では、これら溪流に生息する鳥の種類および生息範囲等を調査する。

解 説

- (1) 現地調査は対象とする主要種等の状況を線センサスまたは定点観察により把握するものとし、対象種の渡りの習性等を考慮にいれて調査時期を設定すること。
- (2) 現地調査は原則として抽出された箇所周辺で生息種、生息状況行動範囲を把握するために行うが、魚類調査・植生調査等他の調査時に得られた鳥類の情報についても記録を蓄積しておくこと。

1.4 小動物・両生類・爬虫類調査

溪流には、オオサンショウウオ、モリアオガエル等の両生類、爬虫類、また、河川溪流に関係の深い小動物が生息している。本調査では、これら小動物の種類および生息範囲等を調査する。

解 説

- ① 小動物については生活の痕跡（巣穴、排泄物、毛、足跡、生殖臭など）、両生類・は虫類については生体や卵を調べることで推定する。また、小動物については狩猟関係者、林業関係者から聞き取りを行う。
- ② 調査は、鳥類の場合と原則的には同様であるが、鳥類調査と併行して調査することが効率的である。その際は、鳥類調査の線センサスルート周辺および定点観測周辺で重点的に調査を行うこと。

1.5 昆虫調査

溪流には、ホタル、トンボ等の昆虫が生息する。本調査では、これら昆虫の種類および生息範囲等を調査する。

解 説

- ① 現地調査を実施する場合には、調査方法として、ビーティング、スイーピング等による採取、ベイトトラップ等による捕集があるが、対象種の特性を考慮し有効な手法を用いること。また、夜行性の昆虫については、その昆虫の活動時間等を考慮した採取方法（ライトアップ）を行うこと。
- ② 調査は、鳥類調査と並行して調査することが効率的である。その際は、鳥類調査の線センサスルート周辺および定点観察周辺で重点的に調査を行うこと。

2. 景観調査

景観調査は、溪流およびその周辺の景観について調査する。調査項目については、調査目的に応じて定めるとともに詳細な調査は、必要に応じて実施するものとする。

解 説

- (1) 溪流およびその周辺の景観の現況を把握するための調査には、全体的な景観の特徴および縦断的に変化する景観の把握を目的とする概略調査、そして、景観を特徴づけている景観対象、視点、空間構成等の把握を目的とする要素調査がある。さらに詳細な素材調査、色彩調査等がある。
- (2) 調査方法の詳細は、「建設省河川砂防技術基準（案） 調査編」、「砂防関係事業における景観形成ガイドライン 平成19年2月 国土交通省砂防部」を参考に実施する。
- (3) 「砂防関係事業における景観形成ガイドライン」は「第1章 砂防関係事業における景観形成の基本的な考え方」と「第2章 砂防関係事業における景観形成の進め方」で構成される。景観形成の基本的な考え方では景観形成の基本理念（防災機能の確保、時間軸の考慮、地域の個性尊重）と景観形成の基本方針が示されている。景観形成の進め方では調査・計画・設計・施工・管理の段階における景観形成の配慮事項、関係機関及び地域住民等との関係について留意事項が示されている。

3. 溪流利用実態調査

本調査は、生態系の調査とあわせて溪流を貴重な財産として保全、整備を図っていくための基礎資料とするため、溪流において、溪流空間の利用実態について調査する。調査は、予備調査、現地調査、そして、資料整理の順序で進めていくものとする

解 説

- (1) 近年、アウトドアライフの指向、余暇時間の増大等により、我々にとって身近な溪流環境に関心が集まりつつある。また、溪流をこうした身近な憩いの場としてだけでなく、観光・レクリエーションの中核として積極的に利用しようとする動きも大きい。こうした中で、今後さらに地域住民の多様なニーズに対応するとともに、点的な整備から面への展開といった広域的な整備を図り、溪流から地域文化をつくりあげる、あるいは、地域活性化をうながすといった視点が必要と思われる。よって、本調査は、溪流で行われる生態系調査とあわせて溪流の保全、整備を図っていくため行うものである。
- (2) 調査方法の詳細は、「砂防における自然環境調査マニュアル(案)：平成3年1月 建設省河川局砂防部」、「自然と地域になじんだ水と緑の溪流づくり調査について：平成3年2月 建設省河川局砂防部砂防課」、「溪流環境整備計画策定マニュアル：平成6年 建設省河川局砂防部砂防課」および「建設省河川砂防技術基準(案) 調査編」等を参考に実施する。
- (3) 溪流空間とは流水の存在する範囲だけでなく、砂州、砂礫堆及び溪流に隣接する溪畔林を一体的なまとまりとしてとらえた範囲(自然環境調査マニュアル(案)で示した範囲)をいうが、調査着手する際には、文献、市町村等への聞き取りにより調査箇所を選定する。
- (4) 溪流の利用に係る環境要素としては、以下の事項が考えられる。
 - 1) 溪流の利用
 - ① キャンプ場、② 観光漁場、③ ハイキングコース、④ 自然歩道・自然研究路・遊歩道、⑤ 展望台等施設、⑥ 公園・温泉、⑦ 溪流プール、⑧ カヌー・ボート・船下り、⑨ 探鳥会・自然観察会
 - 2) 観光資源
 - ① 山岳、② 溪谷・滝・溪畔林・淵、③ 湖沼・えん堤、④ 植物・動物、⑤ 特殊地形・湧水群、⑥ 溪流釣り
- (5) 上記の利用実態のほか、聞き取り調査、あるいはアンケート調査等で以下の内容を把握する。
 - 1) 今後の地方自治体、民間などの溪流整備、利用計画
 - 2) 溪流周辺の市街地、観光地とのロケーションとアクセス
 - 3) 利用者および市町村の溪流整備・利用の意向
- (6) 本調査実施にあたっては、既往の「水と緑の溪流づくり調査」や「溪流環境整備計画」の結果を十分活用すること。
- (7) 現地調査については、予備調査の結果、重要と認めた箇所を対象とするが、必要に応じ実施することが望ましい。

4. 環境保全対策追跡調査

砂防溪流整備において、環境保全対策を講じた個所については、その追跡調査を行う。

解 説

- ① 環境保全対策の効果等を明らかにするため、環境保全対策を実施した個所については、追跡調査を行うことが望ましい。
- ② 上記、追跡調査は、今後の整備計画策定および施設の設計等にフィードバックする基礎資料となるものである。

第7章 災害時の調査

1. 概 説

災害時の調査には、災害関連緊急砂防事業に関わる調査と災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査がある。

解 説

災害関連緊急砂防事業に関わる調査とは、災害関連緊急砂防事業の申請用資料の作成のため、災害後、速やかに簡易測量（緊急事業の要求に必要な測量）、写真撮影等を行うものである。また、災害の範囲の広いもの、災害の規模が激甚な場合には、ヘリコプター等で空中写真（斜め写真）を撮影する。写真は、現地の応急復旧作業が始まる前に極力撮影して、土砂等の流出状況、被災の状況、保全対象等が分かるものを重点的に撮影する。

災害関連緊急砂防事業に関わる実態調査とは、以下の事務連絡に従い行うものである。

“土石流、地すべり、急傾斜地崩壊の土砂災害が発生した場合の災害報告については、「土砂災害による被害状況の提出について」（平成13年5月28日付国総民第13号、国河保第29号及び国住防第1号）により通知したところであるが、今後、警戒避難体制の検討等において、土砂災害に関するより一層詳細なデータの蓄積が必要である。これに鑑みて、災害関連緊急砂防事業の採択を受けた箇所については、別紙のとおり「災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査」として、土石流、地すべり、がけ崩れについて各々報告様式を定めたので、下記要領により報告されたい。（事務連絡：平成13年5月31日）”

2. 災害関連緊急砂防事業に関わる調査

災害関連緊急砂防事業の申請用資料の作成のため、溪流状況、立木・倒木状況、巨礫状況、被害状況等の写真撮影を行い、必要な調査を行う。

解 説

災害関連緊急砂防事業の申請用資料については、第1編事業編 第3章災害対応に示す。次頁に主な現地調査の項目、作成資料および内容について示す。

表 7-1 災害関連緊急砂防事業に関わる主な調査の項目および作成資料

調査項目	作成資料	内 容
溪流調査	溪流横断図	ポール横断等で溪流の横断地形を把握し、不安定土砂の堆積している幅と深さおよび立木の存在している幅を設定する。
	溪流状況写真	溪流状況を撮影する。
	不安定土砂量・流木量算定平面図	不安定土砂量・流木量を算定した根拠図を作成する。
	不安定土砂量計算書	不安定土砂量を算定する。
	土砂収支図	施設配置計画も加味し、土砂収支図を作成する。
立木・倒木調査	立木調査結果表	サンプリング調査結果を取りまとめる。
	立木状況写真	サンプリング調査した樹木を撮影する。
	立木調査位置図	サンプリング調査箇所の位置図を作成する。
	倒木調査結果表	倒木調査結果を取りまとめる。
	倒木状況写真	倒木調査した樹木を撮影する。
	立木密度算定表	サンプリング調査から立木密度を算定する。
	流木量計算書	立木密度と溪流調査から流木量を算定する。
巨礫粒径調査	巨礫調査結果表	巨礫調査結果を取りまとめる。
	巨礫状況写真	巨礫状況を撮影する。
	巨礫粒径調査位置図	巨礫粒径調査範囲の位置図を作成する。
	巨礫粒径累加曲線	巨礫粒径累加曲線を作成し、最大礫径を算定する。
被害状況調査	人的、物的被害状況表	被害状況を取りまとめる。
	被害状況写真	被害状況を撮影する。
	保全対象写真	保全対象を撮影する。

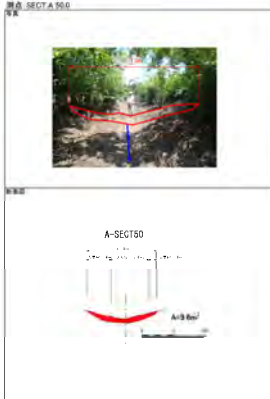
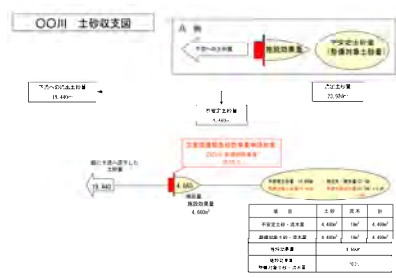
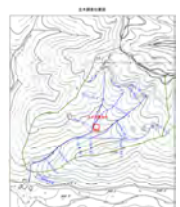
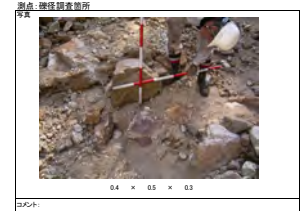
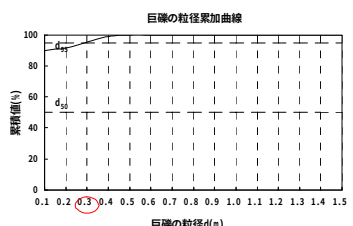
※ 各調査方法については、第2章 流域特性調査、第3章 生産土砂量調査および第4章 流木調査を参照。

ここに注意



災害関連緊急砂防事業では、溪流に残存している不安定土砂、流木を対象とするため、溪流状況写真では、土砂の侵食された状況ではなく、残存している不安定土砂・流木の状況を記録する。

表 7-2 災害関連緊急砂防事業の申請用資料の作成例

調査項目	作成例																																																																																																																								
1. 溪流調査	調査点: SECT A 50.0 写真  不安定土砂量(対象渓流の全土砂量) 対象断面: ○○川砂防之心線 <table><thead><tr><th>測線</th><th>測線間距離 L(m)</th><th>不安定土砂量断面 A(m²)</th><th>平均断面 A(m²)</th><th>土砂量 V(m³)</th><th>備考</th></tr></thead><tbody><tr><td>本川+350</td><td>100</td><td>12.3</td><td>10.20</td><td>1020.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+250</td><td>100</td><td>8.1</td><td>6.45</td><td>645.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+150</td><td>50</td><td>30.5</td><td>17.65</td><td>882.5</td><td></td></tr><tr><td>本川+50</td><td>50</td><td>22.9</td><td>28.70</td><td>1,335.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+0</td><td>50</td><td>11.2</td><td>17.05</td><td>852.5</td><td></td></tr><tr><td>左支川+300</td><td></td><td>2.5</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>左支川+200</td><td>50</td><td>3.5</td><td>3.00</td><td>150.0</td><td></td></tr><tr><td>左支川+150</td><td>50</td><td>14.1</td><td>8.80</td><td>440.0</td><td></td></tr><tr><td>左支川+100</td><td>50</td><td>30.2</td><td>22.15</td><td>1,107.5</td><td></td></tr><tr><td>右支川</td><td>120</td><td>3.8</td><td>3.80</td><td>456.0</td><td></td></tr><tr><td>小計</td><td></td><td></td><td></td><td>6,889.5</td><td></td></tr></tbody></table> 与 6,889 m³ 不安定土砂量(1.5m以上の石塊により流出すると想定される土砂量) 対象断面: ○○川砂防之心線 <table><thead><tr><th>測線</th><th>測線間距離 L(m)</th><th>不安定土砂量断面 A(m²)</th><th>平均断面 A(m²)</th><th>土砂量 V(m³)</th><th>備考</th></tr></thead><tbody><tr><td>本川+350</td><td>100</td><td>12.3</td><td>10.20</td><td>1020.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+250</td><td>100</td><td>8.1</td><td>6.45</td><td>645.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+150</td><td>50</td><td>30.5</td><td>17.65</td><td>882.5</td><td></td></tr><tr><td>本川+50</td><td>50</td><td>22.9</td><td>28.70</td><td>1,335.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+0</td><td>50</td><td>11.2</td><td>17.05</td><td>852.5</td><td></td></tr><tr><td>小計</td><td></td><td></td><td></td><td>4,735.0</td><td></td></tr></tbody></table> 与 4,740 m³ 1- (1) 溪流状況写真および横断面 1- (3) 不安定土砂量計算書  1- (4) 土砂量収支図	測線	測線間距離 L(m)	不安定土砂量断面 A(m ²)	平均断面 A(m ²)	土砂量 V(m ³)	備考	本川+350	100	12.3	10.20	1020.0		本川+250	100	8.1	6.45	645.0		本川+150	50	30.5	17.65	882.5		本川+50	50	22.9	28.70	1,335.0		本川+0	50	11.2	17.05	852.5		左支川+300		2.5				左支川+200	50	3.5	3.00	150.0		左支川+150	50	14.1	8.80	440.0		左支川+100	50	30.2	22.15	1,107.5		右支川	120	3.8	3.80	456.0		小計				6,889.5		測線	測線間距離 L(m)	不安定土砂量断面 A(m ²)	平均断面 A(m ²)	土砂量 V(m ³)	備考	本川+350	100	12.3	10.20	1020.0		本川+250	100	8.1	6.45	645.0		本川+150	50	30.5	17.65	882.5		本川+50	50	22.9	28.70	1,335.0		本川+0	50	11.2	17.05	852.5		小計				4,735.0							
測線	測線間距離 L(m)	不安定土砂量断面 A(m ²)	平均断面 A(m ²)	土砂量 V(m ³)	備考																																																																																																																				
本川+350	100	12.3	10.20	1020.0																																																																																																																					
本川+250	100	8.1	6.45	645.0																																																																																																																					
本川+150	50	30.5	17.65	882.5																																																																																																																					
本川+50	50	22.9	28.70	1,335.0																																																																																																																					
本川+0	50	11.2	17.05	852.5																																																																																																																					
左支川+300		2.5																																																																																																																							
左支川+200	50	3.5	3.00	150.0																																																																																																																					
左支川+150	50	14.1	8.80	440.0																																																																																																																					
左支川+100	50	30.2	22.15	1,107.5																																																																																																																					
右支川	120	3.8	3.80	456.0																																																																																																																					
小計				6,889.5																																																																																																																					
測線	測線間距離 L(m)	不安定土砂量断面 A(m ²)	平均断面 A(m ²)	土砂量 V(m ³)	備考																																																																																																																				
本川+350	100	12.3	10.20	1020.0																																																																																																																					
本川+250	100	8.1	6.45	645.0																																																																																																																					
本川+150	50	30.5	17.65	882.5																																																																																																																					
本川+50	50	22.9	28.70	1,335.0																																																																																																																					
本川+0	50	11.2	17.05	852.5																																																																																																																					
小計				4,735.0																																																																																																																					
2. 立木・倒木調査	調査点: 立木調査地点  立木調査位置図  2- (1) 立木状況写真 2- (2) 立木調査位置図 立木密度算定表 <table><thead><tr><th>測線</th><th>測線間距離 L(m)</th><th>立木数 N</th><th>立木密度 N/L</th></tr></thead><tbody><tr><td>本川+350</td><td>100</td><td>10</td><td>0.10</td></tr><tr><td>本川+250</td><td>100</td><td>15</td><td>0.15</td></tr><tr><td>本川+150</td><td>50</td><td>20</td><td>0.40</td></tr><tr><td>本川+50</td><td>50</td><td>15</td><td>0.30</td></tr><tr><td>本川+0</td><td>50</td><td>10</td><td>0.20</td></tr><tr><td>左支川+300</td><td></td><td>5</td><td>0.05</td></tr><tr><td>左支川+200</td><td>50</td><td>10</td><td>0.20</td></tr><tr><td>左支川+150</td><td>50</td><td>15</td><td>0.30</td></tr><tr><td>左支川+100</td><td>50</td><td>20</td><td>0.40</td></tr><tr><td>右支川</td><td>120</td><td>10</td><td>0.08</td></tr><tr><td>小計</td><td></td><td>100</td><td></td></tr></tbody></table> 2- (3) 立木密度算定表 流出流木量 計算書 <table><thead><tr><th>測線</th><th>測線間距離 L(m)</th><th>立木数 N</th><th>立木密度 N/L</th><th>流木量 V(m³)</th><th>備考</th></tr></thead><tbody><tr><td>本川+350</td><td>100</td><td>10</td><td>0.10</td><td>100.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+250</td><td>100</td><td>15</td><td>0.15</td><td>150.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+150</td><td>50</td><td>20</td><td>0.40</td><td>200.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+50</td><td>50</td><td>15</td><td>0.30</td><td>150.0</td><td></td></tr><tr><td>本川+0</td><td>50</td><td>10</td><td>0.20</td><td>100.0</td><td></td></tr><tr><td>左支川+300</td><td></td><td>5</td><td>0.05</td><td>50.0</td><td></td></tr><tr><td>左支川+200</td><td>50</td><td>10</td><td>0.20</td><td>100.0</td><td></td></tr><tr><td>左支川+150</td><td>50</td><td>15</td><td>0.30</td><td>150.0</td><td></td></tr><tr><td>左支川+100</td><td>50</td><td>20</td><td>0.40</td><td>200.0</td><td></td></tr><tr><td>右支川</td><td>120</td><td>10</td><td>0.08</td><td>120.0</td><td></td></tr><tr><td>小計</td><td></td><td>100</td><td></td><td>1,000.0</td><td></td></tr></tbody></table> 2- (4) 流木量計算書	測線	測線間距離 L(m)	立木数 N	立木密度 N/L	本川+350	100	10	0.10	本川+250	100	15	0.15	本川+150	50	20	0.40	本川+50	50	15	0.30	本川+0	50	10	0.20	左支川+300		5	0.05	左支川+200	50	10	0.20	左支川+150	50	15	0.30	左支川+100	50	20	0.40	右支川	120	10	0.08	小計		100		測線	測線間距離 L(m)	立木数 N	立木密度 N/L	流木量 V(m ³)	備考	本川+350	100	10	0.10	100.0		本川+250	100	15	0.15	150.0		本川+150	50	20	0.40	200.0		本川+50	50	15	0.30	150.0		本川+0	50	10	0.20	100.0		左支川+300		5	0.05	50.0		左支川+200	50	10	0.20	100.0		左支川+150	50	15	0.30	150.0		左支川+100	50	20	0.40	200.0		右支川	120	10	0.08	120.0		小計		100		1,000.0	
測線	測線間距離 L(m)	立木数 N	立木密度 N/L																																																																																																																						
本川+350	100	10	0.10																																																																																																																						
本川+250	100	15	0.15																																																																																																																						
本川+150	50	20	0.40																																																																																																																						
本川+50	50	15	0.30																																																																																																																						
本川+0	50	10	0.20																																																																																																																						
左支川+300		5	0.05																																																																																																																						
左支川+200	50	10	0.20																																																																																																																						
左支川+150	50	15	0.30																																																																																																																						
左支川+100	50	20	0.40																																																																																																																						
右支川	120	10	0.08																																																																																																																						
小計		100																																																																																																																							
測線	測線間距離 L(m)	立木数 N	立木密度 N/L	流木量 V(m ³)	備考																																																																																																																				
本川+350	100	10	0.10	100.0																																																																																																																					
本川+250	100	15	0.15	150.0																																																																																																																					
本川+150	50	20	0.40	200.0																																																																																																																					
本川+50	50	15	0.30	150.0																																																																																																																					
本川+0	50	10	0.20	100.0																																																																																																																					
左支川+300		5	0.05	50.0																																																																																																																					
左支川+200	50	10	0.20	100.0																																																																																																																					
左支川+150	50	15	0.30	150.0																																																																																																																					
左支川+100	50	20	0.40	200.0																																																																																																																					
右支川	120	10	0.08	120.0																																																																																																																					
小計		100		1,000.0																																																																																																																					
3. 巨礫粒径調査	調査点: 巨礫調査地点  巨礫粒径調査位置図  3- (1) 巨礫状況写真 3- (2) 巨礫粒径調査位置図  3- (3) 巨礫粒径累加曲線																																																																																																																								
4. 被害状況調査	 4- (1) 被害状況写真(斜め写真)  4- (2) 被害状況写真(被災人家)																																																																																																																								

3. 災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査

災害関連緊急砂防事業に関わる調査を行うとともに、災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査を実施する。

解 説

災害時には、災害関連緊急砂防事業の申請用資料の作成のための調査を最優先とする。しかし同時に、災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査も実施する。次頁に、広島県で想定される災害実態調査の項目を抽出し、災害関連緊急砂防事業に関わる調査により報告可能である項目とそうでない項目に整理した一覧表を示す。

表 7-3 災害関連緊急砂防事業に関わる災害実態調査の主な項目

調 査 項 目		調査項目の内容で分類	
(大項目)	(小項目)	災害関連緊急砂防事業に関わる調査により、報告が可能な項目	別途、調査が必要な項目
表層崩壊に起因した土石流の発生形態での調査	詳細平面図、縦断面図の作成	・詳細平面図（縮尺 1/1,000 程度）の作成	—
	土石流発生場（表層崩壊発生区域）の概要	・崩壊地周辺の地質区分・各崩壊地の崩壊土量・各崩壊地の崩壊面積・主な流域毎の崩壊面積率・崩壊残土の量と位置的な分布・崩壊地の縦断面図、横断面図・崩壊地の平均勾配	・崩壊地周辺の植生状況・崩壊地での湧水箇所、パイプと湧水の有無・崩壊地周辺の亀裂の大きさと分布
	土石流流下場の概要	・渓床堆積土砂の侵食区間の平均勾配・渓床堆積土砂の侵食量・残存している渓床堆積土砂量	・流下痕跡による土石流の流速の算出
	土石流堆積場の概要	・土石流堆積場の範囲の図示・土石流氾濫開始点の勾配・氾濫区域Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの到達地点の勾配	・土石流ロープ数、各々の土石流ロープの土砂量、最大粒径・流下痕跡から推定した土石流本体の流動深・土砂量堆積物の土砂量、最大粒径、流下痕跡から推定した流動深・泥水の流下痕跡から推定した流動深
	土石流発生場～流下場～堆積場での土砂収支図の作成	土砂収支図の作成	—
	堆積土砂の土質的特性	—	・粒度分布、準JISA1204の規格に従って篩い分け試験、土質試料を試験終了後送付
土石流対策技術指針（案）次期改定のための調査	土石流ピーク流量の推定	・土石流対策技術指針（案）による推定（高橋の理論式、水山の経験式）	・流下痕跡からの推定・ビデオなどの映像解析によって求められた速度からの推定
流木対策技術指針（案）次期改定のための調査	流木の谷出口への流出率	・発生流木量をサンプリング法により推定	・谷出口までに堆積した流木量の測定
	流木容積率	・堆砂状況の撮影	・捕捉された流木の本数、流木長、流木直径の調査
人的被害、家屋等の物的被害の実態	—	・流失、全壊、半壊、一部破損、床下浸水、床上浸水した家屋の位置・特別警戒区域、警戒区域での流失、全壊、半壊、一部破損、床下浸水、床上浸水した家屋の数と各々の区域内の総家屋数に占める割合	・家屋の壁での流下痕跡から推定される流動深・家屋の破壊をもたらしたと考えられる最大粒径・砂礫の衝突による鉄骨の変形量と変形部の断面図・家屋の破壊をもたらしたと考えられる流木の長さ、平均径、本数・破損箇所を示した家屋の間取り図の作成
土石流の前兆現象、土砂の到達時間など	—	—	・各家屋に土砂や水、流木が流入してきた時刻・土石流の前兆現象と考えられる現象の有無とそれらのおおよその時刻・土石流の前兆現象と考えられる現象や土石流を撮影した映像の有無とその内容
砂防施設の効果と被災実態	—	・砂防施設の位置	・既設砂防えん堤の土砂捕捉量と堆砂勾配・既設砂防えん堤の流木捕捉量・既設砂防えん堤の空容量・既設砂防えん堤の堆砂状況、透過型砂防えん堤の土砂流木捕捉状況の写真・捕捉土砂量の最大粒径・砂防施設の被災
土地利用形態	—	—	・各種土地利用形態と所有者名・土地管理状況

※ 取りまとめ様式については、砂防関係事業災害対策の手引きを参照。

第8章 砂防ソイルセメント堰堤を計画するための調査

1. 総 説

「砂防ソイルセメント設計・施工便覧 H23」を参照

砂防ソイルセメント堰堤を計画するため、現地発生土砂量の量・性状、粒度特性、現地状況等、必要な資料を得ることを目的に、調査・試験を行う。

解 説

砂防ソイルセメント堰堤を計画するためには、まず、現地踏査によって、計画地点周辺で採取できる現地発生土砂の賦存量およびその性状を把握する必要がある。また、砂防ソイルセメント工法の施工においては、計画地付近に現地発生土砂の仮置きヤードや練り混ぜのための混合ヤードが必要となるため、それらのヤードの有無を調査する必要がある。

現地発生土が活用でき、砂防ソイルセメント堰堤の施工が可能であると想定される場合は、現地発生土の材料試験・配合試験を実施し、砂防ソイルセメントの発現強度や単位体積重量等の品質を把握して、砂防ソイルセメント堰堤を計画するための基礎資料を得ることとする。

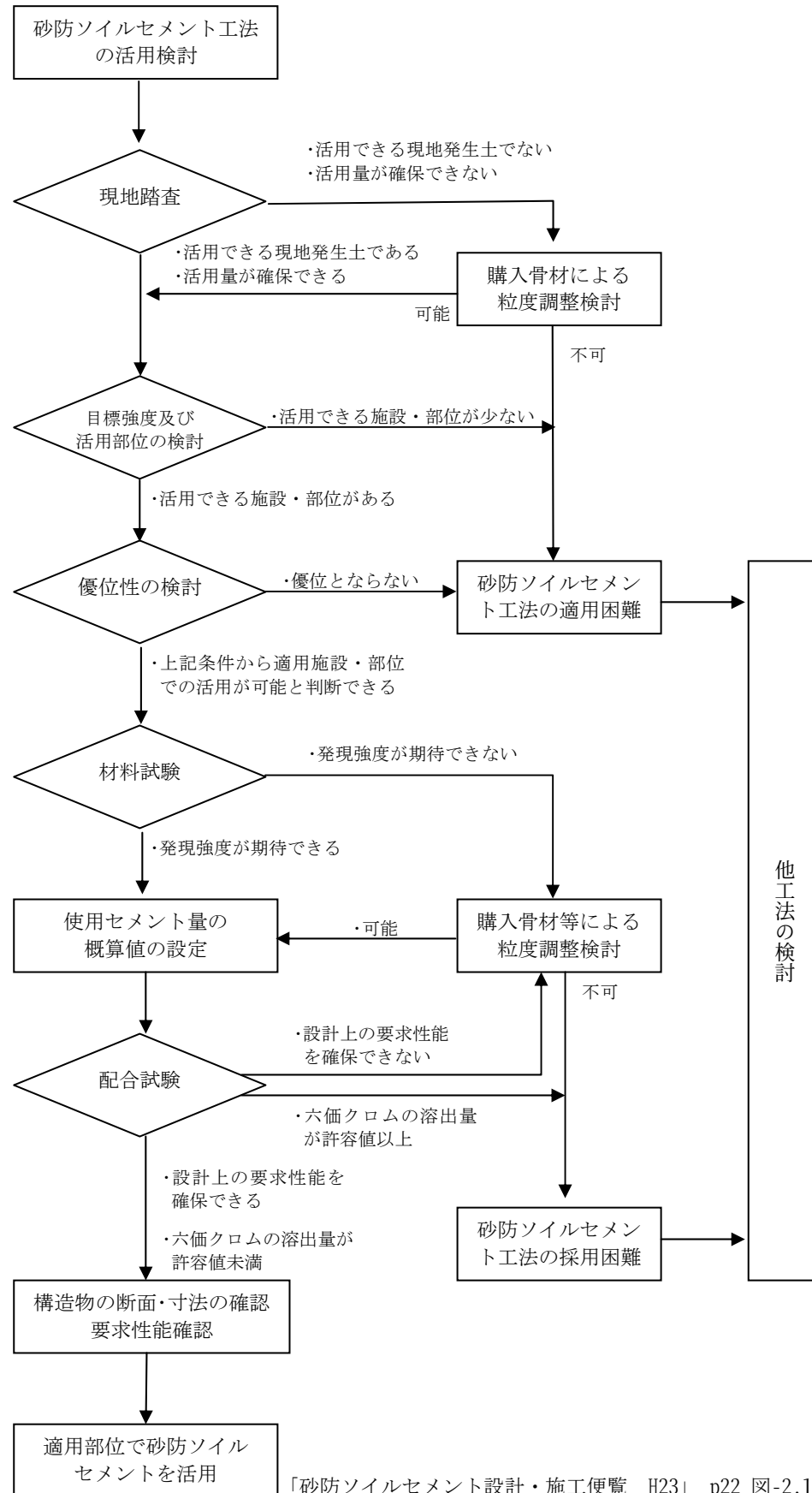


図 8-1 砂防ソイルセメントの活用計画の流れ

2. 現地調査

計画地点周辺で採取できる現地発生土砂の賦存量およびその性状の把握するため、及び計画地付近に現地発生土砂の仮置きヤードや練り混ぜのための混合ヤードが確保できるか否か確認するため、現地調査を行う。

解 説

現地踏査によって、現地発生土が砂防ソイルセメントの材料として適切か否かを目視および既往資料等で確認する。また、計画地付近に現地発生土砂の仮置きヤードや練り混ぜのための混合ヤードが確保できるか否かを確認する。

砂防ソイルセメント堰堤が計画可能であると判断した場合、材料試験および配合試験を実施する。

2.1 現地発生土砂の調査

現地で採取可能な土砂のうち、砂防ソイルセメントへの適用が可能な土砂量を概算で把握する。また、現地発生土砂が砂防ソイルセメントの材料として、適切か否かを目視およびボーリング調査等の既往資料で確認する。

解 説

砂防ソイルセメントの主材料は、現地発生土砂がその大部分を占める。したがって、施工現場やその周辺において、十分な使用可能な材料が確保されることが必要であり、使用可能な賦存量を把握する。

現地発生土砂が、シルト・粘土等の細粒土砂や有機不純物を多く含む場合、また大礫を多く含むような場合、発現強度が小さくなる可能性があるため、砂防ソイルセメント工法の適用は困難となる。ただし、購入骨材（コンクリート用骨材、粒度調整碎石、クラッシャーラン等）を利用して粒度調整することで活用することは可能である。

2.2 現地状況の調査

施工地の現地状況を十分把握して、砂防ソイルセメント工法の適用の可否を適切に判断する必要がある。

解 説

砂防ソイルセメント工法の施工は、攪拌混合等を行う混合ヤード（ISM工法ではプラントヤード）、INSEM材打設のためのヤード、現地発生土砂の仮置きヤード、攪拌混合に使用する水等を確保する必要がある。これらの現地状況によって、砂防ソイルセメント工法の適用可能性の有無を判断する必要があり、事前に現地状況を十分把握する。

表 8-1 現地調査で把握する必要のある現地状況の項目例

調査項目		評価方法	着目点	内 容
現地発生土砂		目視 地質図	- 計画地点またはその周辺の現地発生土砂量 - 細粒土砂分の割合	- 賦存量を確認 - シルト・粘土等の細粒土砂が多い場合、骨材の購入が必要
現 地 条 件	施工ヤード	現地踏査	- 施工ヤードの広さ - 地形条件、周辺構造物の状況	- 現場周辺も含めて、仮置きヤード、施工ヤードが確保できるかを確認 - 周辺環境に対し、一連の作業が行えるかを確認
	アクセス	現地踏査	計画地点までのアクセス性	使用する重機が堰堤計画箇所までアクセスできるかを確認
	流況	目視	河床幅、流量	- 河床幅に対する施工性を確認 - 練混ぜ水が確保できるかを確認 - 施工時の仮排水の方法を確認
	気象条件	気象データ	気温、雨量	- 冬期の凍結、夏期の乾燥への対応の必要性の確認 - 雨量に対する施工性を確認

「砂防ソイルセメント設計・施工便覧 H23」 p25 表-2.1 に内容欄を追記

3. 試料の採取

材料試験および配合試験を行うため、試験に必要な量の試料を採取する。試料を採取する位置は、計画堰堤の掘削範囲内を基本とする。

解 説

材料試験および配合試験のため、必要となる試料の採取量の例を表8-2に示す。人力で試料採取し、土のうに詰めて、運搬・搬出するのが一般的であるが、可能であれば、バックホウで採取し、クレーン付トラックを使用して、大型土のうに詰めて搬出することも考えられる。

試料を採取する位置は、計画堰堤の掘削範囲内を基本とする。採取・搬出作業が比較的容易な場所で、目視により砂防ソイルセメントに適用すると想定される試料を採取する。表土は、耕作地に由来する有機質が多く含まれるため、採取しない。また、試料採取後は、不陸を整形し、採取地全体を平滑に修復する。

表 8-2 試料の採取量の例

採取試料の使用内容	採取土量の目安 (kg)	備 考
材料試験	①粒度試験 : 30kg	150 (最大寸法の値(mm)) × 0.2 = 30kg (参考:骨材のふるい分け試験)
	②含水比試験 : 40kg	40kg 以上 (参考:骨材の含水率試験)
	③骨材の密度及び吸水率試験 : 30kg	150 (最大寸法の値(mm)) × 0.1 × 2 (試験回数) = 30kg (参考:骨材の含水率試験)
	④突固めによる土の締固め試験 : 50kg	6kg/点 × 8点(含水比変化点) 50kg (参考:突固めによる土の締固め試験)
配合試験	①供試体作成 : 650kg	単位セメント量 : 3 ケース 含水比 : 3 点 (最適含水比+湿潤側 2 点) 1 試料 : 3 本 材齢 : 2 本 (7 日、28 日) 3×3×3×2=54 本作成 (Φ150×300mm) 供試体密度 : 2,200kg/m ³ (推定) 供試体容積 : 0.0053m ³ ((0.15m/2) ² × π × 0.3m) 2,200 × 54 × 0.0053 650kg
合 計	: 800kg	・ 2 割程度余裕見込むと 1,000kg 程度

(注1) 材料試験の採取土量は、現地発生土砂の最大寸法を 15cm 程度と想定した場合の値である。

(注2) 配合試験の採取土量は、単位セメント量 3 ケース、材齢 2 ケース、含水比を 3 ケース実施した場合の値である。

4. 材料試験

現地発生土砂の土質条件及び溪流水の水質条件を把握するために、材料試験を行う。

解 説

現地発生土砂の粒度特性、密度、吸水率、単位容積質量、締固め特性、含水比などを把握するための試験を行い、その性状を確認しておくものとする。

表 8-3 標準的な現地発生土砂の材料試験

試験名	試験基準等	試験目的等	I N S E M	I S M
ふるい分け試験	JIS A 1102,1104	粒度分布の把握	○	○
密度・吸水率試験	JIS A 1109,1110	材料物性値を把握	○	○
単位容積質量試験	JIS A 1104	単位体積重量（単位容積質量）の目安把握	○	○
締固め試験	JIS A 1210	最適含水比（単位水量）の目安把握	○	△
含水比試験	JIS A 1125,1203	混合時の必要加水量の把握	○	○
礫・玉石の強度	—	軟石の含有確認	△	○
有機不純物試験	JIS A 1105	有機不純物混入量の把握	○	○
微粒分量試験	JIS A 1103	微粒分量の把握	△	△
練混ぜ水の品質試験	JSCE-B 101 または JIS A 5308	水質の把握（※練混ぜ水に上水道水を使用する場合は省略）	○	○

○：必要な試験、△：必要に応じて実施する試験

「砂防ソイルセメント設計・施工便覧 H23」 p38 表-3.1 を一部加筆

表 8-3に示す試験項目により、当該の現地発生土砂を用いた場合における砂防ソイルセメントの強度特性等が概ね把握できる。それぞれの試験項目については、以下のとおりである。

① ふるい分け試験

現地発生土砂の粒度分布を把握する。セメント使用量が同じ場合であっても、粘性土（粒径 0.075mm以下）分や細粒土砂の締める割合が多い土砂の場合には、砂防ソイルセメントの強度が低下する傾向にある。ISMでは、 $\phi 300\text{mm}$ 程度以下の現場発生土砂について試験を行う。

② 密度、吸水率、単位容積質量試験

現地発生土砂の基本的な物性値を把握する。密度については、砂防ソイルセメントの単位体積重量（単位容積質量）に関係する。吸水率については、その値が高い場合は土粒子間に空隙が多く、土粒子自体が密実でないので、一般的に、構築された砂防ソイルセメントの強度は低い傾向となる。また、吸水率が高い材料は加水量が多くなる傾向がある。

③ 締固め試験

現地発生土砂の最適含水比を把握する。セメント使用量が比較的少ない（ $C=100\text{kg/m}^3$ 以下程度）場合においては、最適含水比付近で最も大きい強度が得られることが多い。

④ 含水比試験

現地発生土砂の自然含水比を把握するために行う。自然含水比と締固め試験によって得られる最適含水比の関係を把握し、現地発生土砂の活用の適否を判断するとともに、配合試験のための加水量を把握する。

⑤ 練混ぜ水の品質試験

砂防ソイルセメントに使用する水は、砂防ソイルセメントの固化・硬化を妨げるものであってはならない。流水等を使用する場合には、水質試験によりセメントの反応を妨げることを確認する必要がある。

5. 配合試験

砂防ソイルセメントの単位セメント量等を決定するために、配合試験を行う。

解 説

INSEM 材の配合試験の目的は、設定した目標強度を発現するために必要な単位セメント量と INSEM 材のピーク強度時の含水比を決定することである。

ISM 材の配合試験の目的は、所要強度等を満足する範囲内で、単位セメント量が少なくなるように設定することである。

以下に INSEM 工法と ISM 工法の配合試験の項目を示す。

表 8-4 配合試験項目 (INSEM)

区 分	試験方法の概要	準拠する基準等
試験練り	圧縮強度試験用の供試体の作成。 セメント使用量、現地発生土砂の含水比を変化させて試験練りを行い、練り混ぜ直後の VC 試験等により、施工性を確認する。	JIS A 1138「試験室におけるコンクリートの作り方」 JIS A 1132「コンクリートの強度試験用供試体の作り方」
六価クロム溶出試験	圧縮強度試験後の供試体を粉砕し、500g 程度の試料で六価クロム溶出量を計測する。 六価クロム溶出量が土壌環境基準値（検体 1L につき 0.05mg）以下であることを確認する。	セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験実施要領（案）（建設省技調発第 48 号 平成 12 年 3 月 24 日付） JIS K 0102「工場排水試験方法」の 65.2.1 ジフェニルカルバジド吸光光度法（環境庁告示第 46 号溶出試験） JIS A 1108「コンクリートの圧縮試験方法」
圧縮強度試験	原則として、材齢 28 日で養生した供試体について、質量及び圧縮強度を測定する。	JIS A 1108「コンクリートの圧縮試験方法」

表 8-5 配合試験項目 (ISM)

区 分	試験方法の概要	準拠する基準等
試験練り	3 水準以上の単位セメント量で試験練を行い、練り混ぜ直後のスランptest により、ワーカビリティを確認する。 圧縮強度試験用の供試体を作成する。	JIS A 1138「試験室におけるコンクリートの作り方」 JIS A 1132「コンクリートのスランptest 試験方法」 JIS A 1132「コンクリートの強度試験用供試体の作り方」
六価クロム溶出試験	材齢 7 日の圧縮強度試験後の供試体を粉砕し、500g 程度の試料で六価クロム溶出量を計測する。 硬化した ISM からの六価クロム溶出量が土壌環境基準値（検体 1L につき 0.05mg）以下であることを確認する。	セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験実施要領（案）（建設省技調発第 48 号 平成 12 年 3 月 24 日付） JIS K 0102「工場排水試験方法」の 65.2.1 ジフェニルカルバジド吸光光度法（環境庁告示第 46 号溶出試験）
圧縮強度試験	材齢 7、28、(91)日まで養生した供試体について、質量及び圧縮強度を測定する。	JIS A 1108「コンクリートの圧縮試験方法」

「砂防ソイルセメント設計・施工便覧 H23」 p51 表-3.6、p53 表-3.7

第Ⅲ編
計 画 編

【 改 定 履 歴 】

目次項目		改定の内容	
旧	新	旧	新
第 1 章	第 1 章 3		災害関連緊急砂防事業を実施する 溪流の土砂処理方針を追記。 (申請方針、事業採択後の土砂処 理方針)
第 2 章 3	第 2 章 3		土石流・流木捕捉工の型式選定を 変更 (型式選定の留意点、最下流 透過型砂防えん堤の適用条件、選 定フロー)
第 2 章 4	第 2 章 4		除石計画の考え方を追記。(管理堆 砂線の設定方法、搬出路・搬出方 法)

第Ⅲ編 計画編 目次

第1章 砂防基本計画	Ⅲ-1
1. 総 説	Ⅲ-1
1.1 砂防基本計画	Ⅲ-1
1.2 砂防基本計画（土石流・流木対策）	Ⅲ-2
2. 土石流・流木対策計画の基本的事項	Ⅲ-4
2.1 計画策定の基本方針	Ⅲ-4
2.2 保全対象	Ⅲ-4
2.3 計画規模	Ⅲ-6
2.4 計画基準点等	Ⅲ-6
2.5 計画で扱う土砂量等	Ⅲ-8
2.6 土石流・流木処理計画	Ⅲ-11
2.7 土砂量等の算出方法	Ⅲ-28
3. 災害関連緊急砂防事業を実施する溪流の土砂処理方針	Ⅲ-55
3.1 災害関連緊急砂防事業の申請方針	Ⅲ-55
3.2 災害関連緊急砂防事業採択後の土砂処理方針	Ⅲ-56
第2章 砂防施設配置計画	Ⅲ-59
1. 総 説	Ⅲ-59
2. 砂防施設の種類	Ⅲ-60
2.1 砂防えん堤	Ⅲ-60
2.2 溪流保全工	Ⅲ-66
2.3 床固工	Ⅲ-66
2.4 帯 工	Ⅲ-67
2.5 護岸工	Ⅲ-67
2.6 水制工	Ⅲ-67
2.7 遊砂地（砂溜工）	Ⅲ-68
2.8 導流工	Ⅲ-68
2.9 砂防樹林帯（砂防林）	Ⅲ-69
2.10 山腹工	Ⅲ-70
2.11 山腹保育工	Ⅲ-71
2.12 鋼製砂防構造物	Ⅲ-72
2.13 山腹工の事例	Ⅲ-73
2.14 その他の砂防施設	Ⅲ-79
3. 土石流・流木対策施設配置計画	Ⅲ-80
3.1 総 説	Ⅲ-80
3.2 土石流・流木対策施設の配置の基本方針	Ⅲ-80
3.3 土石流・流木対策施設の機能と配置	Ⅲ-81
3.4 施設配置計画における留意事項	Ⅲ-93

4. 除石(流木の除去を含む)計画	Ⅲ-97
4.1 除石計画の考え方	Ⅲ-97
4.2 管理堆砂線の設定方法	Ⅲ-98
4.3 搬出路・搬出方法	Ⅲ-100
第3章 溪流環境整備計画	Ⅲ-102
1. 総 則	Ⅲ-102
2. 計画策定編	Ⅲ-103
2.1 計画策定のための検討項目	Ⅲ-103
2.2 計画対象区域の設定	Ⅲ-105
2.3 環境ゾーンの設定	Ⅲ-105
2.4 基本理念について	Ⅲ-109
2.5 整備方針について	Ⅲ-113
第4章 溪流魚道の計画	Ⅲ-120
1. 溪流魚道の考え方	Ⅲ-120
1.1 溪流魚道の定義	Ⅲ-120
1.2 魚道設置の目的	Ⅲ-120
1.3 基本調査	Ⅲ-121
1.4 設計手順	Ⅲ-122
2. 魚道設計のための調査・計画	Ⅲ-125
2.1 魚道の設計・計画資料の準備	Ⅲ-125
2.2 対象魚の選定	Ⅲ-126
2.3 設置位置の選定及び地形的制約条件の整理	Ⅲ-128
2.4 魚道の設計条件の設定	Ⅲ-130

第1章 砂防基本計画

1. 総 説

1.1 砂防基本計画

砂防基本計画は、流域等における土砂の生産及びその流出による土砂災害を防止・軽減するため、計画区域内において、有害な土砂を合理的かつ効果的に処理するよう策定するものとする。

砂防基本計画には、発生する災害の現象、対策の目的に応じ、水系砂防計画、土石流対策計画、流木対策計画、火山砂防計画及び天然ダム等異常土砂災害対策計画がある。

解 説

有害な土砂とは、土砂災害を起こすような生産土砂及び流出土砂をいう。

砂防基本計画は、発生する災害の現象、対策の目的に応じ、水系を対象として土砂生産域である山地の山腹や斜面、溪流から河川、海岸までの有害な土砂移動を抑制し土砂災害を防止・軽減するための水系砂防計画、土石流による災害を防止・軽減するための土石流対策計画、土砂とともに流出する流木によりもたらされる災害を防止・軽減するための流木対策計画、火山砂防地域において降雨及び火山活動等に起因して発生する災害を防止・軽減するための火山砂防基本計画、天然ダムの決壊等による異常な土砂移動に伴い発生する災害を防止軽減するための天然ダム等異常土砂災害対策計画に区分される。

なお、上記の5つの計画は、発生する災害の現象、対策の目的によっては、地域的に重なり合うことがある。このような場合は、発生する災害の現象等に応じ、計画として分けて策定するが、各々の計画間の整合が計られるよう相互調整を行う必要がある。

1.2 砂防基本計画（土石流・流木対策）

砂防基本計画(土石流・流木対策)は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害から国民の生命、財産、生活環境および自然環境を守り、併せて国土の保全に寄与することを目的として策定するものとする。

策定においては、溪流内の現地調査等により溪流の状況、自然環境や保全対象地域の歴史・文化等の特性および経済性等を総合的に把握するものとする。

解 説

砂防基本計画(土石流・流木対策)は、本指針に基づいて策定する。なお、本指針で定められていないものについては、河川砂防技術基準計画編，河川砂防技術基準(案)設計編，調査編，土石流危険溪流及び土石流危険区域調査要領(案)に基づくものとする。また、砂防基本計画(土石流・流木対策)は、土石流危険溪流の土石流や流木の発生履歴を含め、流域の社会環境，自然環境，文化・歴史等の地域特性や経済性等を総合的に評価したものでなければならない。

また、土石流危険溪流以外の土石流が発生および流下する恐れのある流域についても、本指針を準用することができる。土石流の到達は、そのほとんどが2°(概ね1/30)以上の勾配までであるが、到達区間は対象流域の過去の災害実態，溪床堆積土砂の状態，最大粒径等に基づき設定する。

なお、砂防基本計画(土石流・流木対策)は、図 1-1の流れを参考に策定する。

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

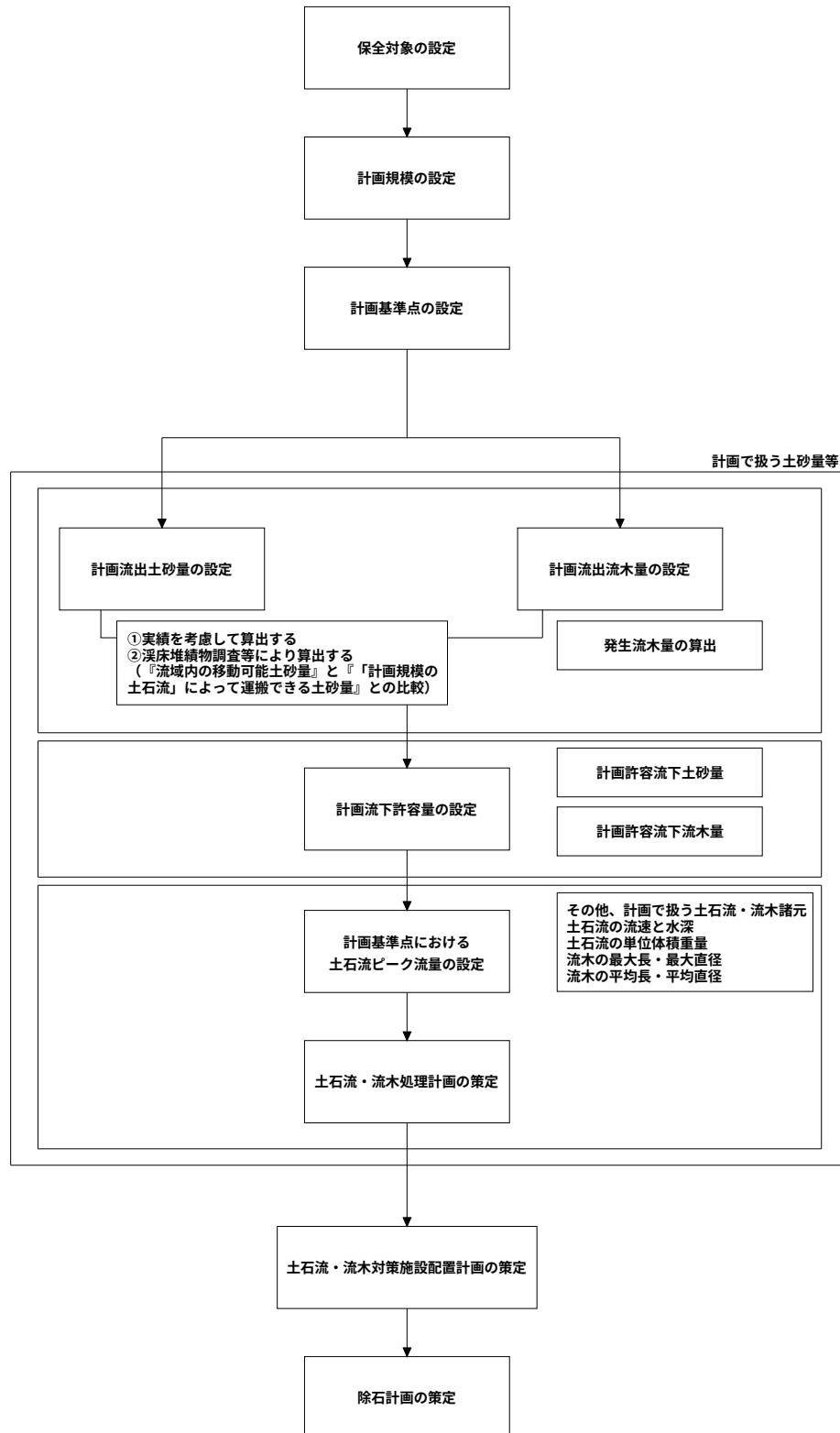


図 1-1 土石流・流木対策計画および土石流・流木施設配置計画，除石計画の策定の流れ

2. 土石流・流木対策計画の基本的事項

2.1 計画策定の基本方針

土石流・流木対策計画は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害の防止を目的として、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう策定するものとする。

解 説

土石流・流木対策は、計画に基づく事業の完了によりその目的は達成される。しかしながら土石流および土砂とともに流出する流木等の破壊力や、流木が河道狭窄部や橋梁等を閉塞することで引き起こす土砂氾濫が与える被害から見て、その発生による人命・人家・公共施設等に対する影響は多大なものである。

したがって、事業の完了までの土石流および土砂とともに流出する流木等から人命・人家・公共施設等を保護するとともに、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性の高いと判断される土石流（以下、「計画規模の土石流」という）を上回る土砂移動に対処するため、警戒避難体制の整備等のソフト対策を別途講ずる必要がある。

なお、流域において、大規模な崩壊、土石流の発生、地震、火山噴火による斜面の不安定化等の自然的要因又は、開発等の人為的要因により大きな変化があった場合、または、森林等の状況が大きく変化した場合には、必要に応じて、計画で扱う土砂量等の見直しを行い、土石流・流木対策計画を改定する。

2.2 保全対象

土石流危険渓流における保全対象は、土石流危険区域内にある保全人口、保全人家、保全田畑、公共施設等とし、設定に際しては計画基準点からの方向、距離、溪床との比高を考慮して設定する。

解 説

保全対象は、土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領（案）に基づき設定する。なお、土石流危険渓流以外の土石流が発生および流下する恐れのある渓流において砂防設備を計画する場合は、本指針を準用する。

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

～～(参考)保全対象と土石流危険区域～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

「土石流危険溪流および土石流危険区域調査要領（案）」平成 11 年 4 月 建設省河川局砂防部砂防課」一部抜粋

①保全対象

本調査でいう保全対象は、土石流危険区域内にある保全人口、保全人家、保全対象田畑、公共施設等とする。

②土石流危険区域

土石流危険区域は、原則として土石流が発生する区域から河床勾配が 3°（火山砂防地域では、土石流発生実績がある場合は実績値を参考として定め、無い場合は 2° を用いるものとする）になる地点までの溪床及び溪床からの比高差数m程度内の平坦部（扇状地および谷底平野）とする。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

2.3 計画規模

土石流・流木対策計画の計画規模は、流域の特性によって一般に流出土砂量あるいは降雨量の年超過確率で評価するものとする。

なお、本指針は、大規模な山腹崩壊土砂がそのまま土石流となるものや、崩壊または地すべり等により形成された天然ダムの決壊による土石流、および火山噴火に伴って融雪に起因する火山泥流、火口湖の決壊に起因する火山泥流を対象外とする。

解 説

原則として経験ならびに理論上、計画規模の年超過確率の降雨量（原則として24時間雨量または日雨量の100年超過確率とする）に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流および土砂とともに流出する流木等の流出量等を推定し、算定する。

土石流・流木対策計画では、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の流出量等は、当該溪流における過去の土石流量等の資料に基づいて定めることができる。

2.4 計画基準点等

計画基準点は、計画で扱う土砂量等を決定する地点である。計画基準点は、保全対象の上流に設けるものとする。

また、土砂移動の形態が変わる地点や支溪の合流部等において土石流・流木処理計画上、必要な場合は、補助基準点を設けるものとする。なお、土石流区間では、溪流の状況を踏まえ、発生・流下・堆積区間を適切に設定する。

解 説

土石流・流木対策計画では、一般に保全対象の上流や谷の出口、土石流の流下区間の下流端を計画基準点とする。なお、土石流の堆積区間に土石流・流木対策施設を設置する場合は、計画基準点を当該土石流・流木対策施設の下流に設けるものとし、前述の地点を補助基準点とする。土砂移動の形態が変わる地点は、表 1-2を参考とする。

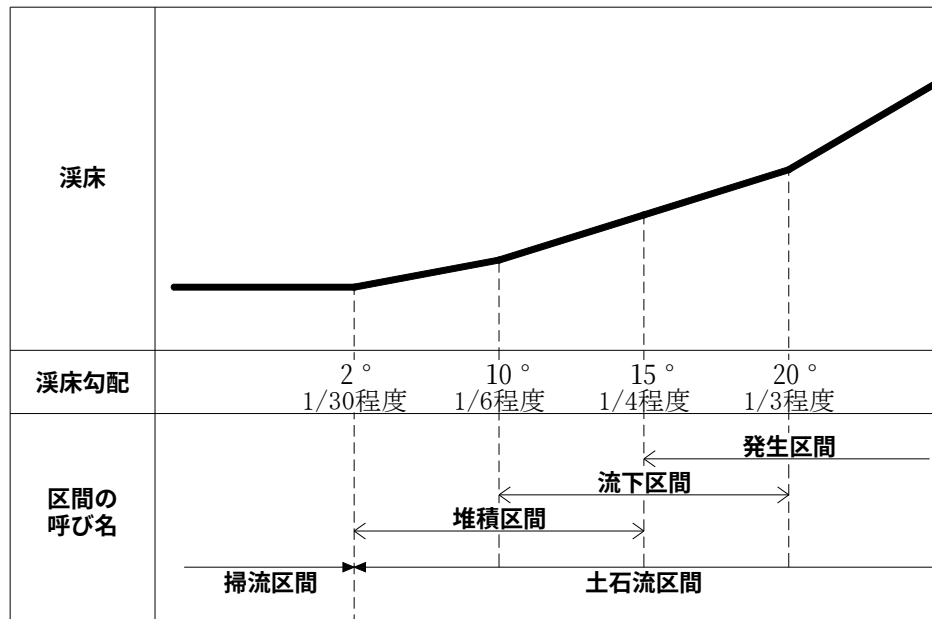


図 1-2 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

2.5 計画で扱う土砂量等

計画で扱う土砂量等は、計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）、計画流下許容量（計画流下許容土砂量・計画流下許容流木量）、土石流ピーク流量である。

解 説

「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を把握するために、計画基準点において、計画流出量、計画流下許容量、および、土石流ピーク流量を算出する。計画流出量は計画流出土砂量と計画流出流木量の和とする。計画流下許容量は計画流下許容土砂量と計画流下許容流木量の和とする。

計画で扱う土砂量等の算出方法は、本指針に基づくものとする。また、補助基準点、土石流・流木対策施設を配置する地点等における土砂量等の算出方法も本指針2.7に基づくものとする。

なお、流木を含むことによる土石流ピーク流量、流速、水深、単位体積重量への影響は考慮しない。

また、「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編」における用語と本指針における用語の対比表を表 1-1に示す。本指針における用語は暫定的に、土石流対策技術指針（案）の用語を踏襲している。

表 1-1 河川砂防技術基準計画編基本計画編と本指針の用語の対比

本指針	河川砂防技術基準 計画編 基本計画編
—※	計画生産土砂量
計画流出土砂量	計画流出土砂量
計画流下許容土砂量	計画許容流出土砂量
計画流下許容流木量	—
計画土石流発生(流出)抑制量	計画生産抑制土砂量
計画流木発生抑制量	—
計画堆積土砂量	計画流出抑制土砂量
計画堆積流木量	—
—	計画流出調節土砂量
計画捕捉土砂量	—
計画捕捉流木量	—
計画流出流木量	計画基準点等に流出する流木量

※計画流出土砂量に含まれる。

2.5.1 計画流出量

2.5.1.1 計画流出土砂量

計画流出土砂量は、「計画規模の土石流」により、計画基準点まで流出する土砂量である。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

解 説

計画流出土砂量は、本指針2.7.1で示した方法に基づき算出する。その際、本指針2.7.1式(12)、(14)における L_{dy11} および L_{dy12} は、計画基準点から上流域での、それぞれ該当する溪流もしくは流路の長さとする。溪流の定義および一次谷の判定方法は、「土石流危険溪流および土石流危険区域調査要領(案)」に従うものとする。ただし、算出した計画流出土砂量が1,000 m³以下の場合には、計画流出土砂量を1,000 m³とする。

火山山麓で特に火山が活動中の場合には、計画流出土砂量の見直しをその活動状況、流域の変化状況に応じて行う必要がある。

2.5.1.2 計画流出流木量

計画流出流木量は、「計画規模の土石流」に含まれて、計画基準点まで流出する流木量である。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

解 説

計画流出流木量は、本指針2.7.2、第Ⅱ編第4章4.4で示した方法に基づき算出する。その際、第Ⅱ編第4章4.4の式の L_{dy13} 、 B_d は、本指針2.5.1.1で求めた値と同じとする。

2.5.2 計画流下許容量

2.5.2.1 計画流下許容土砂量

計画流下許容土砂量は、計画基準点より下流において災害を発生することなく流れる土砂量である。

解 説

計画流下許容土砂量は、原則として0とする。

ただし、下流において災害を発生させない土砂量で、土石流導流工により流下させることができる場合は、この土砂量を計画流下許容土砂量とすることができる。

2.5.2.2 計画流下許容流木量

計画流下許容流木量は、計画基準点より下流で災害を引き起こさない流木量である。

解 説

計画流下許容流木量は、原則として0とする。

2.5.3 計画基準点における土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、「計画規模の土石流」が計画基準点を通過する際の流量の最大値とする。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

解 説

土石流ピーク流量は本指針2.7.3に示した方法に基づき算出する。その際、溪床勾配 θ は現溪床勾配を用いるものとする。

2.6 土石流・流木処理計画

土石流・流木処理計画は、計画基準点等において「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう土石流危険渓流ごとに策定するものである。

解 説

土石流・流木処理計画は、計画で扱う土砂量を、砂防設備等（以後、土石流・流木対策施設と呼ぶ）による計画捕捉量（計画捕捉土砂量・計画捕捉流木量）、計画堆積量（計画堆積土砂量・計画堆積流木量）、計画発生（流出）抑制量（計画土石流発生（流出）抑制量・計画流木発生抑制量）によって処理する計画である。なお、「河川砂防技術基準 計画編 施設配置等計画編」における用語と本指針における用語の対比表を表 1-2に示す。

表 1-2 河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編と本指針の用語の対比

本指針	河川砂防技術基準 計画編 施設配置等計画編
—※	土砂生産抑制計画
土石流・流木処理計画	土砂流送制御計画
—※	流木対策計画**

※：土石流・流木処理計画に含まれる。，**：土砂生産抑制計画，土砂流送制御計画に含まれる。

2.6.1 土石流・流木処理計画の策定の基本

土石流・流木処理計画の策定にあたっては計画で扱う土砂量等，土砂移動の形態，地形，保全対象等を考慮して，土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう土石流・流木対策施設を配置する。

なお，本指針2.5.2.1において，下流に災害等の問題を生じさせない土砂量で，土石流導流工により流下させることができる土砂量を計画流下許容土砂量とした場合は流出土砂の粒径等を十分考慮し，土石流導流工内の堆積によって氾濫等が生じないようにしなければならない。

解 説

土石流・流木処理計画は第2章3.3.1.1を参考に「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の計画流出量（ V ），計画流下許容量（ W ），土石流・流木対策施設の計画捕捉量（ X ），計画堆積量（ Y ），計画発生（流出）抑制量（ Z ）との間に，（1）式を満足するように策定する。なお，（1）式は河川砂防技術基準 計画編に示されている考え方に準じて，土石流・流木対策として新しく作成したものである。

$$V - W - (X + Y + Z) = 0 \quad \cdots (1)$$

なお， V ， W ， X ， Y ， Z は次式によりそれぞれ算出する。

$$V = V_d + V_w \quad \cdots (2)$$

$$W = W_d + W_w \quad \dots (3)$$

$$X = X_d + X_w \quad \dots (4)$$

$$Y = Y_d + Y_w \quad \dots (5)$$

$$Z = Z_d + Z_w \quad \dots (6)$$

V_d ：計画流出土砂量 (m³)

V_w ：計画流出流木量 (m³)

W_d ：計画流下許容土砂量 (m³)

W_w ：計画流下許容流木量 (m³)

X_d ：計画捕捉土砂量 (m³)

X_w ：計画捕捉流木量 (m³)

Y_d ：計画堆積土砂量 (m³)

Y_w ：計画堆積流木量 (m³)

Z_d ：計画土石流発生（流出）抑制量 (m³)

Z_w ：計画流木発生抑制量 (m³)

ここに注意



砂防工事全体計画で決まった構造が詳細設計等に変更された場合、基本事項となる施設効果量や堆砂範囲の見直しを行うことに注意する。

2.6.2 計画捕捉量

計画捕捉量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を捕捉させる量である。計画捕捉量は計画捕捉土砂量と計画捕捉流木量の和とする。

解 説

透過型砂防えん堤においては、現溪床勾配と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間（図 1-3 に示す斜線部の空間）とする。不透過型、部分透過型砂防えん堤においては、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間（図 1-3に示す斜線部の空間）とする。

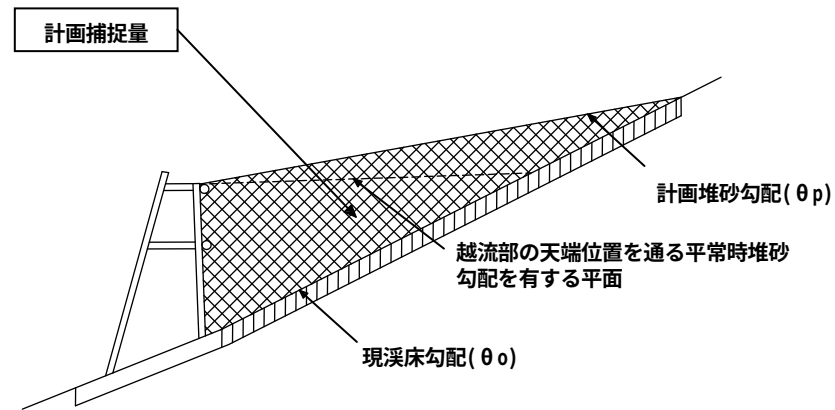
計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流・流木対策施設を配置する地点の現溪床勾配の1/2から2/3倍とする。ただし、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木が、流下区間の勾配の下限值である $1/6$ （ $\tan \theta$ ）の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は $1/6$ の勾配を上限とする。平常時堆砂勾配は、既往実績を基に現溪床勾配の1/2を上限とする。

計画捕捉量は、図 1-3に示す容量を除石（流木の除去を含む）により確保しなければならない。なお、除石の考え方については本指針第2章4を参照されたい。計画捕捉量の考え方は図 1-3に示す通りである。

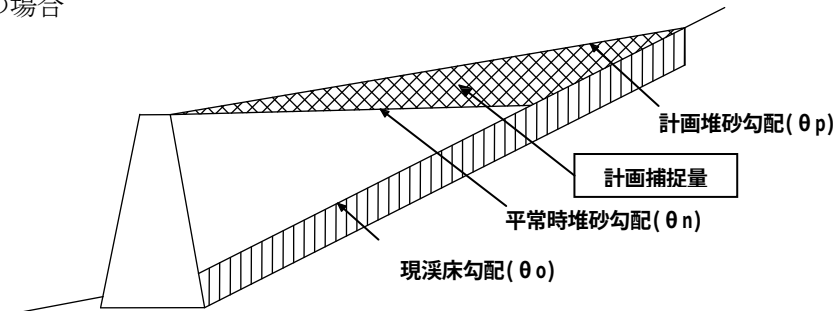
なお、広島県では現溪床勾配を θ_0 とすると、平常時堆砂勾配 $1/2 \cdot \theta_0$ 、計画堆砂勾配 $2/3 \cdot \theta_0$ を標準とする。

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

・透過型の場合



・不透過型の場合



・部分透過型の場合

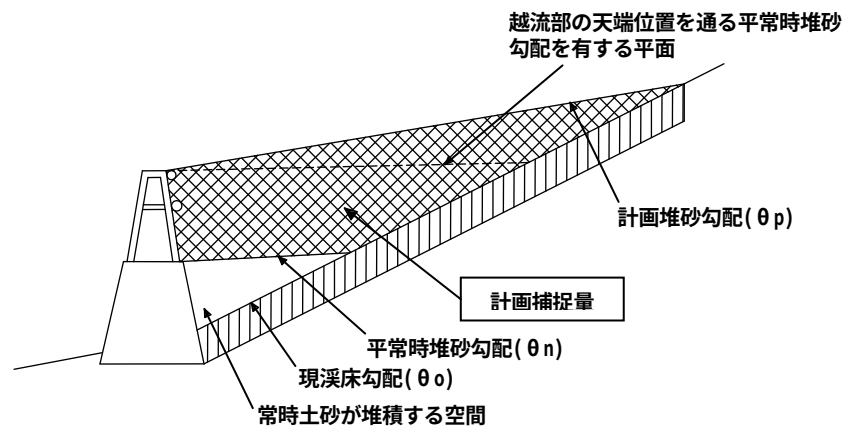


図 1-3 計画捕捉量の考え方

2.6.2.1 計画捕捉土砂量

計画捕捉土砂量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により捕捉させる土砂量である。

解 説

計画捕捉土砂量は計画捕捉量から計画捕捉流木量を除いたものとする。計画捕捉流木量は本指針2.6.2.2を参照のこと。

2.6.2.2 計画捕捉流木量

計画捕捉流木量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により捕捉させる流木量である。

解 説

計画捕捉流木量は式(7-1)および式(7-2)により算出する。

本えん堤の計画捕捉流木量

$$X_{wl} = K_{wl} \times X \quad \cdots (7-1)$$

X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量(m^3)

X_{wl} : 本えん堤の計画捕捉流木量(m^3)

K_{wl} : 流木容積率（広島県標準値：透過型20%，不透過型2%）

透過型砂防えん堤の場合、既往災害における流木捕捉の実態から、 $K_{wl} \leq 30\%$ が得られており、広島県では、20%を標準とする。土石流区間における土石流・流木捕捉工(不透過型)についてはデータが非常に少ないが、満砂状態で約3%を示した例がある。不透過型砂防えん堤の計画捕捉量に対する K_{wl} は、既往の捕捉事例に基づいて求めるものとするが、対象溪流において捕捉事例がない場合は、 $K_{wl}=2\%$ としてよい。

ただし、土石流・流木対策施設を配置しようとしている地点より上流の土石流・流木対策施設において、計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、配置しようとしている土石流・流木対策施設の計画捕捉流木量は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設を配置しようとしている地点より上流において、計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、配置しようとしている土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量、計画堆積流木量、計画捕捉流木量の順で計上する。

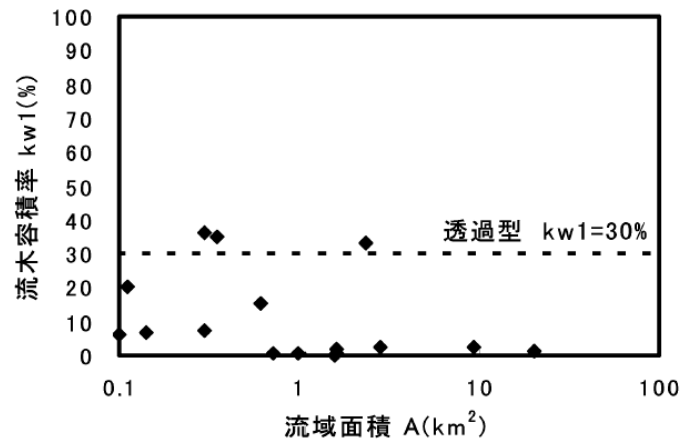


図 1-4 透過型砂防えん堤の計画捕捉量に対する流木容積率

なお、地形条件、土地利用上の制限から、副えん堤に流木止めを設置する場合は、式(7-2)により計画捕捉流木量を算出する。

副えん堤の計画捕捉流木量(副えん堤に流木止めを設置する場合に限る)

$$X_{w2} = A_w \times R_{wa} \quad \dots (7-2) \text{ (参考を参照)}$$

$$X_w = X_{w1} + X_{w2} \quad \dots (7-3)$$

X_{w2} : 副えん堤の計画捕捉流木量(m³)

～～(参考)掃流区間の計画捕捉流木量～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

掃流区間に設ける流木捕捉工の場合、流木については堆積状況が多様であるため、流木止めにより捕捉される流木の量は、計画上は流木が(一層で)全てを覆いつくすものとして算出する。一方、捕捉される流木の投影面積は、流木の平均長さ(L_{wa})×流木の平均直径(R_{wa})の合計により算出される。

これらより、計画捕捉流木量を捕捉するために必要な流木止め上流の堆砂地または湛水池の面積(A_w)は、次式により推定する。

$$A_w \geq \sum (L_{wa} \times R_{wa}) \quad \dots (8)$$

このとき、堆砂地または湛水池に堆積する流木実立積(V_{wc})は下記の式である。ただし、

V_{wc} は流木実立積のことで、「実」は空隙を含まない流木のみの体積を意味する。

$$V_{wc} = A_w \times R_{wa} \quad \dots (9)$$

掃流区間においては流木は土砂と分離して流水の表面を流下すると考えられるので、不透過型砂防えん堤の流木捕捉効果は無いものとする。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

2.6.3 計画堆積量

計画堆積量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を堆積させる量である。計画堆積量は計画堆積土砂量と計画堆積流木量の和とする。計画堆積量は、除石計画に基づいた除石により確保される空間である。

解 説

計画堆積量は、対策施設によって異なる。不透過型、部分透過型砂防えん堤においては、現溪床勾配をなす平面と平常時堆砂勾配の平面との間で囲まれる空間のうち、除石により確保される空間(図 1-5に示す灰色部の空間)とする。土石流堆積工においては、第2章3.3.4を参照のこと。

計画堆積量は、平常時の流水により堆積が進むことがあるため、土石流・流木処理計画において必要とする容量を除石(流木の除去を含む)等により確保しなければならない。なお、除石の考え方については本指針第2章4を参照されたい。

不透過型、部分透過型砂防えん堤における計画堆積量の考え方は、図 1-5に示す通りである。

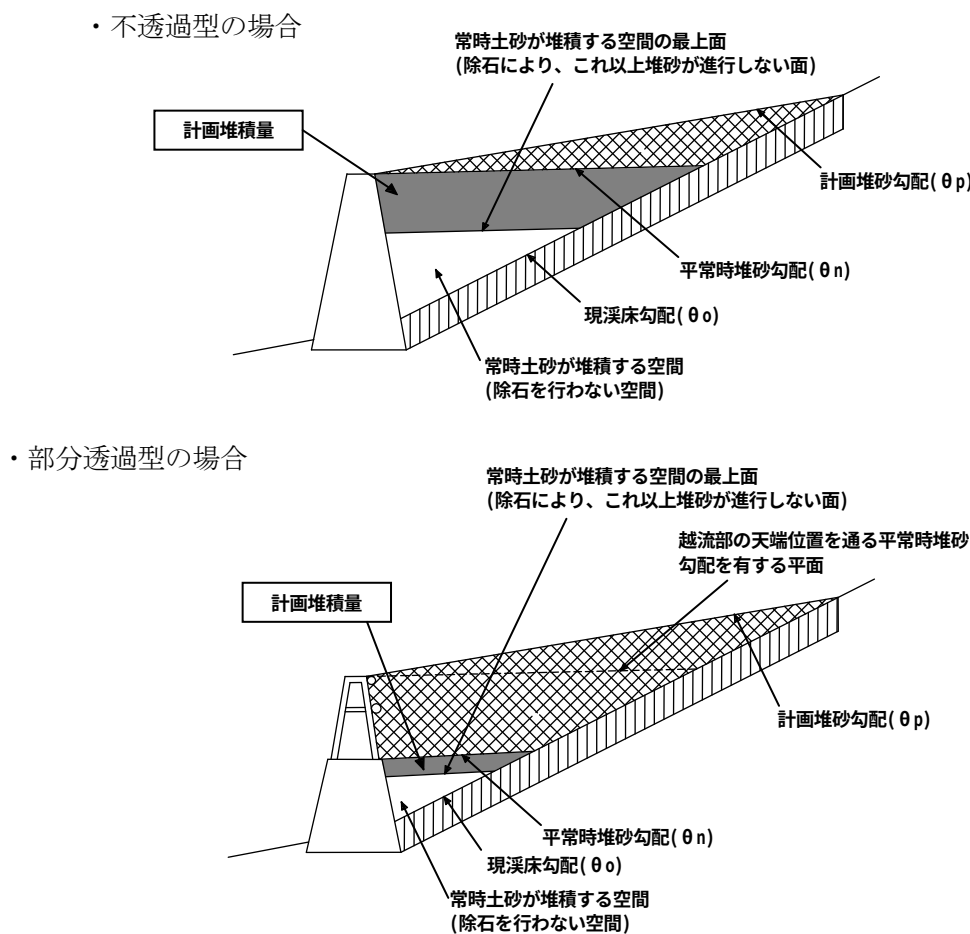


図 1-5 計画堆積量の考え方

2.6.3.1 計画堆積土砂量

計画堆積土砂量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により堆積させる土砂量である。

解 説

計画堆積土砂量は計画堆積量から計画堆積流木量を除いたものとする。計画堆積流木量は本指針2.6.3.2を参照のこと。

2.6.3.2 計画堆積流木量

計画堆積流木量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により堆積させる流木量である。

解 説

計画堆積流木量は(10)式により算出する。

$$Y_w = K_{wl} \times Y \quad \cdots (10)$$

K_{wl} : 流木容積率（広島県標準値：透過型 20%，不透過型 2%）

ただし、土石流・流木対策施設を配置しようとしている地点より上流の土石流・流木対策施設において、計画流出流木量から計画捕捉流木量，計画堆積流木量，計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合，配置しようとしている土石流・流木対策施設の計画堆積流木量は「0」とする。

また，土石流・流木対策施設を配置しようとしている地点より上流において，計画流出流木量から計画捕捉流木量，計画堆積流木量，計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合，配置しようとしている土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量，計画堆積流木量，計画捕捉流木量の順で計上する。

2.6.4 計画発生（流出）抑制量

計画発生(流出)抑制量は，土石流・流木対策施設により，「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の流出量を減少させる量である。計画発生(流出)抑制量は計画土石流発生(流出)抑制量と計画流木発生抑制量の和とする。

解 説

計画発生(流出)抑制量は計画流出量(計画流出土砂量・計画流出流木量)を評価している区間に存在する移動可能溪床堆積土砂量，崩壊可能土砂量，流出流木量を対象とする。

計画発生(流出)抑制量は，計画堆積量を除石(流木の除去を含む)等により確保する場合においても，計画堆砂勾配を有する平面と現溪床が交わる地点から砂防えん堤までの区間に存在する溪床堆積土砂量を計上する。

第Ⅲ編 計画編：第1章 砂防基本計画

また、透過型砂防えん堤においても、図 1-6(1)，(2)に示す通り、越流部の天端位置を通る計画堆砂勾配を有する平面と現溪床が交わる地点からえん堤までの区間で計上する。

・土石流・流木発生抑制工の場合

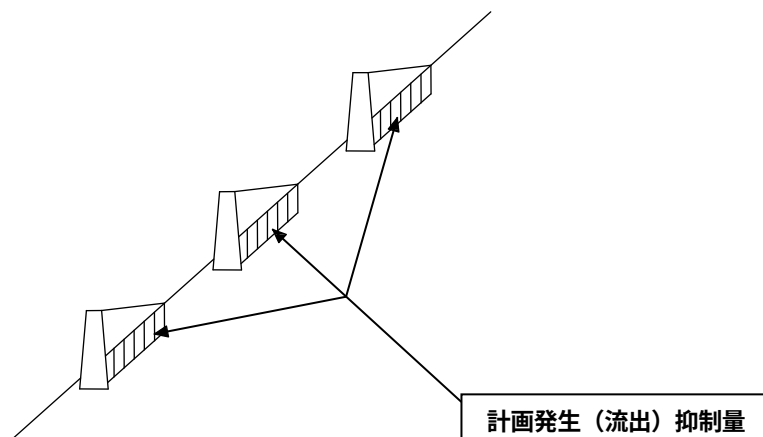
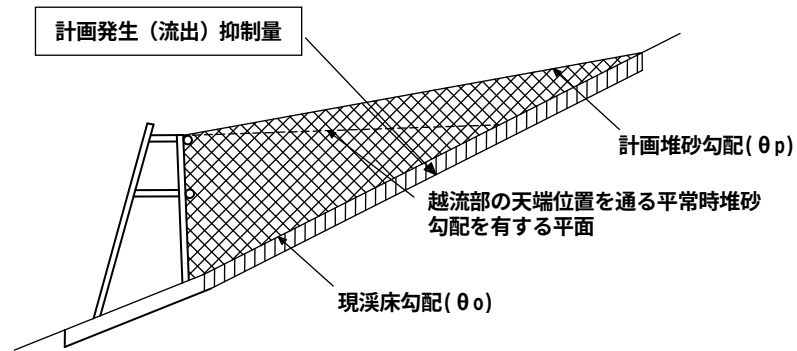


図 1-6(1) 計画発生(流出)抑制量の考え方

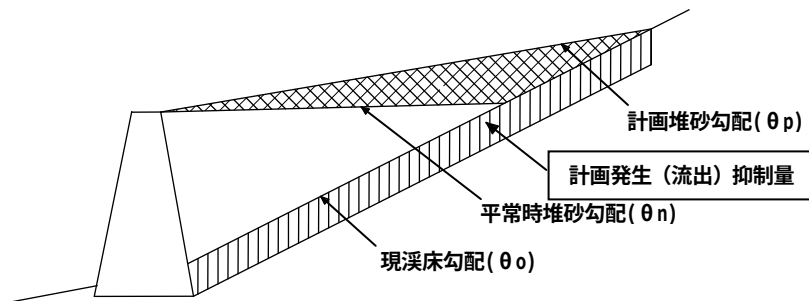
第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

・土石流・流木捕捉工の場合

透過型の場合



不透過型の場合



部分透過型の場合

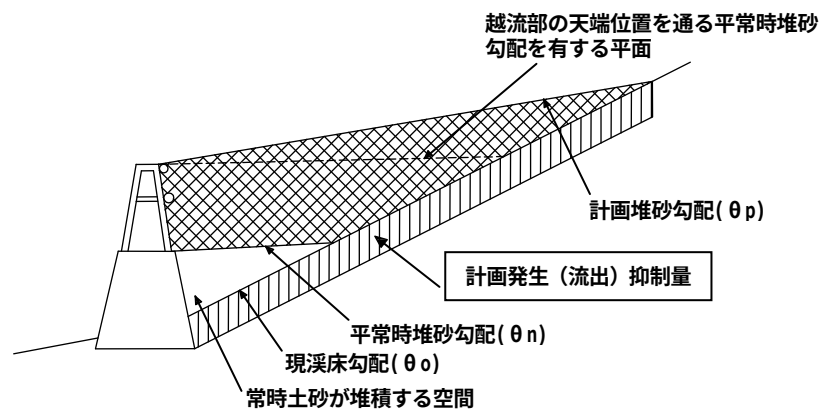


図 1-6 (2) 計画発生(流出)抑制量の考え方

2.6.4.1 計画土石流発生（流出）抑制量

計画土石流発生(流出)抑制量は土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」の流出量を減少させる土砂量である。

解 説

計画土石流発生(流出)抑制量は計画堆砂勾配の傾きを有する平面より下に移動可能溪床堆積土砂が存在する場合に計上する。

2.6.4.2 計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木の減少量である。

解 説

土石流・流木対策施設を配置しようとしている地点より上流の土石流・流木対策施設において、計画流出流木量から計画捕捉流木量，計画堆積流木量，計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合，配置しようとしている土石流・流木対策施設の計画流木発生抑制量は「0」とする。

また，土石流・流木対策施設を配置しようとしている地点より上流において，計画流出流木量から計画捕捉流木量，計画堆積流木量，計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合，配置しようとしている土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量を計上した上で，計画堆積流木量，計画捕捉流木量の順で計上する。

2.6.5 砂防施設の効果量算出

計画捕捉量（ X ）、計画堆積量（ Y ）、計画発生（流出）抑制量（ Z ）は施設ごとの横断面図に基づいて算出する。

解 説

計画堆積量、計画捕捉量、計画発生（流出）抑制量は砂防施設ごとに横断面図から求積（20mピッチ）する。ただし、概算の施設効果を算定する場合は、概算式を用いてもよい。

治山施設は、施設の状況を判断し、その効果量を見込むことができるものとする。

（1）砂防えん堤（床固工も同様とする）

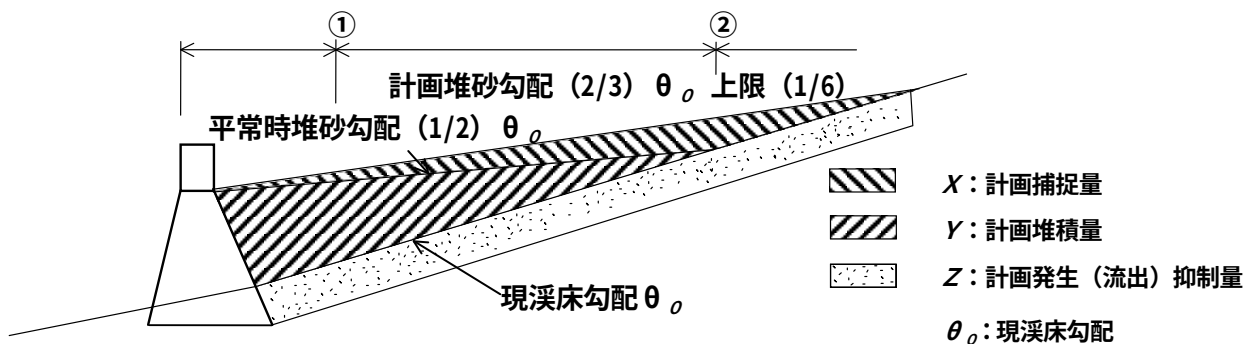


図 1-7 不透過型砂防堰堤土砂カット模式図（除石無）

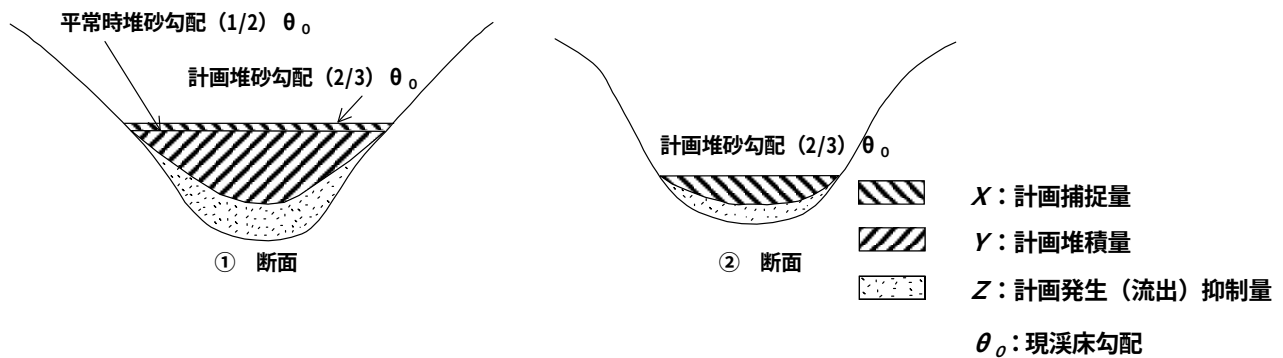


図 1-8 不透過型砂防堰堤土砂カット断面図

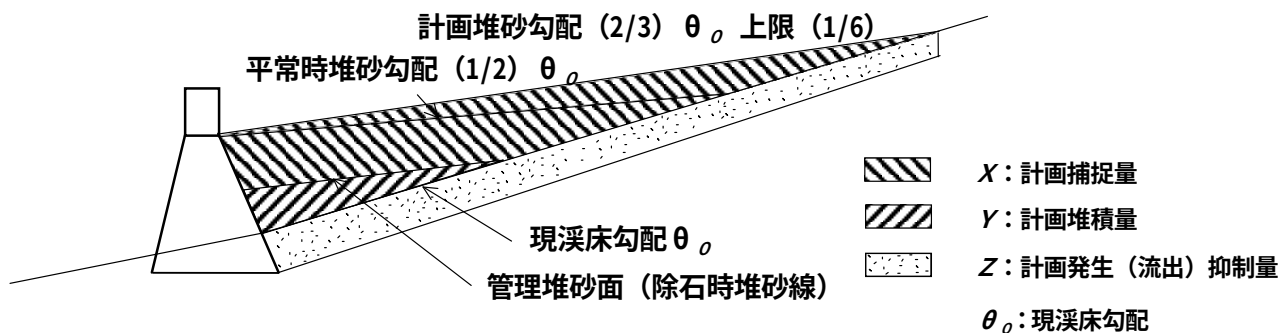


図 1-9 不透過型砂防堰堤土砂カット模式図（除石する場合）

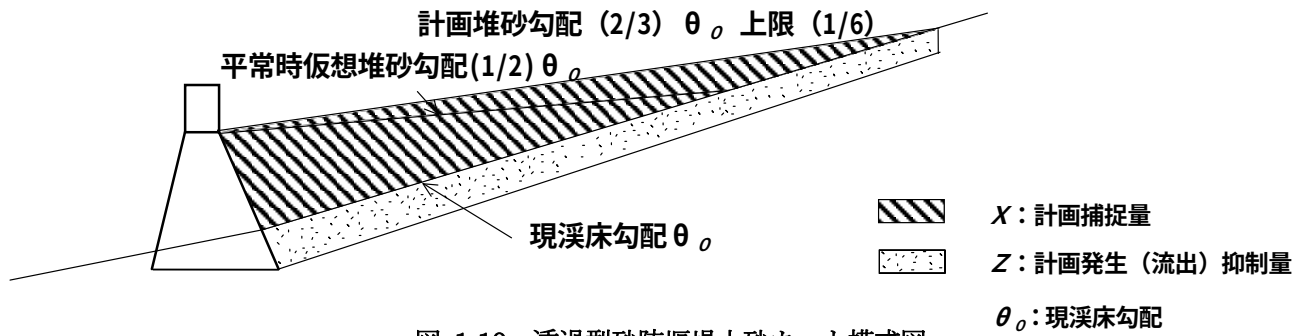
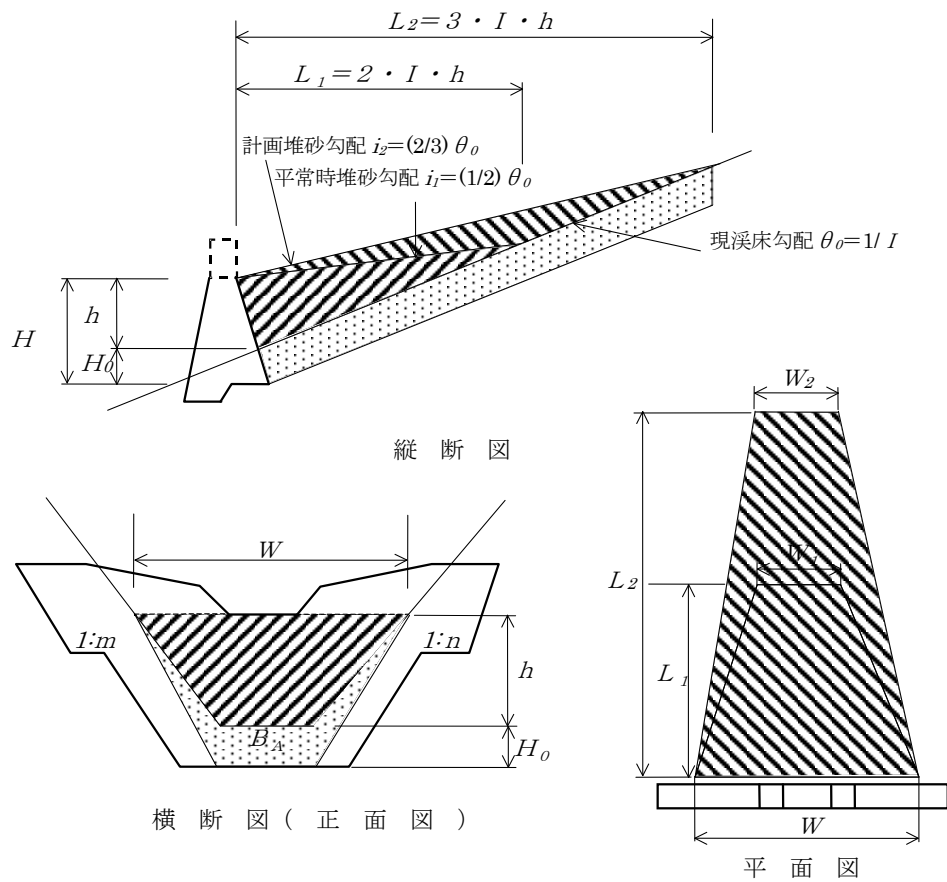


図 1-10 透過型砂防堰堤土砂カット模式図



I : 現溪床勾配の分母値
 I_1 : 平常時堆砂勾配の分母値 ($=2 I$)
 I_2 : 計画堆砂勾配の分母値 ($=3 I/2$)
 m : 右岸の平均地山勾配
 h : 堰堤有効高
 i_1 : 平常時堆砂勾配
 H_0 : 不安定土砂厚

W : 堰堤位置の貯砂上幅
 W_1 : 平常時堆砂区域の終の幅
 W_2 : 計画堆砂区域の終点の幅
 n : 左岸の平均地山勾配
 θ_0 : 現溪床勾配
 i_2 : 計画堆砂勾配

図 1-11 砂防えん堤の効果

$$\textcircled{1} \quad Z = \frac{1}{2}(B_A + W_1 H_0) L_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{W + W_1}{2} H_0 + W_1 H_0 \right) L_2 = \frac{W + 3W_1}{4} H_0 L_2$$

ここで、 B_A の算出は、溪床の最深部を $H_0=2.0\text{m}$ と仮定すると、平均で不安定土砂厚 1.0m となり、 $B_A=L$ となる。

$$\textcircled{2} \quad Y = \frac{1}{6} \frac{I_1 I}{I_1 - I} h^2 \{2W + W_1 - (m+n)h\} = \frac{1}{3} I h^2 \{2W + W_1 - (m+n)h\}$$

($I_1 = 2 \cdot I$ の時)

$$\textcircled{3} \quad \begin{aligned} X &= \frac{1}{6} \frac{I_2 I}{I_2 - I} h^2 \{2W + W_2 - (m+n)h\} - C && \text{(土石流区間の時)} \\ X &= 0.17 C && \text{(掃流区間の時)} \end{aligned}$$

ここで、 (X) は、土石流区間と掃流区間において使い分けるものとする。

（2）溪流保全工

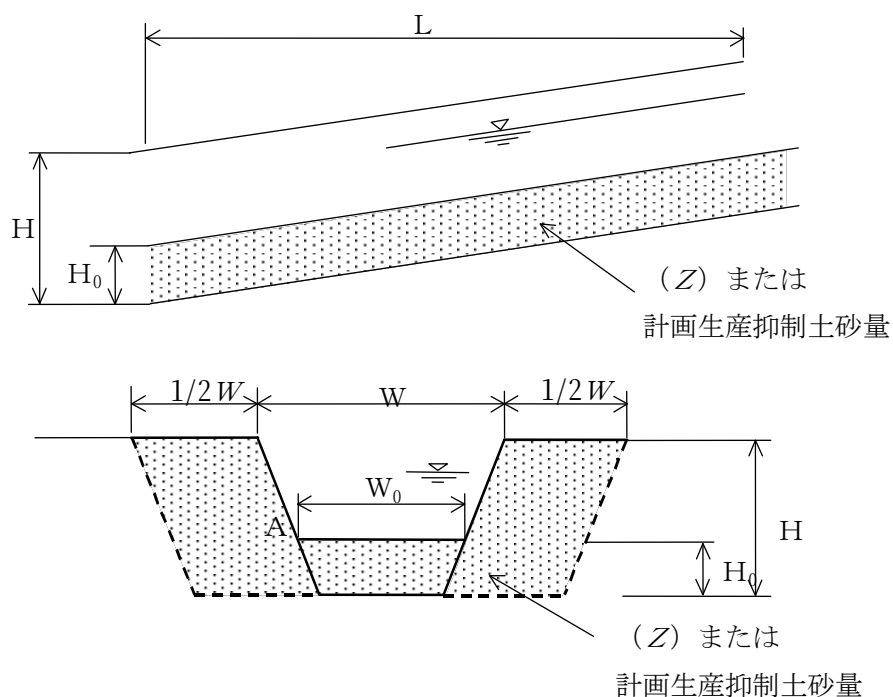


図 1-12 溪流保全工の効果

(3) 護岸工

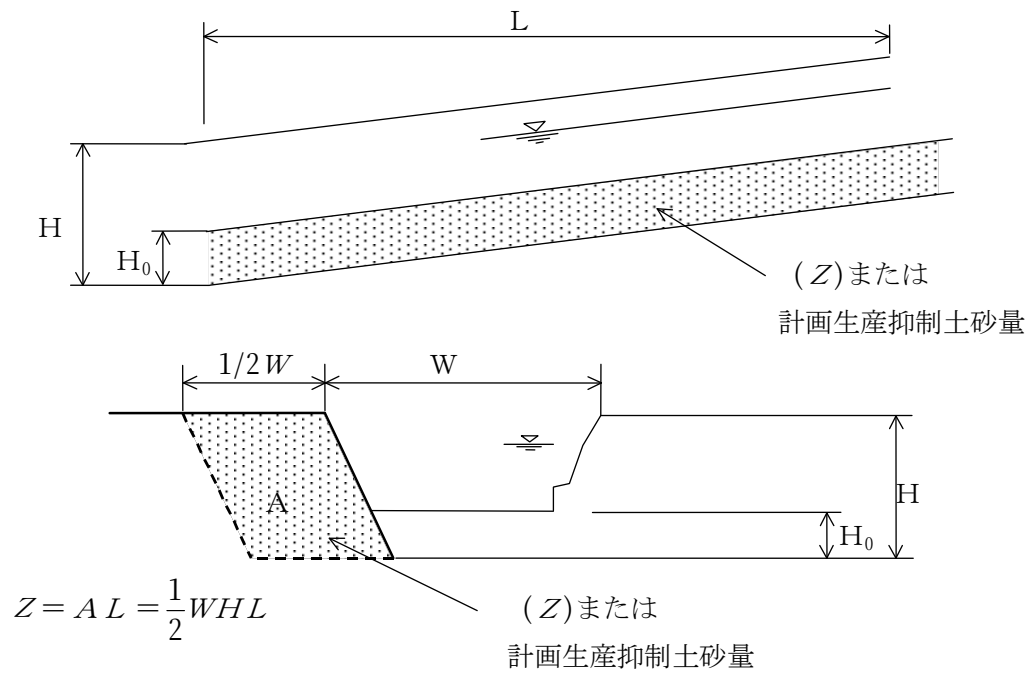


図 1-13 護岸工の効果

(4) 山腹工

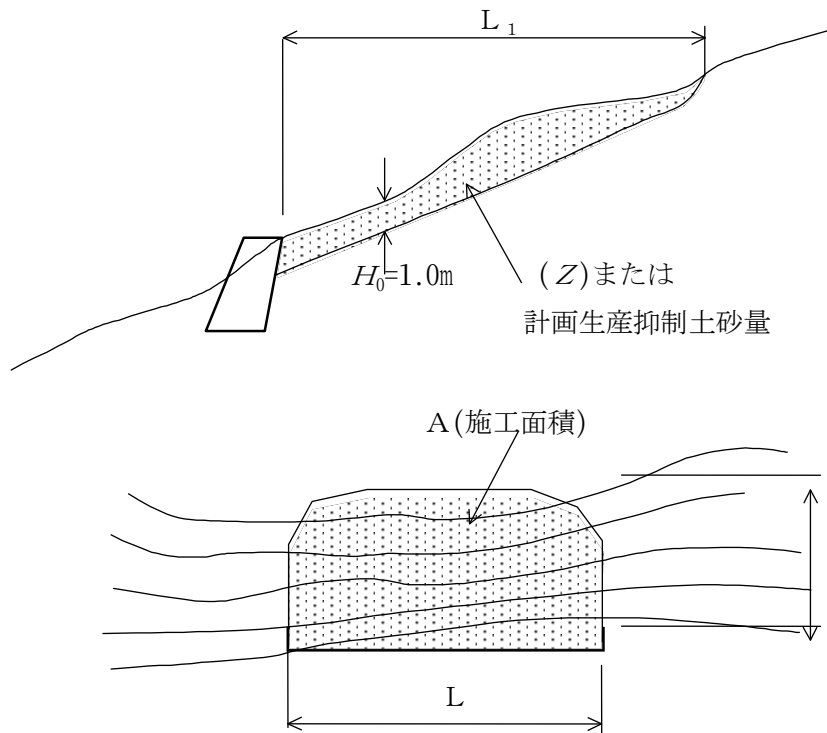


図 1-14 山腹工の効果

山腹工による効果 (Z) は、施工面積に表層厚 (不安定土砂厚) を乗ずる。

$$Z = A H_0$$

(5) 砂防樹林帯（砂防林）

砂防樹林帯（砂防林）の効果は、 (X) として以下の算定式により求めるものとする。

$$X = A h$$

A : 砂防樹林帯（砂防林）の面積 (m^2)

h : 計画平均堆積深 0.3~0.5m 程度（緑の砂防ゾーン計画策定指針案）

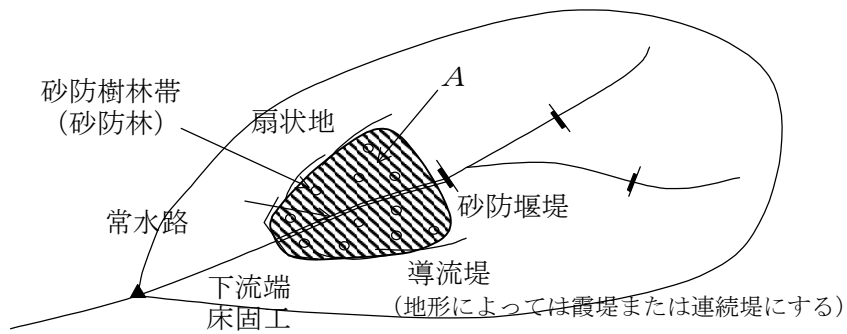


図 1-15 砂防樹林帯の効果

2.6.6 整備率

- (1) 溪流ごとの砂防基本計画の達成度は、砂防施設の種類に応じて計画捕捉量 (X)、計画堆積量 (Y)、計画発生 (流出) 抑制量 (Z) を算定し、整備率により評価する。
- (2) 整備率は、計画基準点 (補助基準点を含む) で算出する。

解 説

整備率は溪流の各地点での施設による長期的整備度合を表現するものであり、砂防基本計画では、最下流計画基準点において整備率100%を目指した計画とする。

$$\text{整備率} = \frac{\text{計画捕捉量}(X) + \text{計画堆積量}(Y) + \text{計画発生 (流出) 抑制量}(Z)}{\text{計画流出量}(V) - \text{計画流下許容量}(W)} \times 100 (\%)$$

2.7 土砂量等の算出方法

2.7.1 計画流出土砂量の算出方法

計画流出土砂量は、現地調査を行った上で、地形図、過去の土石流の記録等より総合的に決定する。原則として、計画流出土砂量は、流域内の移動可能土砂量と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を比較して小さい方の値とする。より詳細な崩壊地調査、生産土砂量調査および実績による流出土砂量調査が水系全体(土石流危険渓流を含む)で実施されている場合は、これらに基づき計画流出土砂量を決定してよい。

解 説

計画流出土砂量は水源崩壊地調査、渓流調査等の結果に基づき算出する。ただし、流出土砂量の実績値がある場合においては、実績値を考慮して算出する。

(1) 流域内の移動可能土砂量(V_{dyI})

$$V_{dyI} = V_{dy11} + V_{dy12} \quad \cdots (11)$$

$$V_{dy11} = A_{dy11} \times L_{dy11} \quad \cdots (12)$$

$$A_{dy11} = B_d \times D_e \quad \cdots (13)$$

V_{dyI} : 流域内の移動可能土砂量(m^3)

V_{dy11} : 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から1次谷の最上流端までの区間の移動可能溪床堆積土砂量(m^3)

V_{dy12} : 崩壊可能土砂量(m^3)

A_{dy11} : 移動可能溪床堆積土砂の平均断面積(m^2)

L_{dy11} : 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から1次谷の最上流端まで溪流に沿って測った距離(m)

B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅(m)

D_e : 土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ(m)

移動可能溪床堆積土砂量を算出する際の B_d 、 D_e は現地調査および近傍溪流における土石流時の洗掘状況などを参考に推定する。 B_d 、 D_e を現地調査により推定する場合は図 1-17(1)に示すように溪流断面における溪岸斜面の角度の変化、土石流堆積物上に成育する先駆樹種と山腹地山斜面に成育する樹種の相違等を参考に山腹と溪床堆積土砂を区分して行う。

D_e の推定は図 1-17(1)における断面形状だけでなく、上下流における溪床の露岩調査を行い、縦断的な基岩の連続性を考慮して行う。 D_e の参考として過去の土石流災害における事例を図 1-17(2)に示す。

ここに注意



計画流出土砂量が $1,000 \text{ m}^3$ 以下の場合には、計画流出土砂量を $1,000 \text{ m}^3$ とすることに注意する。

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

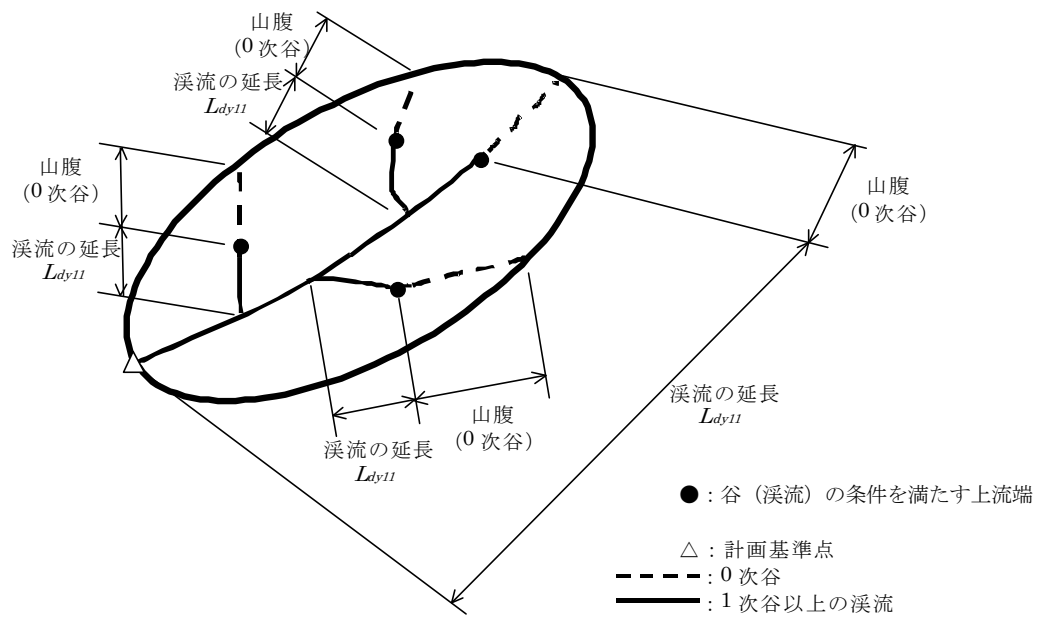


図 1-16 L_{dy11} のイメージ図

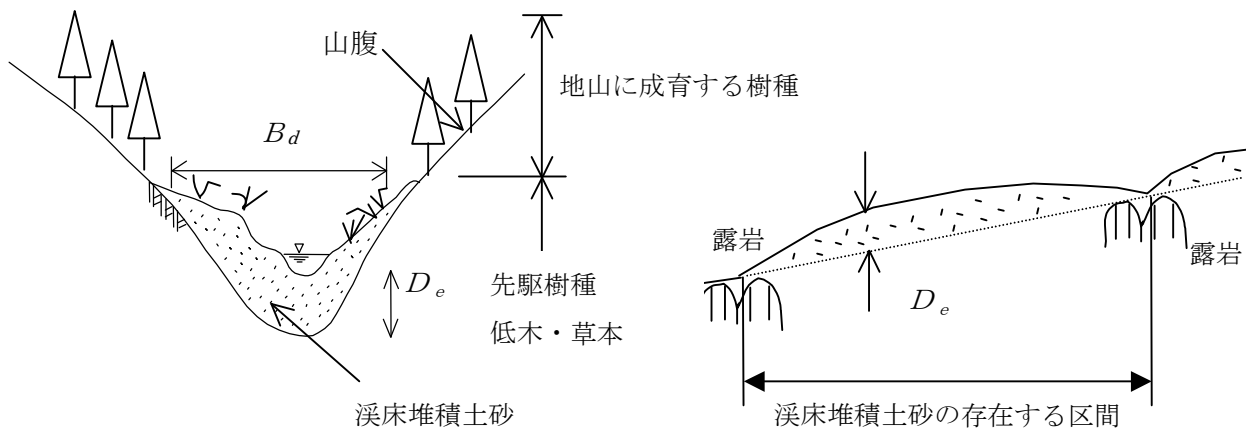


図 1-17 (1) 侵食幅，侵食深の調査方法

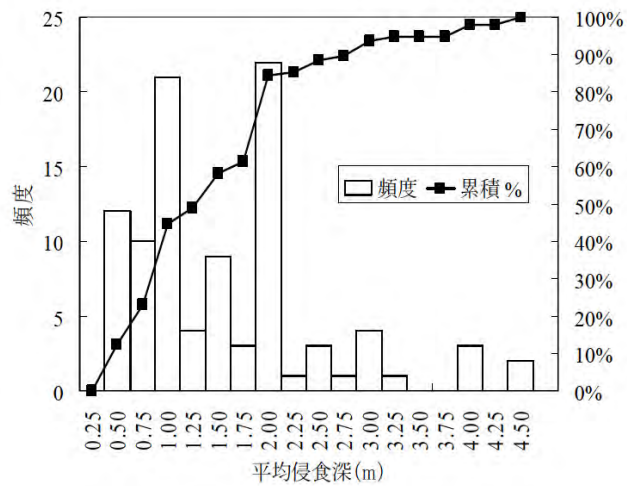


図 1-17 (2) 平均侵食深の分布

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

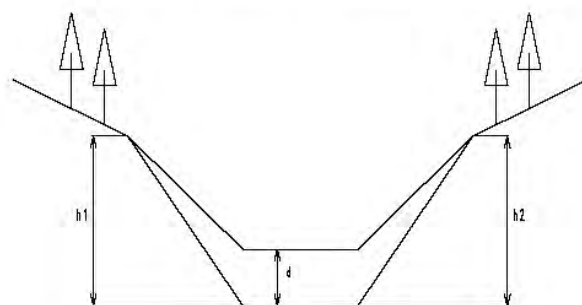
(参考)平均侵食深の調査の一例

発生年	月	日	都道府県名	市町村名	溪流名	平均侵食深 (m)
2000	1	1	山梨県	西八代郡 下部町	下部川	2.0
2001	8	21	東京都	三宅村	岡堀沢	2.0
2001	8	21	東京都	三宅村	川田沢支川	3.0
2001	9	6	鹿児島県	西之表市	軍場第1	1.5
2001	10	16	大分県	南海部郡 蒲江町	土後川	0.6
2001	10	16	大分県	南海部郡 蒲江町	尾浦川第2	1.0
2001	10	16	宮崎県	日南市	北川内川	2.0
2002	1	1	新潟県	佐渡郡 相川町	茶の助沢	1.0
2002	7	10	岐阜県	郡上郡 八幡町	枅形谷	0.5
2002	7	11	栃木県	安蘇郡 田沼町	上清水沢	1.0
2002	9	2	高知県	吾川郡 伊野町	是友大谷川	0.5
2003	6	21	宮崎県	北諸県郡 三股町	仮屋谷川	1.0
2003	7	20	熊本県	水俣市	園郷川	1.2
2003	7	20	熊本県	水俣市	新屋敷	2.0
2004	7	18	福井県	鯖江市	滝谷川	0.7
2004	7	18	福井県	鯖江市	間谷川	2.0
2004	8	17	香川県	三豊郡	落合上川	1.5
2004	8	18	愛媛県	新居浜市	三杭川	2.0
2004	10	20	香川県	さぬき市	通谷川	2.0
2004	10	21	長野県	北安曇郡	滝の沢	1.0

(参考)広島県H11.6.29土石流災害における平均侵食深の調査結果

番号	溪流番号	溪流名	0次谷			1次谷			2次谷			3次谷		
			d	h1	h2	d	h1	h2	d	h1	h2	d	h1	h2
1	2-21-1	屋代川	1.5	1.5	2.8	2.0	5.1	5.6	-	-	-	-	-	-
2	2-1-9	荒谷川	1.3	2.0	1.3	1.1	3.1	3.4	2.1	3.9	4.0	-	-	-
3	1-9-1053	犬田川	1.0	1.6	1.9	1.0	2.2	2.2	-	-	-	-	-	-
4	1-9-654	大毛寺川左支川	1.1	2.9	2.6	1.2	5.0	3.8	-	-	-	-	-	-
5	2-1-6082	野登呂川	0.8	2.1	1.6	1.4	3.8	3.4	1.0	3.4	3.8	-	-	-
6	2-1-20	野登呂川	-	-	-	1.2	3.8	2.8	-	-	-	-	-	-
7	2-1-87	八幡川支川1	0.6	0.6	0.6	1.2	2.6	3.6	-	-	-	-	-	-
8	1-9-363	安川左支川	1.5	2.6	3.4	1.2	3.0	3.7	-	-	-	-	-	-
9	2-1-18	古野川	1.0	2.4	3.2	1.7	3.2	3.0	1.4	3.3	4.1	-	-	-
10	1-9-620	平原川	1.5	3.9	4.2	-	-	-	-	-	-	1.9	3.7	4.3
平均			1.1	2.2	2.4	1.3	3.5	3.5	1.5	3.5	4.0	1.9	3.7	4.3

d:侵食深 h1:右岸侵食高 h2:左岸侵食高 (ただし、崩壊地はd:崩壊深 h1:右岸崩壊高 h2:左岸崩壊高)



出典：「平成12年度 土石流による侵食実績調査業務報告書 広島県」

崩壊可能土砂量(V_{dy12})は、以下に示すいずれかの方法で算出する。

(1-1)崩壊可能土砂量(V_{dy12})を的確に推定できる場合

(11)式の V_{dy12} は、0次谷(常時表流水の無い谷)および溪流山腹の予想崩壊土砂量(m^3)である。

0次谷とは、1次谷上流端よりも上流側の凹地形の部分をも0次谷とする。

崩壊可能土砂量の算出においては、地形・地質の特性および既存崩壊の分布等を参考に、具体的な発生位置、面積、崩壊深を推定する。

なお、崩壊土砂のかさ増は、原則として行わない。

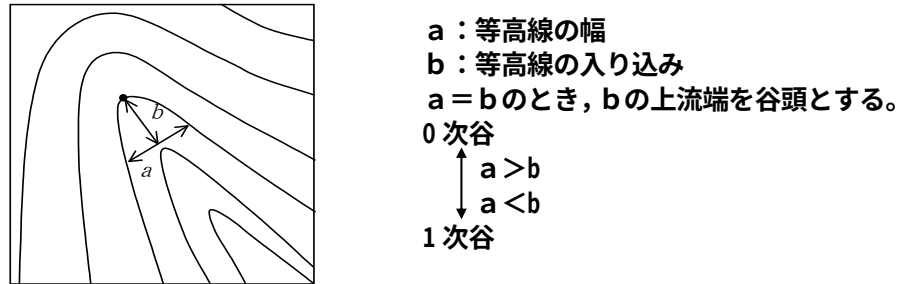


図 1-18 0次谷の地形

(1-2)崩壊可能土砂量(V_{dy12})を的確に推定することが困難な場合

0次谷の崩壊を含めた次式で、崩壊可能土砂量を推定する。

$$V_{dy12} = \sum (A_{dy12} \times L_{dy12}) \quad \dots (14)$$

$$A_{dy12} = B_d \times D_e \quad \dots (15)$$

A_{dy12} : 0次谷における移動可能溪床堆積土砂量の平均断面積(m^2)

L_{dy12} : 流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上端から流域の最遠点(流域界)までの流路谷筋に沿って計った距離(m)で支溪がある場合はその長さも加える。

土石流発生直後など現存する移動可能土砂量が少ない場合でも、山腹や溪岸の土砂生産が激しく、近い将来に移動可能土砂量が増加すると予想される場合には、これを推定して加える。

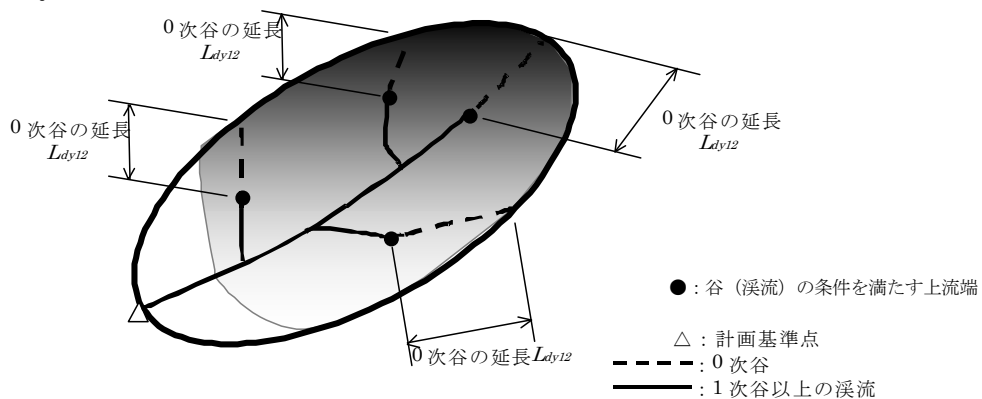


図 1-19 L_{dy12} のイメージ図

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

(2) 計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量 (V_{dy2})

計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量（運搬可能土砂量）は，計画規模の年超過確率の降雨量 ($P_p(\text{mm})$) に流域面積 ($A(\text{km}^2)$) を掛けて総水量を求め，これに流動中の土石流濃度 (C_d) を乗じて算定する。その際流出補正率 (K_{f2}) を考慮する。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2} \quad \dots (16)$$

C_d の算出方法は本指針 2.7.3 を参照する。 P_p は地域の降雨特性，災害特性を検討し決定する。広島県では，表 1-3 に示す 24 時間雨量の値を用いる。 K_v は空ゲキ率で 0.4 程度とする。

K_{f2} は流出補正率で 図 1-20 によって流域面積に対して与える。なお， K_{f2} は 0.5 を上限とし，0.1 を下限とする。

表 1-3 24 時間雨量

地 区	24 時間雨量 (mm/24hr)
広 島	2 7 7 . 4 4
福 山	1 6 3 . 2 0
庄 原	2 5 1 . 5 2
加 計	2 7 3 . 3 6

注 1) 「2.7.4.3 広島県の雨量データ」参照

注 2) 計画規模は 1/100 確率降雨

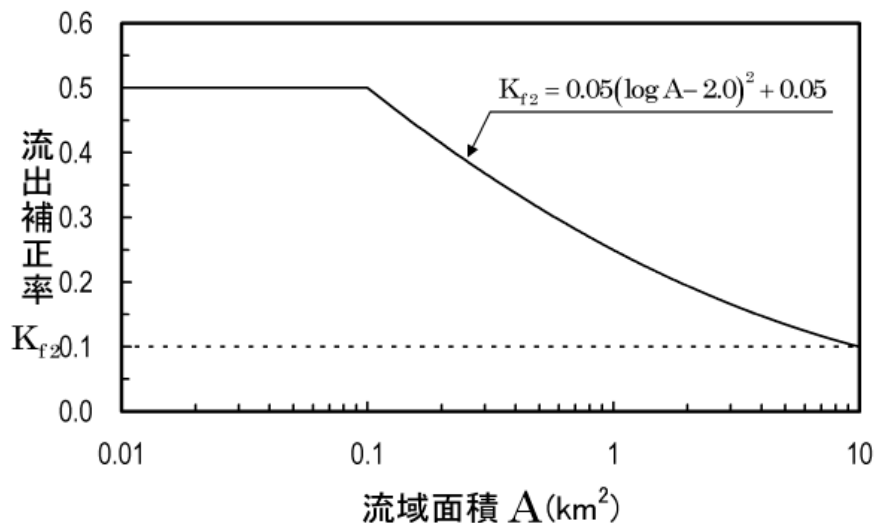


図 1-20 流出補正率

2.7.2 計画流出流木量の算出方法

計画流出流木量は、推定された発生流木量に流木流出率を掛け合わせて算出する。

解 説

計画流出流木率(発生した流木の谷の出口への流出率)は、土石流・流木対策施設が無い場合0.8～0.9程度であったとの報告がある。流出流木量は実立積で表現するものとし、流域に土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。広島県では、計画流出流木率の標準値を0.85とする。

2.7.3 土石流ピーク流量の算出方法

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。ただし、同一流域において、実測値がある場合で別の方法を用いて土石流ピーク流量を推定できる場合は、その値を用いてよい。

解 説

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量とピーク流量の関係は図 1-22に示すとおりである。平均的なピーク流量と土石流総流量の関係は(17)式で表される。

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q \quad \dots (17)$$

$$\Sigma Q = C_* \cdot V_{dqp} / C_d \quad \dots (18)$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量(m^3/s)

ΣQ : 土石流総流量(m^3)

V_{dqp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込み) (m^3)

C_d : 土石流濃度

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度(0.6程度)

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (19)$$

σ : 礫の密度($2,600 \text{ kg}/\text{m}^3$ 程度)

ρ : 水の密度($1,200 \text{ kg}/\text{m}^3$ 程度)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角($^\circ$)($30^\circ \sim 40^\circ$ 程度であり、一般に 35° を用いてよい)

θ : 溪床勾配($^\circ$) (土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は現溪床勾配 θ ($^\circ$))

上式は $10^\circ \sim 20^\circ$ に対する高橋の式であるが、それよりも緩勾配の範囲についても準用する。

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

なお、計算値(C_d)が $0.9C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d=0.9C_*$ とし、計算値(C_d)が 0.3 よりも小さくなる場合は $C_d=0.30$ とする。

※1波の土石流により流出すると想定される土砂量 $V_{dq p}$ の算出方法

これまでの災害実態調査から、全支溪から同時に土砂が流出する例は少なく、そのため土石流ピーク流量の最大値は1洪水期間に複数発生する土石流のうち、最大となる土砂量に対応したものとなる。

そこで、流出土砂量に基づく土石流ピーク流量を求める際の1波の土石流により流出すると想定される土砂量 $V_{dq p}$ は、土石流・流木対策施設の無い状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量（計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量）のうち、比較して小さい方の値とする。

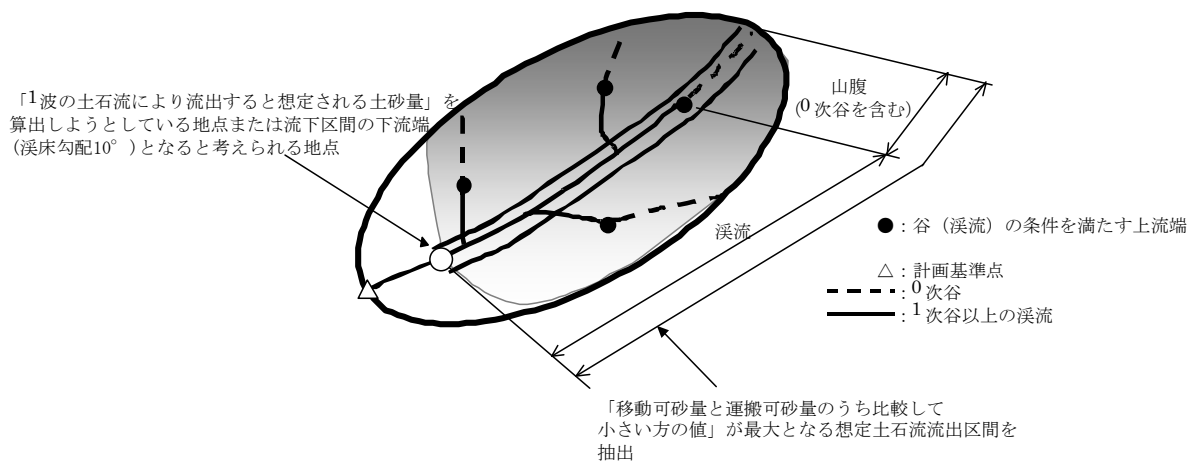


図 1-21 想定土石流流出区間のイメージ図

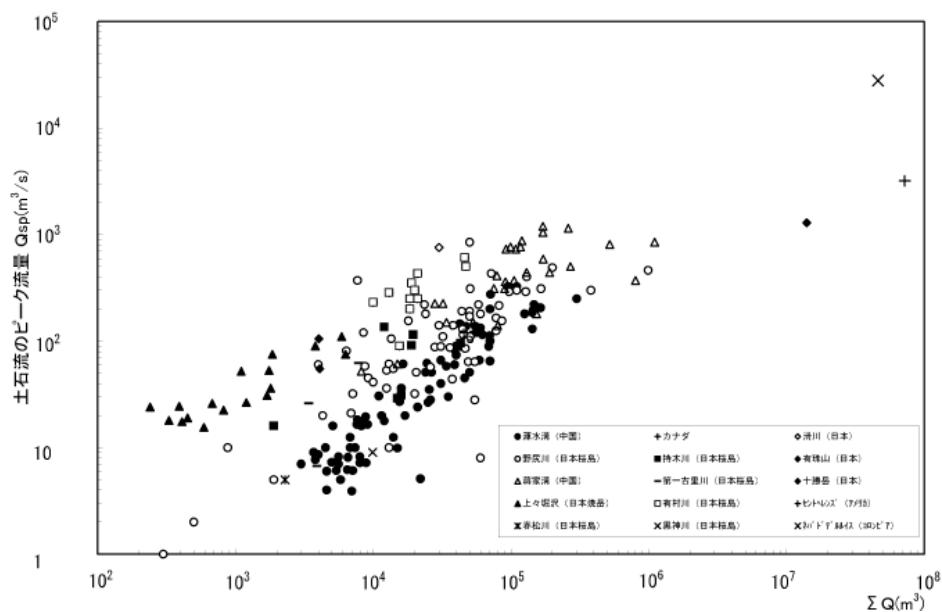


図 1-22 ピーク流量の相関(原著では ΣQ は Q_T と標記されている)

～～(参考)降雨量に基づく土石流ピーク流量の算出～～～～～～～～～～

土石流の発生過程には、①溪床堆積物が流水により強く侵食されて土石流になる、②山腹崩壊土砂がそのまま土石流になる、③山腹崩壊土砂が流れをせき止めて天然ダムを形成し、それが決壊して土石流になる、等が考えられる。降雨量に基づく算出方法は①の場合の土石流ピーク流量を求めるものである。土石流ピーク流量の算出方法を手順に従い示す。なお、(17)式(経験式)および後述の(21)式(理論式)で求めた土石流ピーク流量の大きさの関係は、流域面積、降雨量、流出土砂量によって変わる。計画流出土砂量の比流出土砂量が $100,000\text{m}^3/\text{km}^2$ で、24時間雨量又は日雨量 $P_p=260(\text{mm})$ の場合は、流域面積 1 km^2 以下では理論式の値は経験式の値に比較して小さな値を与える。

土石流ピーク流量は下記より求める。

$$Q_{sp} = K_q \cdot Q_p \quad \cdots (20)$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量(m^3/s)

Q_p : 計画規模の年超過確率の降雨量に対する清水の対象流量(m^3/s)

K_q : 係数

土石流ピーク流量 $Q_{sp}(\text{m}^3/\text{s})$ は、水のみ対象流量 $Q_p(\text{m}^3/\text{s})$ との間に、

$$Q_{sp} = \frac{C_*}{C_* - C_d} \cdot Q_p \quad \cdots (21)$$

の関係があるとして求める。

(土石流ピーク流量の算出例)

$\sigma=2,600(\text{kg}/\text{m}^3)$, $\rho=1,200(\text{kg}/\text{m}^3)$, $\phi=35^\circ$, $\tan\theta=1/6$ の場合、(19)式より $C_d=0.27$ となり 0.3 より小さくなるので $C_d=0.30$ とし、(21)式より $Q_{sp}=2Q_p$ となる。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

2.7.4 清水の対象流量の算出方法

清水の対象流量は合理式により算出する。

2.7.4.1 計画規模

清水の対象流量の計画規模決定は、砂防施設設計の基本となるため、現況、他の計画を十分考慮の上、行わなければならない。

解 説

清水の対象流量の計画規模は次の通りとする。

(1) 砂防えん堤

1/100 確率降雨と既往最大のうち、大きい値を採用する。

(2) 溪流保全工

土石流区間においては、降雨量の超過確率年で評価し50年を原則とする。ただし、下流河川の状況、経済効果等により、これによりがたい場合は30年まで小さくすることができる。

掃流区間においては、原則として土石流区間の計画規模により決定するものとする。ただし、下流河川の状況によりこれによりがたい場合には、河川計画に基づいた計画規模で決定するものとするが、既往洪水を下回る場合は既往洪水を勘案して決定することとする。

2.7.4.2 清水の対象流量の算定

(1) 算定式

流域面積が比較的小さく、流域に貯留現象がない場合、清水の対象流量は合理式法によって算定することを原則とする。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{fi} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \dots (22)$$

Q_p : 清水の対象流量 (m^3/s)

K_{fi} : ピーク流出係数

P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km^2)

P_e : 平均降雨強度 (mm/h)

(2) 流出係数

合理式法において用いる流出係数 (K_{fl}) の値は流域の地質、将来における流域の土地利用状況等を考慮して決定するものとする。

解 説

流出係数の値については、一般に次の値を標準値として用いる。また流域内において流出係数が変わる場合は砂防の標準値を使い面積加重平均により算出する。

			砂防の標準
K_{fl} の決定	急峻な山地	0.75～0.90	0.85
	三紀層の丘陵地	0.70～0.80	0.75
	起伏な土地樹林	0.50～0.75	0.65
	平坦な耕地	0.45～0.60	0.55
	かんがい中の水田	0.70～0.80	0.75

(3) 平均雨量強度

合理式法において用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として確率降雨強度式により求めるものとする。

解 説

①雨量強度

雨量強度は、「第1章 2.7.4.3 広島県の雨量データ」に基づき広島、福山、庄原、加計4地区それぞれの確率降雨強度式により求める。

②洪水到達時間の算定

洪水到達時間は砂防施設の種別、河床勾配の条件により算定式を使い分けて求める。

ア) Kraven (クラーヘン) 式 河床勾配 $i \leq 1/20$ (1/20より緩) に使用する。

$$T_f = T_1 + T_2 \quad \dots (23)$$

$$T_1 = L / W_1 \quad \dots (24)$$

T_f : 洪水到達時間

T_1 : 河道の流下時間 (河道勾配が急変している場合は勾配毎に求める)

T_2 : 山腹斜面から河道まで流下する時間 (表 1-5 より求める)

L : 常時河谷をなす最上流点より流域末端までの水平距離 (H , L は 1/5,000 または 1/2,500 の地形図より求める)

H : 常時河谷をなす最上流点から流量を測定しようとする地点までの高低差

W_1 : 洪水到達速度 (表 1-4 より求める)

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

表 1-4 W_1 の標準

河 床 勾 配 i	1/100 以上	1/100～1/200	1/200 以下
洪水到達速度 W_1	3.5m/sec	3.0m/sec	2.1m/sec
	12.6 km/hr	10.8 km/hr	7.56 km/hr

表 1-5 T_2 の標準

山地地域の流域面積	2 km ² 未満	2 km ² 以上
山腹斜面から河道へ流入 する時間	20 分	30 分
	0.33 時間	0.5 時間

イ) Rziha (ルチーハ) 式 ————— 河床勾配 $i > 1/20$ (1/20より急) の溪流保全工に使用する。

$$T_f = T_1 + T_2 \quad \dots (25)$$

$$T_1 = L / W_1 \quad \dots (26)$$

$$W_1 = 20 \left[\frac{H}{L} \right]^{0.6} (m/sec) = 72 \left[\frac{H}{L} \right]^{0.6} (km/hr) \quad \dots (27)$$

T_f : 洪水到達時間

T_1 : 河道の流下時間 (河道勾配が急変している場合は勾配毎に求める)

T_2 : 山腹斜面から河道まで流下する時間 (表 1-6より求める)

L : 常時河谷をなす最上流点より流域末端までの水平距離 (H , L は1/5,000または1/2,500の地形図より求める)

H : 常時河谷をなす最上流点から流量を測定しようとする地点までの高低差

W_1 : 洪水到達速度

表 1-6 T_2 の標準

山地地域の流域面積	2 km ² 未満	2 km ² 以上
山腹斜面から河道へ流入 する時間	20 分	30 分
	0.33 時間	0.5 時間

ウ) 角屋式 ————— 土石流捕捉工等に使用する。

原則として、角屋式と広島県の確率降雨強度式の両式が満足する有効降雨強度と洪水到達時間を求める。

広島県は確率降雨強度式の適用範囲を4地区に分割し、使い分けているので、該当する地区の式を使用する。参考として、年超過確率 1/100 の場合の算定式を次表に示す。

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

表 1-7 洪水到達時間と有効降雨強度

	適用式
広島	$\cdot T_f = K_{pl} A^{0.22} P_e^{-0.35}$ (角屋式) $\cdot P_e = \frac{360.806}{T_f^{0.378}} K_{fl}$
福山	$\cdot T_f = K_{pl} A^{0.22} P_e^{-0.35}$ (角屋式) $\cdot P_e = \frac{527.499}{T_f^{1/2} + 0.728} K_{fl}$
庄原	$\cdot T_f = K_{pl} A^{0.22} P_e^{-0.35}$ (角屋式) $\cdot P_e = \frac{632.844}{T_f^{0.544}} K_{fl}$
加計	$\cdot T_f = K_{pl} A^{0.22} P_e^{-0.35}$ (角屋式) $\cdot P_e = \frac{707.723}{T_f^{1/2} + 1.076} K_{fl}$

凡例 T_f : 洪水到達時間 (min)
 P_e : 有効降雨強度 (mm/hr)
 K_{pl} : 係数 (表 1-8 より算出)
 A : 流域面積 (km²)
 K_{fl} : 流出係数

表 1-8 係数 (K_{pl})

流域面積 A (km ²)	係数 (K_{pl})
$A \leq 2.0$	120
$2.0 \leq A \leq 10.0$	$120 \left[\frac{A}{2} \right]^{1/4}$

また、参考として、洪水到達時間と有効降雨強度の早見表（流域面積・流出係数別、年超過確率1/100）を、表 1-9～表 1-12に示す。

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

表 1-9 「広島」地区

流出係数 K_{fl}	0.70		0.75		0.80		0.85	
流域面積 A (km ²)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ l (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ l (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K$ fl (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ l (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)
0.05	97.2	12.5	105.2	12.2	113.4	11.9	121.6	11.6
0.10	90.9	14.9	98.5	14.5	106.1	14.1	113.7	13.8
0.15	87.5	16.5	94.7	16.1	102.0	15.7	109.4	15.3
0.20	85.1	17.8	92.1	17.3	99.2	16.8	106.4	16.4
0.25	83.3	18.8	90.2	18.3	97.1	17.8	104.2	17.4
0.30	81.8	19.7	88.6	19.2	95.5	18.7	102.4	18.2
0.35	80.6	20.5	87.3	19.9	94.1	19.4	100.9	18.9
0.40	79.6	21.2	86.2	20.6	92.9	20.1	99.6	19.6
0.45	78.7	21.8	85.2	21.2	91.8	20.7	98.5	20.2
0.50	77.9	22.4	84.4	21.8	90.9	21.3	97.5	20.7
0.55	77.2	23.0	83.6	22.3	90.1	21.8	96.6	21.2
0.60	76.6	23.5	82.9	22.8	89.3	22.3	95.8	21.7
0.65	76.0	24.0	82.3	23.3	88.6	22.7	95.1	22.2
0.70	75.5	24.4	81.7	23.8	88.0	23.1	94.4	22.6
0.75	75.0	24.9	81.2	24.2	87.4	23.6	93.8	23.0
0.80	74.5	25.3	80.7	24.6	86.9	23.9	93.2	23.4
0.85	74.1	25.7	80.2	25.0	86.4	24.3	92.6	23.7
0.90	73.7	26.0	79.8	25.3	85.9	24.7	92.1	24.1
0.95	73.3	26.4	79.4	25.7	85.5	25.0	91.7	24.4
1.00	72.9	26.7	79.0	26.0	85.1	25.3	91.2	24.7

表 1-10 「福山」地区

流出係数 K_{fl}	0.70		0.75		0.80		0.85	
流域面積 A (km ²)	有効降 雨強度 $P_a \times K$ fl (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K$ fl (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K$ fl (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ l (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)
0.05	84.9	13.1	92.0	12.8	99.2	12.4	106.5	12.1
0.10	78.8	15.7	85.4	15.2	92.1	14.8	98.9	14.5
0.15	75.3	17.4	81.7	16.9	88.1	16.5	94.6	16.1
0.20	73.0	18.8	79.1	18.2	85.4	17.8	91.7	17.3
0.25	71.2	19.9	77.2	19.3	83.3	18.8	89.5	18.4
0.30	69.8	20.8	75.7	20.3	81.6	19.7	87.7	19.2
0.35	68.6	21.7	74.4	21.1	80.2	20.5	86.2	20.0
0.40	67.5	22.5	73.3	21.8	79.1	21.2	84.9	20.7
0.45	66.7	23.1	72.3	22.5	78.0	21.9	83.8	21.4
0.50	65.9	23.8	71.5	23.1	77.1	22.5	82.8	22.0
0.55	65.2	24.4	70.7	23.7	76.3	23.1	81.9	22.5
0.60	64.5	24.9	70.0	24.2	75.5	23.6	81.1	23.0
0.65	63.9	25.5	69.4	24.8	74.9	24.1	80.4	23.5
0.70	63.4	26.0	68.8	25.2	74.2	24.6	79.7	24.0
0.75	62.9	26.4	68.3	25.7	73.7	25.0	79.1	24.4
0.80	62.5	26.9	67.8	26.1	73.1	25.4	78.5	24.8
0.85	62.0	27.3	67.3	26.5	72.6	25.8	78.0	25.2
0.90	61.6	27.7	66.9	26.9	72.1	26.2	77.5	25.6
0.95	61.2	28.1	66.4	27.3	71.7	26.6	77.0	25.9
1.00	60.9	28.5	66.1	27.7	71.3	27.0	76.6	26.3

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

表 1-11 「庄原」地区

流出係数 K_f	0.70		0.75		0.80		0.85	
流域面積 A (km ²)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)
0.05	115.9	11.8	126.2	11.4	136.7	11.1	147.3	10.8
0.10	104.6	14.2	113.9	13.8	123.4	13.4	132.9	13.1
0.15	98.5	15.9	107.3	15.4	116.2	15.0	125.2	14.6
0.20	94.4	17.1	102.8	16.6	111.3	16.2	120.0	15.8
0.25	91.3	18.2	99.5	17.7	107.7	17.2	116.1	16.8
0.30	88.9	19.1	96.8	18.6	104.9	18.1	113.0	17.6
0.35	86.9	20.0	94.6	19.4	102.5	18.8	110.5	18.4
0.40	85.2	20.7	92.8	20.1	100.5	19.5	108.3	19.0
0.45	83.7	21.4	91.2	20.7	98.8	20.2	106.4	19.7
0.50	82.4	22.0	89.8	21.3	97.2	20.8	104.8	20.2
0.55	81.3	22.6	88.5	21.9	95.9	21.3	103.3	20.8
0.60	80.3	23.1	87.4	22.4	94.6	21.8	102.0	21.2
0.65	79.3	23.6	86.4	22.9	93.5	22.3	100.8	21.7
0.70	78.4	24.1	85.4	23.4	92.5	22.7	99.7	22.2
0.75	77.7	24.6	84.6	23.8	91.6	23.2	98.7	22.6
0.80	76.9	25.0	83.8	24.3	90.7	23.6	97.8	23.0
0.85	76.2	25.4	83.0	24.7	89.9	24.0	96.9	23.4
0.90	75.6	25.8	82.3	25.0	89.1	24.4	96.1	23.7
0.95	75.0	26.2	81.7	25.4	88.4	24.7	95.3	24.1
1.00	74.4	26.6	81.0	25.8	87.8	25.1	94.6	24.4

表 1-12 「加計」地区

流出係数 f	0.70		0.75		0.80		0.85	
流域面積 A (km ²)	有効降 雨強度 $P_a \times K$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)	有効降 雨強度 $P_a \times K_f$ I (mm/hr)	洪水到 達時間 T_f (min)
0.05	109.1	12.0	118.1	11.7	127.2	11.4	136.4	11.1
0.10	101.9	14.3	110.4	13.9	118.9	13.6	127.6	13.2
0.15	97.9	15.9	106.0	15.5	114.2	15.1	122.6	14.7
0.20	95.1	17.1	103.0	16.6	111.0	16.2	119.1	15.8
0.25	92.9	18.1	100.7	17.6	108.5	17.2	116.4	16.7
0.30	91.2	19.0	98.8	18.4	106.5	18.0	114.3	17.5
0.35	89.8	19.7	97.3	19.2	104.9	18.7	112.5	18.2
0.40	88.5	20.4	95.9	19.9	103.4	19.3	111.0	18.9
0.45	87.5	21.0	94.8	20.5	102.2	19.9	109.7	19.4
0.50	86.5	21.6	93.8	21.0	101.1	20.5	108.5	20.0
0.55	85.7	22.2	92.8	21.5	100.1	21.0	107.4	20.5
0.60	84.9	22.7	92.0	22.0	99.2	21.5	106.4	20.9
0.65	84.2	23.1	91.2	22.5	98.4	21.9	105.6	21.4
0.70	83.5	23.6	90.5	22.9	97.6	22.3	104.8	21.8
0.75	82.9	24.0	89.9	23.3	96.9	22.7	104.0	22.2
0.80	82.4	24.4	89.3	23.7	96.2	23.1	103.3	22.5
0.85	81.8	24.8	88.7	24.1	95.6	23.5	102.6	22.9
0.90	81.3	25.1	88.2	24.4	95.1	23.8	102.0	23.2
0.95	80.9	25.5	87.7	24.8	94.5	24.1	101.5	23.6
1.00	80.4	25.8	87.2	25.1	94.0	24.5	100.9	23.9

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

2.7.4.3 広島県の雨量データ

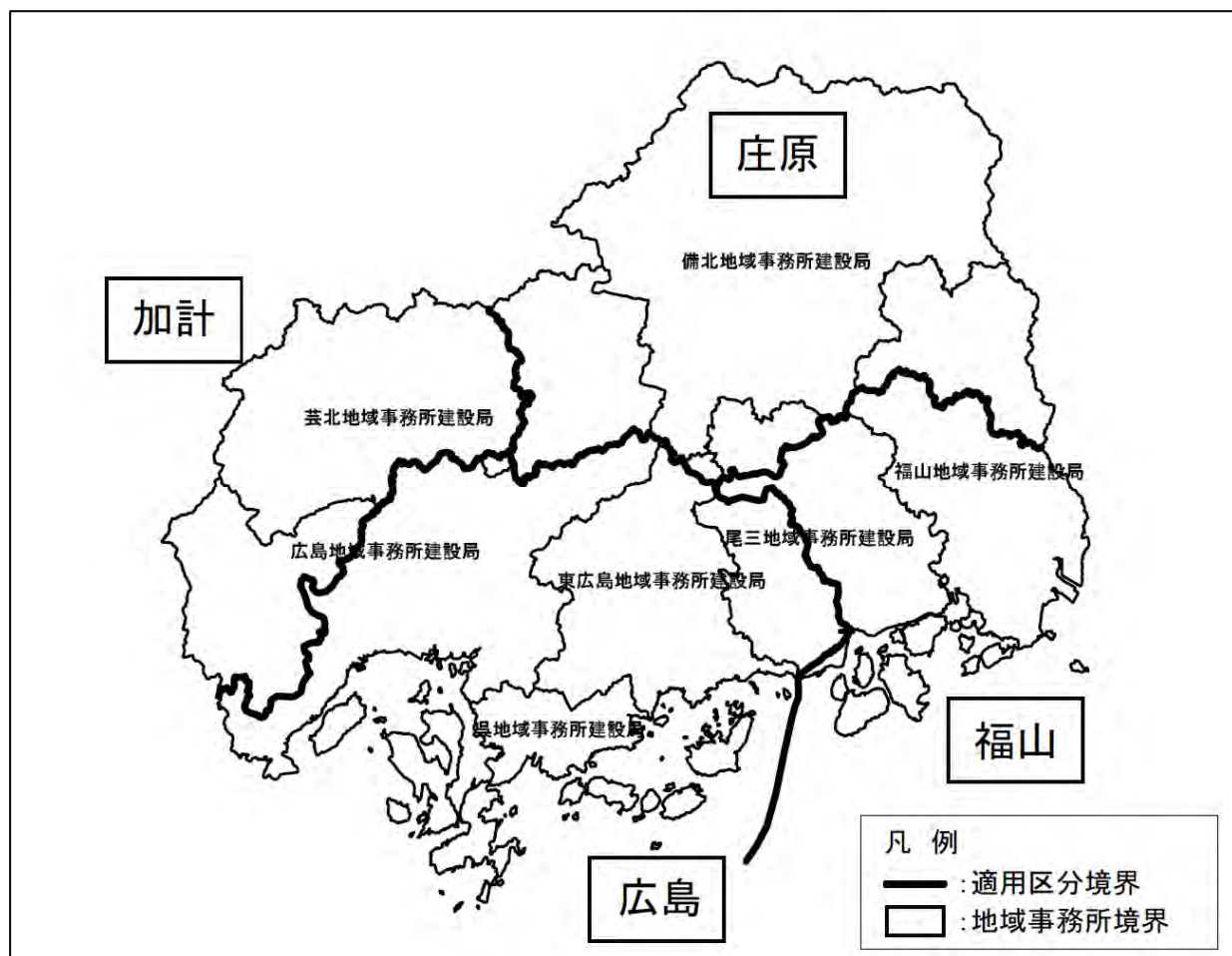
原則として雨量データは、「広島」「福山」「庄原」「加計」の4地区に区分して適用する。

解 説

(1) 雨量データの適用

地域事務所建設局	市町村名		適用区分			
			広島	福山	庄原	加計
広島地域事務所建設局	広島市	旧湯来町の太田川流域				○
		その他	○			
	安芸高田市	太田川流域	○			
		江の川流域			○	
	江田島市		○			
	府中町		○			
	海田町		○			
	熊野町		○			
	坂町		○			
広島地域事務所建設局 廿日市支局	大竹市		○			
	廿日市市	太田川流域				○
		小瀬川流域				○
		その他	○			
呉地域事務所建設局	呉市		○			
芸北地域事務所建設局	安芸太田町					○
	北広島町	根の谷川流域	○			
		小河内川流域	○			
		江の川直轄			○	
		その他				○
東広島地域事務所建設局	東広島市	江の川流域			○	
その他		○				
東広島地域事務所建設局 竹原支局	竹原市		○			
	大崎上島町		○			
尾三地域事務所建設局	三原市	沼田川流域	○			
		その他		○		
	尾道市			○		
	世羅町	芦田川流域		○		
		江の川流域			○	
福山地域事務所建設局	福山市	高梁川流域			○	
		その他		○		
	府中市	芦田川流域		○		
		その他			○	
	神石高原町	芦田川流域		○		
		その他			○	
備北地域事務所建設局	三次市	江の川流域			○	
		太田川流域	○			
備北地域事務所建設局 庄原支局	庄原市				○	

出典：平成19年3月26日河川企画整備室長「広島県地区別確率降雨強度式の適用区分の変更について（通知）」



第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

(2) 広島地区の雨量データ

表 1-13 「広島」確率降雨強度式

$\begin{matrix} \text{確率 } n \text{ 年} \\ \text{t} \end{matrix}$	t = 10min~180min	t = 3 hr~24hr
150 年	$r_{150} = \frac{348.738}{t^{0.356}}$	$r_{150} = \frac{125.398}{t^{0.730}}$
100 年	$r_{100} = \frac{360.806}{t^{0.378}}$	$r_{100} = \frac{112.462}{t^{0.716}}$
80 年	$r_{80} = \frac{367.132}{t^{0.391}}$	$r_{80} = \frac{105.814}{t^{0.709}}$
50 年	$r_{50} = \frac{626.814}{\sqrt{t} + 1.243}$	$r_{50} = \frac{92.843}{t^{0.693}}$
30 年	$r_{30} = \frac{544.556}{\sqrt{t} + 0.793}$	$r_{30} = \frac{80.228}{t^{0.676}}$
20 年	$r_{20} = \frac{486.448}{\sqrt{t} + 0.483}$	$r_{20} = \frac{71.222}{t^{0.663}}$
10 年	$r_{10} = \frac{398.905}{\sqrt{t} + 0.040}$	$r_{10} = \frac{57.668}{t^{0.642}}$
5 年	$r_5 = \frac{385.394}{t^{0.534}}$	$r_5 = \frac{46.106}{t^{0.624}}$
3 年	$r_3 = \frac{357.535}{t^{0.552}}$	$r_3 = \frac{38.594}{t^{0.614}}$
2 年	$r_2 = \frac{316.088}{t^{0.559}}$	$r_2 = \frac{33.031}{t^{0.610}}$

表 1-14 確率降雨量一覧表

地区	区分	観測所	資料数	算定法	1/3	1/5	1/10	1/20	1/30	1/50	1/80	1/100
広島	24時間 雨量	広島	1879 ~1999 121	対数ビ・アソ Ⅲ型分布	131.52	152.40	180.00	207.84	224.64	246.24	266.88	277.44
	時間 雨量	広島	1889 ~1999 111	〃	37.31	43.29	51.23	59.11	63.77	69.73	74.06	76.76

表 1-15 24時間・時間雨量実績

	24時間雨量実績			時間雨量実績		
	順位	24時間雨量	発生年月日	順位	時間雨量	発生年月日
広島	1	357.5	T 15. 9.10. 9~	1	79.2	T 15. 9.11. 1~
	2	278.3	S 40. 6.19.10~	2	73.0	M 38. 8. 7.20~
	3	210.6	S 5. 8.12.21~	3	70.4	S 25. 9. 7. 3~
	4	201.7	M 45. 7.22.14~	4	66.7	S 15. 9. 5.20~
	5	197.6	S 20. 9.16.23~	5	59.5	S 62. 8.13. ~9:20

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

(3) 福山（松永）地区の雨量データ

表 1-16 「福山」確率降雨強度式

確率n年 \ t	t = 10min~180min	t = 3 hr~24hr
150 年	$r_{150} = \frac{560.141}{\sqrt{t} + 0.787}$	$r_{150} = \frac{180.604}{t + 1.855}$
100 年	$r_{100} = \frac{527.499}{\sqrt{t} + 0.728}$	$r_{100} = \frac{177.206}{t + 2.062}$
80 年	$r_{80} = \frac{509.350}{\sqrt{t} + 0.691}$	$r_{80} = \frac{175.169}{t + 2.180}$
50 年	$r_{50} = \frac{470.869}{\sqrt{t} + 0.602}$	$r_{50} = \frac{170.421}{t + 2.438}$
30 年	$r_{30} = \frac{428.841}{\sqrt{t} + 0.490}$	$r_{30} = \frac{164.417}{t + 2.730}$
20 年	$r_{20} = \frac{395.476}{\sqrt{t} + 0.391}$	$r_{20} = \frac{158.867}{\sqrt{t} + 2.967}$
10 年	$r_{10} = \frac{338.508}{\sqrt{t} + 0.202}$	$r_{10} = \frac{147.223}{t + 3.373}$
5 年	$r_5 = \frac{281.179}{\sqrt{t} - 0.011}$	$r_5 = \frac{131.564}{t + 3.734}$
3 年	$r_3 = \frac{265.160}{t^{0.521}}$	$r_3 = \frac{115.757}{t + 3.893}$
2 年	$r_2 = \frac{244.710}{t^{0.537}}$	$r_2 = \frac{98.582}{t + 3.836}$

表 1-17 確率降雨量一覧表

地区	区分	観測所	資料数	算定法	1/3	1/5	1/10	1/20	1/30	1/50	1/80	1/100
福山	24時間 雨量	松永	1896 ~1998 103	対数ビ・アソ Ⅲ型分布	99.6	113.76	129.12	141.36	147.60	154.80	160.56	163.20
	時間 雨量	松永	1942 ~1998 57	〃	31.41	36.35	42.59	48.60	52.07	56.41	60.37	62.25

表 1-18 24 時間・時間雨量実績

	24時間雨量実績			時間雨量実績		
	順位	24時間雨量	発生年月日	順位	時間雨量	発生年月日
福 山	1	178.0	T 9. 8.15.	1	73.3	S 27. 8. 5.16~
	2	170.0	T 15. 7. 6.	2	51.5	S 48. 7. 2.16~
	3	157.2	S 35. 7. 7.21~	3	49.0	S 33. 7. 9.10~
	4	155.2	S 51. 9.11. 7~	4	48.5	S 9. 8. 5.12~
	5	153.0	S 5. 7.26.22~	5	47.5	S 7. 7. 3. 7~

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

(4) 庄原地区の雨量データ

表 1-19 「庄原」確率降雨強度式

確率 n 年 \ t	t = 10min~180min	t = 3 hr~24hr
150 年	$r_{150} = \frac{687.502}{t^{0.552}}$	$r_{150} = \frac{70.085}{t^{0.576}}$
100 年	$r_{100} = \frac{632.844}{t^{0.544}}$	$r_{100} = \frac{68.315}{t^{0.590}}$
80 年	$r_{80} = \frac{603.834}{t^{0.540}}$	$r_{80} = \frac{67.289}{t^{0.598}}$
50 年	$r_{50} = \frac{545.210}{t^{0.531}}$	$r_{50} = \frac{64.996}{t^{0.614}}$
30 年	$r_{30} = \frac{485.286}{t^{0.522}}$	$r_{30} = \frac{226.703}{t + 4.656}$
20 年	$r_{20} = \frac{413.603}{\sqrt{t} - 0.077}$	$r_{20} = \frac{206.610}{t + 4.364}$
10 年	$r_{10} = \frac{372.354}{\sqrt{t} + 0.065}$	$r_{10} = \frac{174.034}{t + 3.890}$
5 年	$r_5 = \frac{326.637}{\sqrt{t} + 0.196}$	$r_5 = \frac{142.988}{t + 3.447}$
3 年	$r_3 = \frac{287.848}{\sqrt{t} + 0.265}$	$r_3 = \frac{120.262}{t + 3.137}$
2 年	$r_2 = \frac{250.994}{\sqrt{t} + 0.274}$	$r_2 = \frac{101.351}{t + 2.904}$

表 1-20 確率降雨量一覧表

地区	区分	観測所	資料数	算定法	1/3	1/5	1/10	1/20	1/30	1/50	1/80	1/100
庄原	24時間 雨量	庄原	1896 ~1998 103	対数 t° アル Ⅲ型分布	106.32	125.04	149.76	174.72	189.84	221.76	241.44	251.52
	時間 雨量	庄原	1952 ~1998 47	〃	35.93	41.13	47.67	53.93	57.25	62.00	66.18	68.23

表 1-21 24 時間・時間雨量実績

	24時間雨量実績			時間雨量実績		
	順位	24時間雨量	発生年月日	順位	時間雨量	発生年月日
庄 原	1	291.0	S 47. 7.11. 1~	1	75.0	H 10. 8.22.15:40
	2	208.0	H 7. 7. 2.11~	2	53.5	S 39. 8. 4.19~
	3	203.0	T 3. 9.29.	3	53.0	S 50. 7.26.17~
	4	197.9	S 40. 6.19.11~	4	51.3	S 46. 6.27.22~
	5	159.0	S 60. 6.24.15~	5	50.0	S 60. 9. 7.8:00

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

(5) 加計地区の雨量データ

表 1-22 「加計」 確率降雨強度式

確率 n 年 \ t	t = 10min~180min	t = 3 hr~24hr
150 年	$r_{150} = \frac{748.204}{\sqrt{t} + 1.153}$	$r_{150} = \frac{331.146}{t + 3.549}$
100 年	$r_{100} = \frac{707.723}{\sqrt{t} + 1.076}$	$r_{100} = \frac{313.803}{t + 3.541}$
80 年	$r_{80} = \frac{685.571}{\sqrt{t} + 1.032}$	$r_{80} = \frac{304.282}{t + 3.536}$
50 年	$r_{50} = \frac{639.104}{\sqrt{t} + 0.937}$	$r_{50} = \frac{284.245}{t + 3.525}$
30 年	$r_{30} = \frac{588.748}{\sqrt{t} + 0.830}$	$r_{30} = \frac{262.422}{t + 3.513}$
20 年	$r_{20} = \frac{548.711}{\sqrt{t} + 0.740}$	$r_{20} = \frac{244.981}{t + 3.503}$
10 年	$r_{10} = \frac{479.398}{\sqrt{t} + 0.575}$	$r_{10} = \frac{214.616}{t + 3.483}$
5 年	$r_5 = \frac{407.293}{\sqrt{t} + 0.386}$	$r_5 = \frac{182.781}{t + 3.460}$
3 年	$r_3 = \frac{349.945}{\sqrt{t} + 0.219}$	$r_3 = \frac{157.263}{t + 3.438}$
2 年	$r_2 = \frac{298.646}{\sqrt{t} + 0.055}$	$r_2 = \frac{134.291}{t + 3.415}$

表 1-23 確率降雨量一覧表

地区	区分	観測所	資料数	算定法	1/3	1/5	1/10	1/20	1/30	1/50	1/80	1/100
加計	24時間 雨量	加計	1896 ~1998 103	積率法 (母数2)	137.52	159.84	187.44	213.84	228.96	247.92	265.20	273.36
	時間 雨量	加計	1954 ~1998 45	〃	43.94	50.09	57.61	64.66	68.65	73.60	78.10	80.22

表 1-24 24 時間・時間雨量実績

	24時間雨量実績			時間雨量実績		
	順位	24時間雨量	発生年月日	順位	時間雨量	発生年月日
加 計	1	285.0	S 63. 7.20. 7~	1	83.0	H 4. 8.25.11~
	2	241.7	S 18. 9.19.	2	61.0	S 63. 7.21. 3~ H 8. 8. 9.16~
	3	229.1	S 40. 7.22.18~	3	55.0	H 10. 8. 9. 8~
	4	218.5	S 47. 7.11.14~	4	50.0	H 9. 9. 7. 9~
	5	216.5	S 48. 6.26. 8~	5	47.0	S 62. 8.14.14~

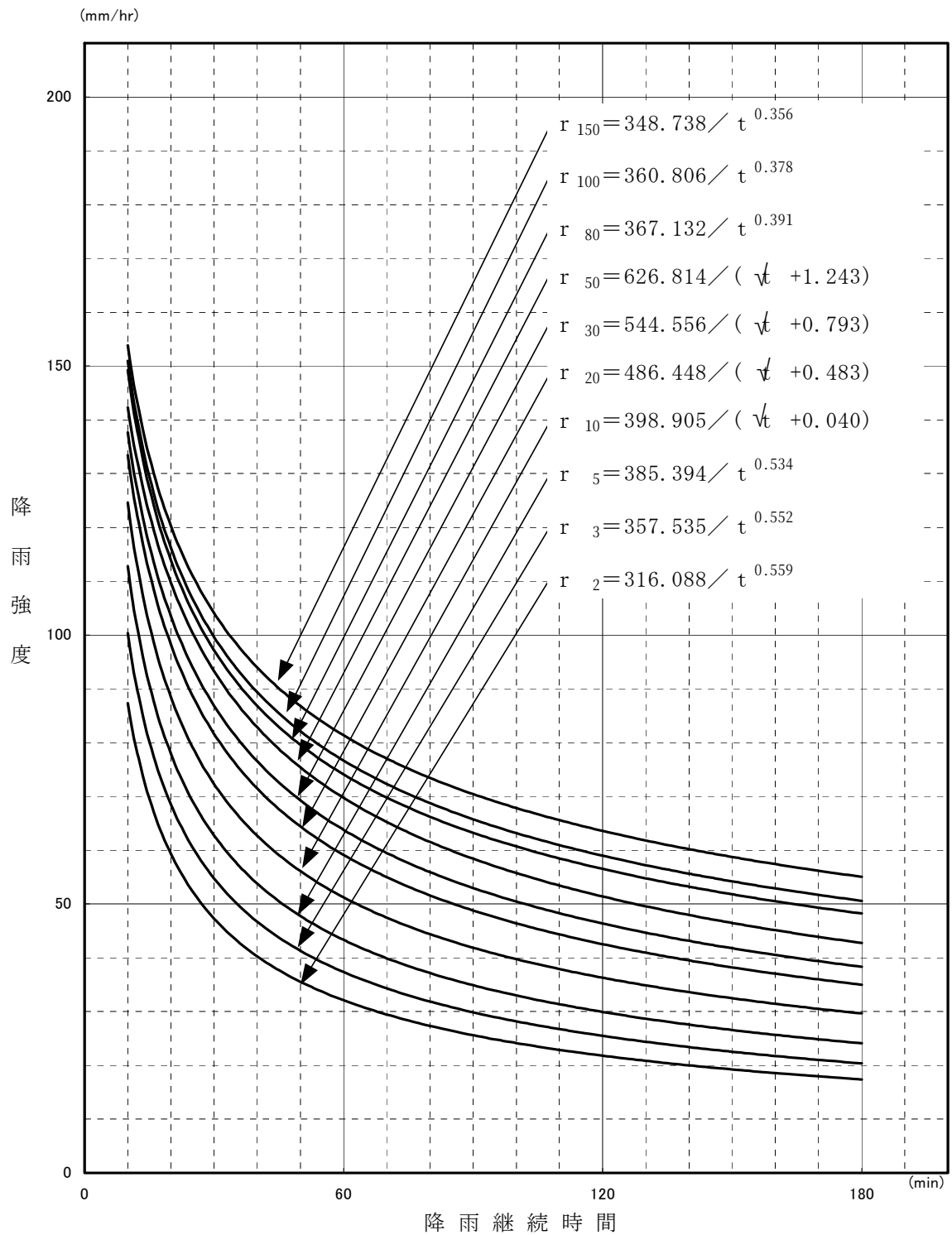


図 1-23 「広島」確率降雨強度曲線図（降雨継続時間 10min～180min）

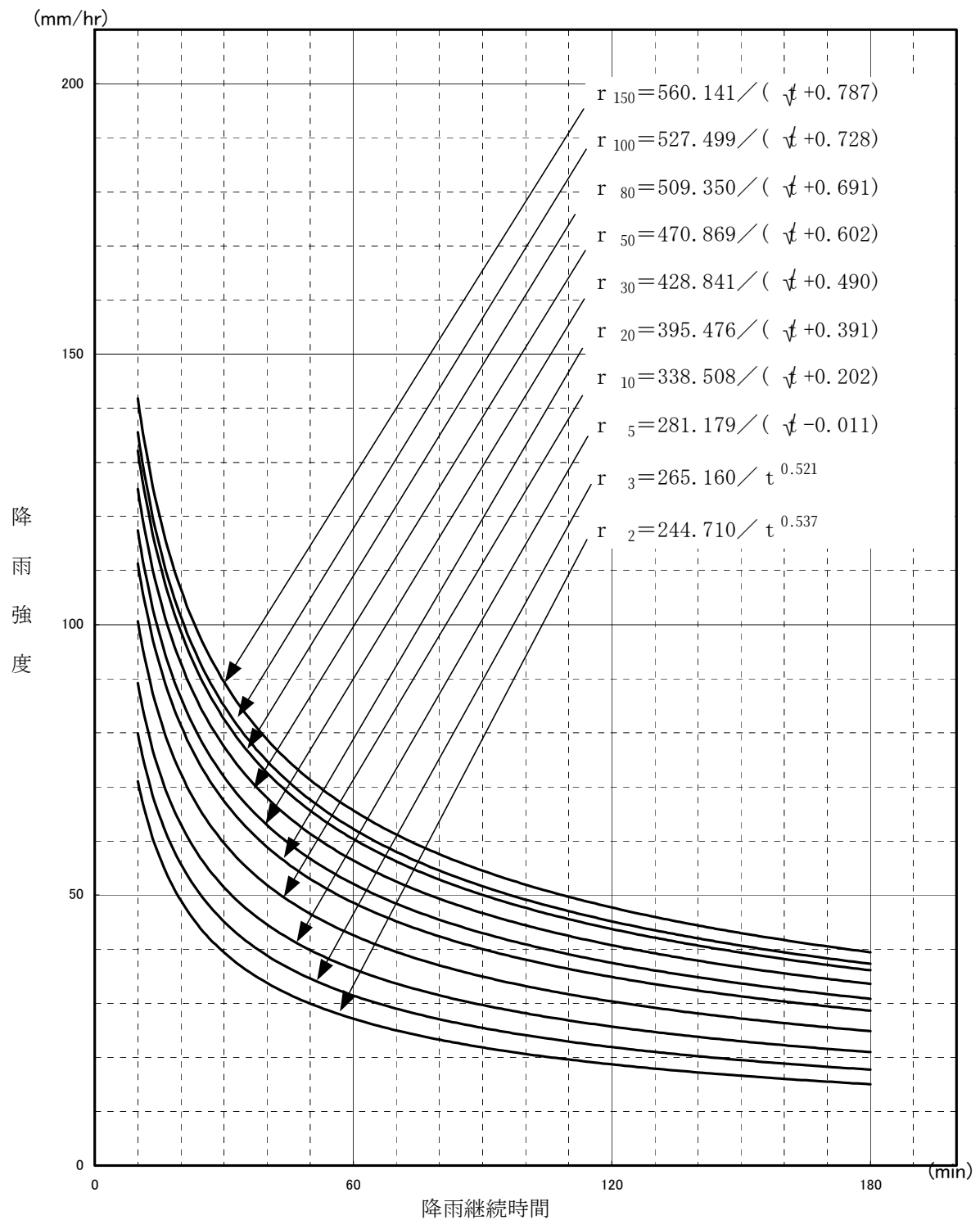


図 1-24 「福山」 確率降雨強度曲線図 (降雨継続時間 10min~180min)

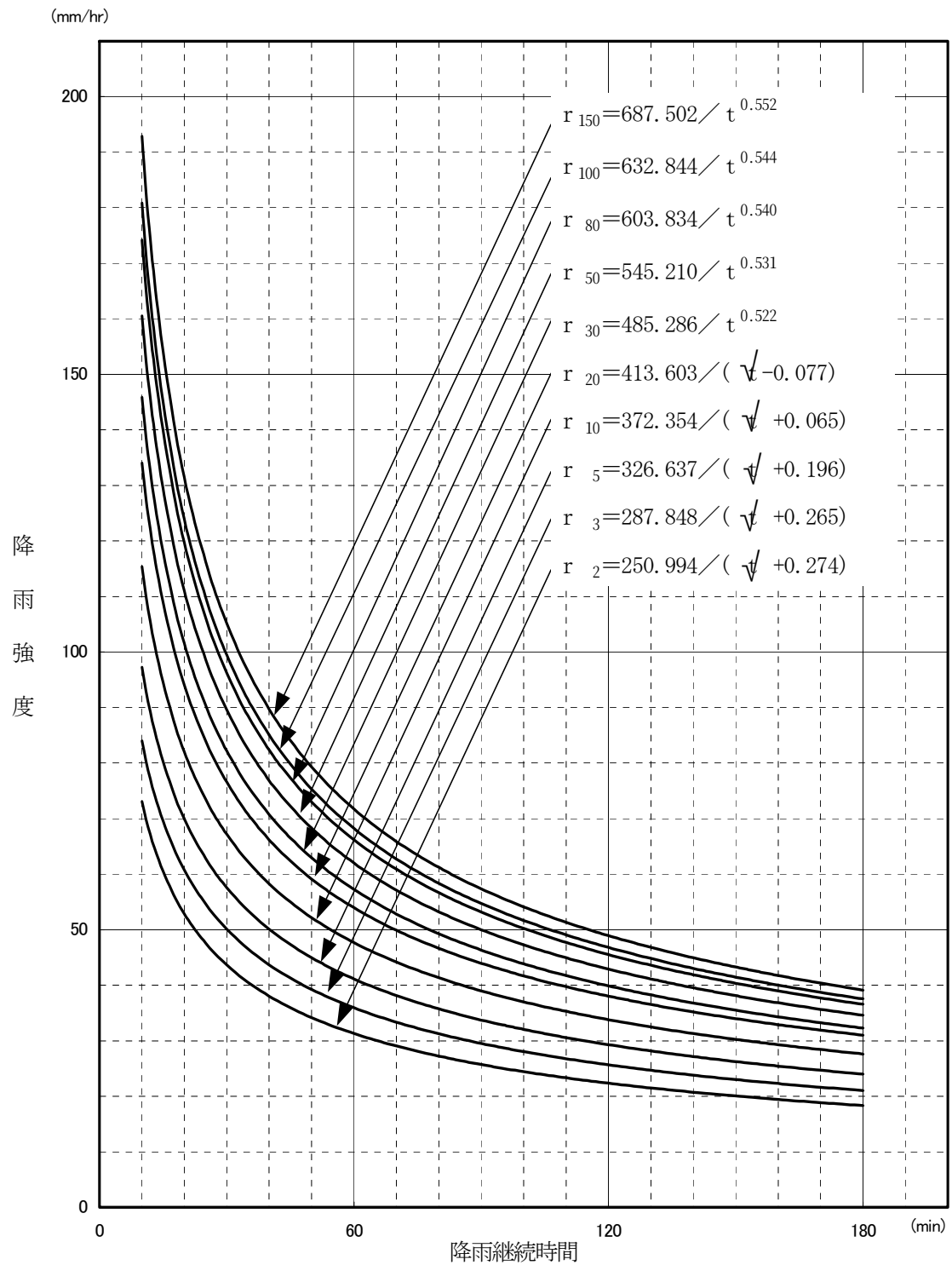


図 1-25 「庄原」確率降雨強度曲線図（降雨継続時間 10min~180min）

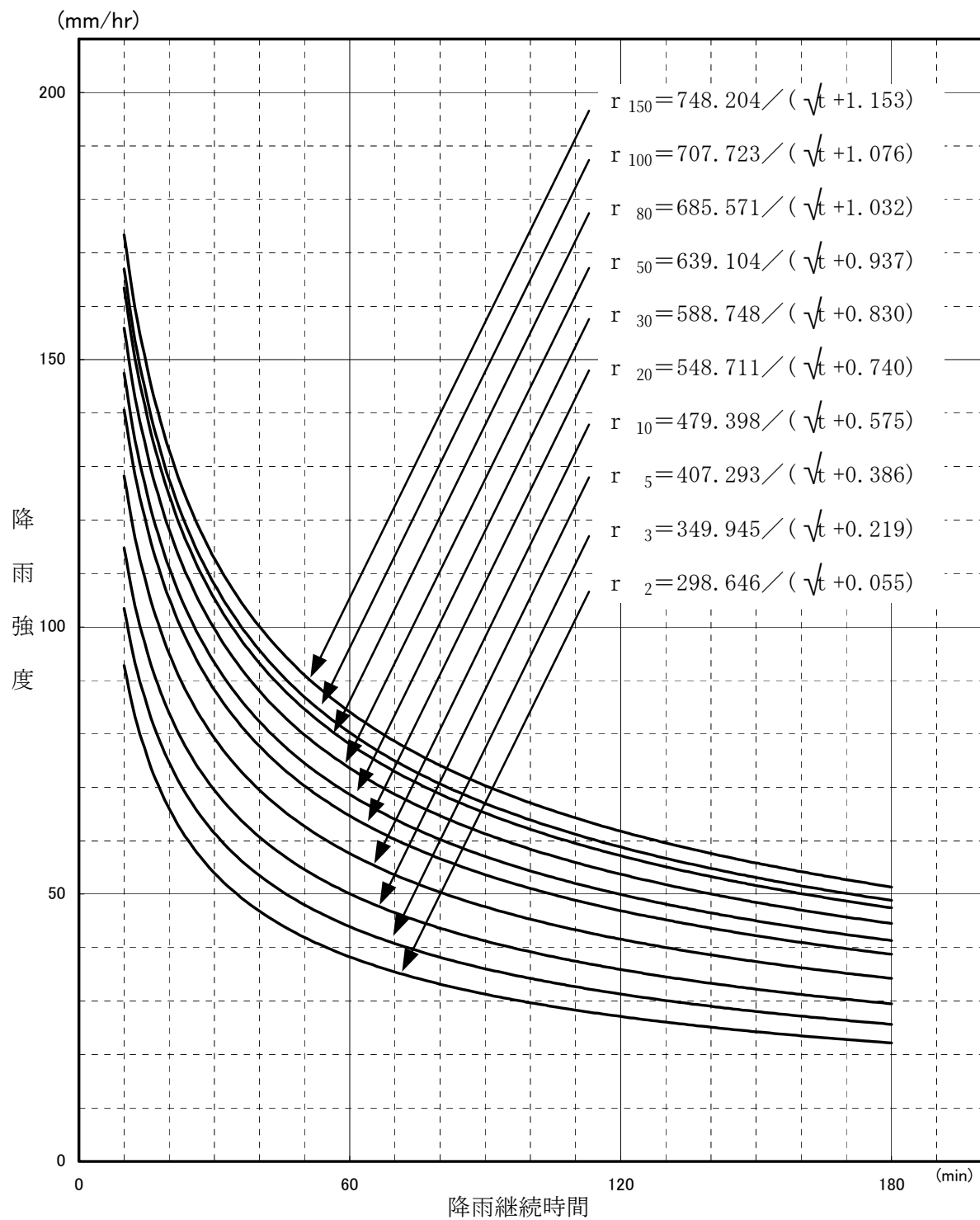


図 1-26 「加計」確率降雨強度曲線図（降雨継続時間 10min～180min）

2.7.5 土石流の流速と水深の算出方法

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

解 説

土石流の流速 $U(\text{m/s})$ は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次のマニング型の式で表わすことができると報告されている。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (28)$$

D_r : 土石流の径深(m) (ここでは $D_r = D_d$ (土石流の水深) とする)

θ : 溪床勾配(°)

K_n : 粗度係数($\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$)

表 1-25 粗度係数 (K_n)

自然河道	フロント部	0.10
	後続流	0.06
三面張 溪流保全工	フロント部	0.03
	後続流	0.03

ただし、溪床勾配(θ)は表 1-26に基づき設定する。粗度係数(K_n)の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で0.10をとる。なお、土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

土石流の水深 $D_d(\text{m})$ は、流れの幅 $B_{da}(\text{m})$ と土石流ピーク流量 $Q_{sp}(\text{m}^3/\text{s})$ より、(28)式、(29)式、(30)式を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \quad \dots (29)$$

A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積(m^2)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流はピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 1-27の斜線部とする。流れの幅 $B_{da}(\text{m})$ は図 1-27に示す通りとし、土石流の水深 $D_d(\text{m})$ は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (30)$$

第III編 計画編：第1章 砂防基本計画

表 1-26 溪床勾配 θ の使い分け

項目	溪床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現溪床勾配 (θ_0)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防えん堤の水通し断面を決定する場合の 越流水深	計画堆砂勾配 (θ_p)

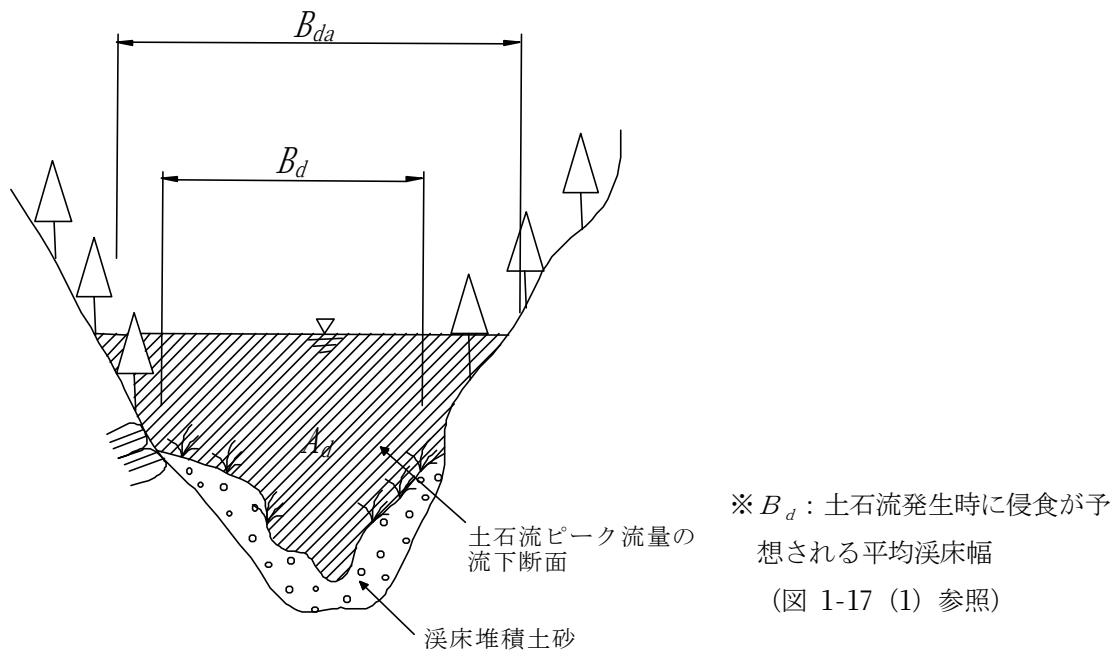


図 1-27 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

2.7.6 土石流の単位体積重量の算出方法

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究等により推定する。

解 説

土石流の単位体積重量 $\gamma_d(\text{kN/m}^3)$ は、次式で求める。

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\}g \quad \dots (31)$$

g : 重力加速度(9.8m/s^2)

σ : 礫の密度($2,600\text{kg/m}^3$)

ρ : 水の密度($1,200\text{ kg/m}^3$)

C_d : 流動中の土石流の容積土砂濃度、(19)式により求める。

なお、 γ_d の単位が kN/m^3 であることに注意する。

2.7.7 土石流流体力の算出方法

土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

解 説

土石流流体力は、次式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots (32)$$

F : 単位幅当りの土石流流体力(kN/m)

U : 土石流の流速(m/s)

D_d : 本指針 2.7.5 に従って求めた土石流の水深(m)

g : 重力加速度(9.8m/s^2)

K_h : 係数(1.0 とする)

γ_d : 土石流の単位体積重量(kN/m^3)

3. 災害関連緊急砂防事業を実施する溪流の土砂処理方針

3.1 災害関連緊急砂防事業の申請方針

災害関連緊急砂防事業の堰堤は、不安定土砂量等を堆積量のみで捕捉することを原則とする。

解 説

災害関連緊急砂防事業では、次期出水で流出する不安定土砂及び立木を対象とするため、土石流発生溪流で、溪床に残っている不安定土砂や立木（10×10mサンプリング調査）、巨礫粒径のみを調査する。なお、調査方法については、「第II編 調査編 第7章 災害関連緊急砂防事業に係る調査」を参照すること。

施設規模は、年度内完成ができる施設規模（目安：コンクリート量～3000m³程度）とする。なお、除石管理型の堰堤を計画する場合においても除石等のための管理用道路は計画せず、工事用道路を計画する。

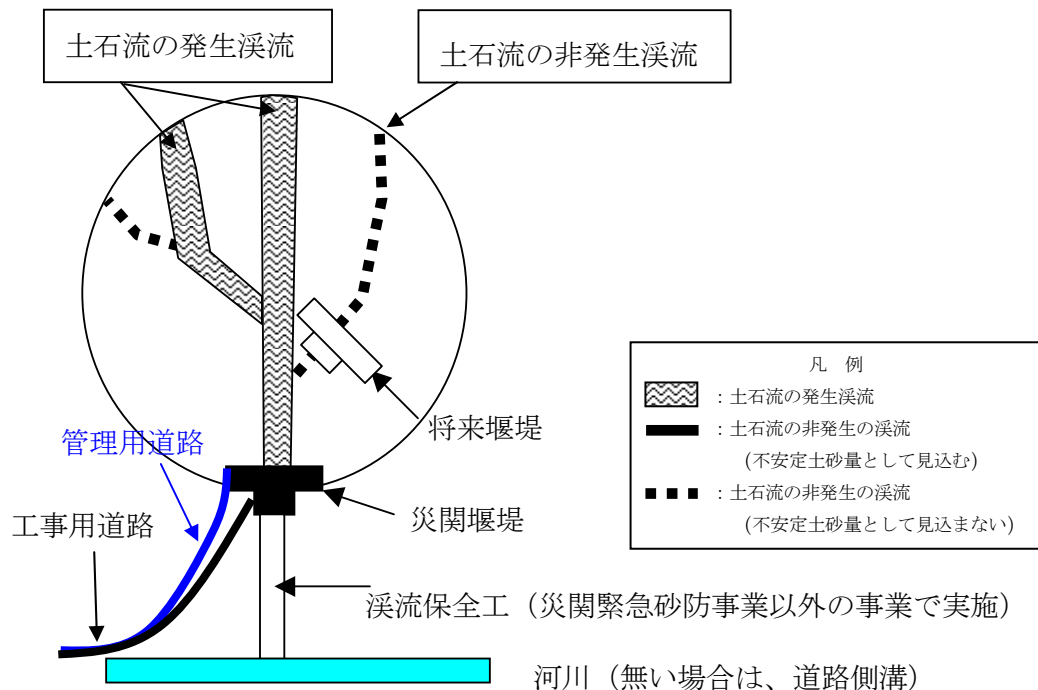


図 1-28 施設配置のイメージ

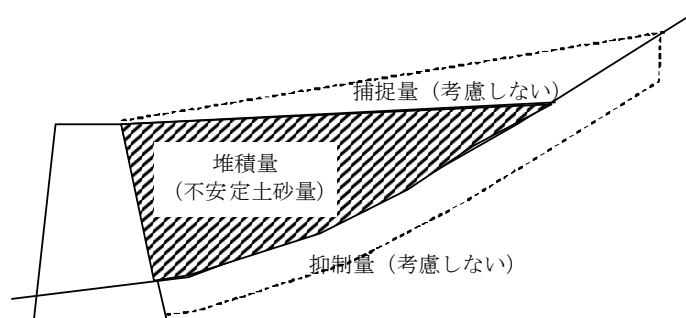


図 1-29 災関申請時の施設効果量の考え方

3.2 災害関連緊急砂防事業採択後の土砂処理方針

3.2.1 全体計画の立案

全体計画の立案は、通常砂防事業と同様に流域全体計画を立案する。

解 説

流域全体計画では、土石流が発生した溪流の支溪流や土石流が発生していない溪流から、将来的に流出する土砂や流木についても調査を行い、流域全体の移動可能土砂量及び運搬可能土砂量を算定し、計画流出土砂量、計画流木量を決定する。

流域全体の土砂・流木の整備率が100%とするために、他の堰堤の必要性や災害関連緊急砂防事業堰堤の位置付け（管理型またはメンテナンスフリー）を整理・決定する。

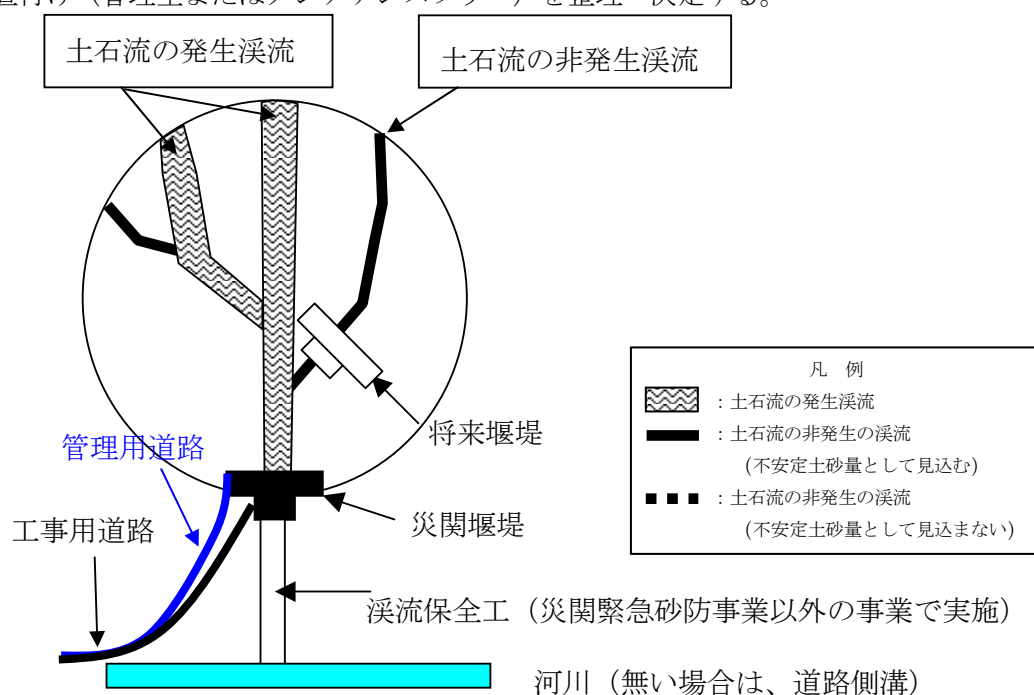


図 1-30 施設配置のイメージ

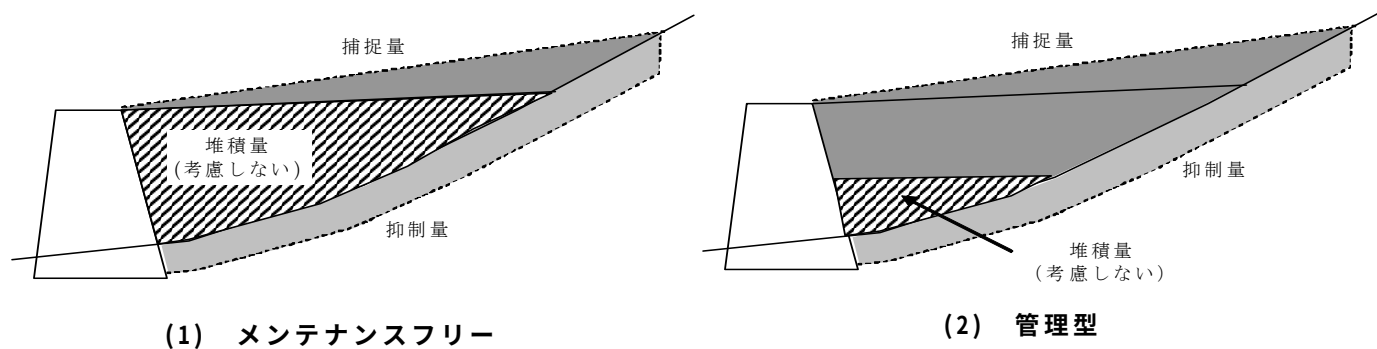


図 1-31 災関堰堤採択後の施設効果量の考え方

3.2.2 全体計画立案時の施設効果の考え方

全体計画立案時の施設効果は、通常砂防事業と同様とする。

解 説

全体計画立案時の施設効果の考え方は、災害関連緊急砂防事業申請時では異なるため注意が必要である。

3.2.3 管理型（除石）堰堤の位置付けとする場合

管理型（除石）堰堤の管理用道路の計画、土砂管理、溪流保全工の計画は以下のとおりとする。

解 説

(1) 管理用道路の計画

災害関連緊急砂防事業では、管理用道路の施工は実施しない。

全体計画立案時に当該災害関連緊急砂防事業の堰堤を管理型と位置付ける場合は、管理用道路の概略の配置等の検討を行い、砂防堰堤の施設配置計画に反映し、手戻り工事の無いように努める。（堰堤袖天端まで取付けることが望ましい）

災害関連緊急砂防事業の工事に合わせ管理用道路を設置する場合は、事前に砂防課と協議を行うこと。

(2) 土砂管理

管理型えん堤とする場合は、流域面積表1-27より流域特性の崩壊地有を選択し、えん堤の効果量を勘案し、除石量および除石期間を設定する。

なお、除石下限高(標高0.1m単位)および管理堆砂線(標高0.1m単位)は水平とし、除石管理高については、施工性を考慮して3m程度以上幅を確保できる高さを設定すること。

表 1-27 流域特性と年平均堆積量 単位：m³/年

流域特性と 流域面積	崩壊地有 (拡大崩壊の有)	崩壊地無	渓床勾配が急 (1/4未満)
0.1km ² 未満	40	30	30
0.1km ² 以上 0.5km ² 未満	55	30	30
0.5km ² 以上 1.0km ² 未満	70	40	45
1.0km ² 以上	70	45	60

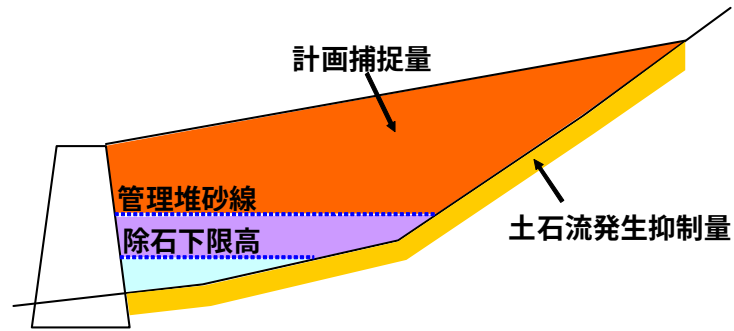


図 1-32 管理型堆砂線および除石下限高設定イメージ

(3) 溪流保全工の計画

災害関連緊急砂防事業は、堰堤のみの採択となっており、溪流保全工の施工は実施できない。溪流保全工を実施する場合は、後年で災害関連緊急砂防事業以外の事業で実施する。

採択後の詳細設計時では、下流河川や流路等への暫定的な取付け計画を立案する。暫定計画は、取り付け水路として小規模水路または道路側溝等に接合させる計画とする。

なお、当該流域が大きい場合や常時流水がある場合など、溪流保全工が必要な場合は概略の配置等の検討を行い、砂防堰堤の施設配置計画に反映し、手戻り工事の無いように努める。

第2章 砂防施設配置計画

1. 総 説

砂防基本計画に基づき策定する砂防施設配置計画は、土砂生産抑制施設配置計画、土砂流送制御施設配置計画、流木対策施設配置計画及び火山砂防対策施設配置計画からなる。

砂防基本計画における水系砂防計画及び土石流対策計画に基づき策定する砂防施設配置計画は、それぞれ土砂生産抑制施設配置計画及び土砂流送制御施設配置計画の組み合わせからなる。

解 説

砂防施設配置計画のうち、土砂生産抑制施設配置計画、土砂流送制御施設配置計画について、土砂生産・流送の場とその場で使われる砂防の工種を表2-1に示す。

表 2-1 主な砂防施設配置計画と砂防の工種

水系砂防計画及び土石流対策計画に基づき策定される砂防施設配置計画の区分	土砂生産・流送の場	砂防の工種
土砂生産抑制施設配置計画	山腹	山腹基礎工, 山腹緑化工, 山腹斜面補強工, 山腹保育工
	溪床・溪岸	砂防えん堤, 床固工, 帯工, 護岸工, 溪流保全工
土砂流送制御施設配置計画	溪流・河川	砂防えん堤, 床固工, 帯工, 護岸工, 水制工, 溪流保全工, 導流工, 遊砂地工

2. 砂防施設の種類

2.1 砂防えん堤

2.1.1 目的による分類

土砂生産抑制施設としての砂防えん堤は、①「山脚固定による山腹の崩壊などの発生又は拡大の防止」、②「溪床の縦侵食の防止又は軽減」、③「溪床に堆積した不安定土砂の流出の防止又は軽減」を目的とした施設である。計画に際しては、施設を設置する目的に応じて、施設の規模及び構造などを選定し計画するものとする。土砂生産抑制施設としての砂防えん堤の設置位置は、砂防えん堤に期待する効果と、地形、地質、不安定土砂の状況を勘案し、①については原則として崩壊などのおそれがある山腹の直下流、②については原則として縦侵食域の直下流、③については原則として不安定な溪床堆積物の直下流に配置するものとする。

土砂流送制御施設としての砂防えん堤は、①「土砂の流出抑制あるいは調節」、②「土石流の捕捉あるいは減勢」を目的とした施設であり、その型式には、不透過型及び透過型がある。計画に際しては、施設を設置する目的に応じて、施設の型式、規模及び構造などを選定するものとする。土砂流送制御施設としての砂防えん堤の設置位置は、砂防えん堤に期待する効果と地形などを勘案し、狭窄部でその上流の谷幅が広がっているところや支川合流点直下流部などの効果的な場所に設置するものとする。

解 説

土砂生産抑制施設配置計画における砂防えん堤は、土砂生産抑制の目的に加えて、土砂流送制御も目的として計画される場合が多い。

山脚固定を目的とする砂防えん堤は、砂防えん堤の設置により上流側に土砂を堆積させ、この堆積土砂によって溪床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊などの予防及び拡大を防止する機能を有する。

縦侵食防止を目的とする砂防えん堤は、砂防えん堤の設置により上流側に土砂を堆積させて、溪床の縦侵食を防止する機能を有する。

溪床に堆積した不安定土砂の流出防止を目的とする砂防えん堤は、砂防えん堤の設置により不安定土砂の流出を防止する機能を有する。

土砂流送制御施設配置計画における砂防えん堤は、土砂流送制御の目的に加えて土砂生産抑制も目的として計画される場合が多い。

流出土砂の制御を目的とする砂防えん堤は、堆積容量に流出土砂を貯留させることで、土砂の流出抑制機能を発揮する。この機能は堆砂によって失われるので、計画上これを見込む場合は除石などにより機能の回復を行う必要がある。

砂防えん堤の型式には透過型と不透過型があり、構造には重力式、アーチ式がある。また、材料にはコンクリート、鋼材、ソイルセメントなどがある。なお、土砂生産抑制施設としての砂防えん堤には、その地域の土砂生産形態、地形・地質条件、砂防えん堤に求められる機能等の観点から、透過型砂防えん堤が適さない場合があることに注意が必要である。また、原則として、透過型砂防えん堤は山脚固定の機能を必要とする場所には設置しない。

2.1.2 型式による分類

砂防えん堤の型式には、透過型、不透過型、部分透過型がある。

解 説

(1) 透過型

透過型砂防えん堤には①土石流捕捉のための透過型と②土砂調節のための透過型とがある。

土石流時は、土石流を確実に捕捉し、中小出水時等の平常時の流出土砂は下流に透過する構造を透過型と分類している。

鋼製スリットえん堤や、コンクリート製であっても水通しの一部を溪床までおろしたものが透過型に分類される。

透過型の利点は、生態系の配慮や下流の溪床低下に対処できることである。

(2) 不透過型

土石流時だけでなく平常時の流出土砂についても貯留するものを不透過型と分類している。

従来から多くの箇所で実施しているが、近年えん堤により生態系の分断を起こすとの批判を受けたり、下流河川へ土砂の供給を行わないため、溪床低下を引き起こしたり、河川流水の成分の改悪により生態系への影響を指摘する研究がされている。

また、鋼製スクリーンえん堤は、中小出水時に土砂を貯留するため、不透過型としているが、鋼の間隔によって、中小出水時に下流に土砂を流下することができれば、透過型に分類できることもある。

(3) 部分透過型

透過型と不透過型の中間的な型式として部分透過型がある。部分透過型は山脚固定や土石流・流木の発生抑制が求められる場合でも、ある程度流木の捕捉機能を増大させることができる。

2.1.3 材料による分類

砂防えん堤は、主要材料の違いにより次の5種類に分類することができる。

1. コンクリート
2. 鋼製
3. 砂防ソイルセメント
4. 石積み
5. フィル

解 説

(1) コンクリート

砂防えん堤に一般的に用いられる材料である。また、加工されたものとして、コンクリート枠えん堤、コンクリートブロックえん堤などがある。

(2) 鋼製

近年、鋼管、鋼などの鋼製のえん堤の施工例が多くなってきた。種類として、枠えん堤、スリットえん堤、格子形えん堤、ダブルウォールえん堤、セルえん堤、スクリーンえん堤などがあげられる。

鋼製砂防構造物の一般的特徴は以下のとおりである。

①強度が大きく、じん性に富んでおり、変形性能に優れている。

鋼材は、枠構造物類に代表されるように屈撓性に富み、基礎地盤がコンクリート構造物には適さないような場合や、地すべり地域などで効果的に利用できる。

また、鋼材は強度が大きくじん性に富んでいるので、部材断面寸法を小さくすることができ、水や土砂が通過する空間を広くとることができることから、水と土砂を通過させる透過型砂防えん堤構造としても適している。

②品質が均一であり、かつ形状や寸法の選択の自由度が高い。

鋼製砂防構造物は、規格・寸法などの品質が一定しており、製品としての信頼性が高い。

また、形状や寸法が多品種にわたってそろっているため、設計の際に経済的な断面・寸法の部材を選びやすい。したがって、標準設計によってプレハブ化しやすい。

③現地施工は組立が主体であり、省力効果大きい。

現地の組立はボルト接合が主体であり、特別な技能工を必要としない。気温、積雪など気象条件にもほとんど左右されず通年施工が可能となる。したがって現場施工期間を大幅に短縮できる。

④材料の運搬重量が少ない。

鋼製砂防構造物は、透過型砂防えん堤の場合や不透過型砂防えん堤で中詰材料がえん堤計画地点付近で入手できる場合には、コンクリート砂防えん堤に比べ運搬重量が少ない。運搬重量が少ないことは山間地での施工を簡便にし、経済的となることが多い。

⑤腐食に対する抵抗性が小さい。

鋼材は腐食に対する抵抗性が小さいので、錆しろを見込むとか、めっきなどによる防食対策を考慮しておかなければならない。また断面寸法が小さいことから摩耗の影響も受けやすいので注意する必要がある。

(3) 砂防ソイルセメント

近年は、掘削などによる現地発生土砂とセメント又はセメントミルクを混合した材料（砂防ソイルセメント）が用いられつつある。

(4) 石積み

空石積と練石積があり、耐摩耗性は良いが、近年石工が少なくなり、施工例も減少している。

(5) フィル

ロックフィルえん堤、アースフィルえん堤などがある。

2.1.4 設計理論による分類

砂防えん堤は、設計理論の違いにより9種類に分類することができる。

1. コンクリート重力えん堤
2. 中空中詰め重力えん堤
3. フィルえん堤
4. アーチえん堤
5. 三次元えん堤
6. 枠えん堤・コンクリートブロックえん堤
7. スリットえん堤
8. ダブルウォールえん堤
9. バットレスえん堤

解 説

(1) コンクリート重力えん堤

コンクリート重力えん堤は、一般的な砂防えん堤であり、堤体コンクリートの自重で外力に抵抗するもので、設計・施工も容易である。

(2) 中空中詰め重力えん堤

中空重力えん堤で従来のものは底面応力の緩和とコンクリート量の節減に効果があるが、型枠費が大きくなり小規模えん堤では不利となり最近あまり採用されないが、中空中詰め重力えん堤は中空部をエキスパンドメタルの仮枠で囲い土砂を中詰めすることにより型枠代わりにするもので、中空えん堤の欠点である型枠費を大幅に削減し、コンクリートの節約を図るとともに、えん堤サイトの基礎となる地盤支持力が小さく、通常の重力えん堤では不等沈下が生じる恐れがある場合など、底面圧力の緩和が必要な場合などに用いられる。なお、本形式ではコンクリートが節減できることや中空部に掘削土を中詰めできるので、残土処理上有利である。

(3) フィルえん堤

フィルえん堤は、土砂礫で本体を築造するため良質な材料を現場近くで得られることが望まれる。砂防えん堤全体をフィルえん堤とする例は少なく、水通し部をコンクリートなどで築造し、袖部にこれを用いることがある。フィルえん堤は(2)中空中詰め重力えん堤と同様に地盤支持力の小さいサイトに適している。

(4) アーチえん堤

アーチえん堤は外力を溪床部より、側方部へ大部分を伝えることにより安定を図る構造である。従って、ほかの形式のえん堤に比べ、えん堤サイトの地質、地形が良好であることが重要である。コンクリート量はかなり節約できる。

(5) 三次元えん堤

三次元えん堤は堤体に作用する荷重を基盤の地盤と側方の岩盤に伝え、えん堤と岩盤の摩擦力およびせん断抵抗力によって安定を図る構造である。コンクリート量はアーチえん堤ほどではないが重力えん堤に比べてかなり減ずることができる、

(6) 枠えん堤・コンクリートブロックえん堤

枠えん堤やコンクリートブロックえん堤は地すべり地域で屈撓性が要求される場合、緊急な施工を要する場合あるいは透水性が要求される場合に用いられる。

(7) スリットえん堤

スリットえん堤は土石流のフロント部の巨礫群を捕捉し、減勢させる鋼管スリットえん堤や掃流域で貯砂量の一部を調節量として取り扱うために施工するスリットえん堤がある。

(8) ダブルウォールえん堤

ダブルウォールえん堤は、矢板やエキスパンドメタルやコンクリートブロック等を上下流に組み立てて、型枠の代替とするもので、施工が容易である。

(9) バットレスえん堤

バットレスえん堤は中空重力えん堤よりさらにコンクリートを節約できるが、軸方向の地震力に弱い。

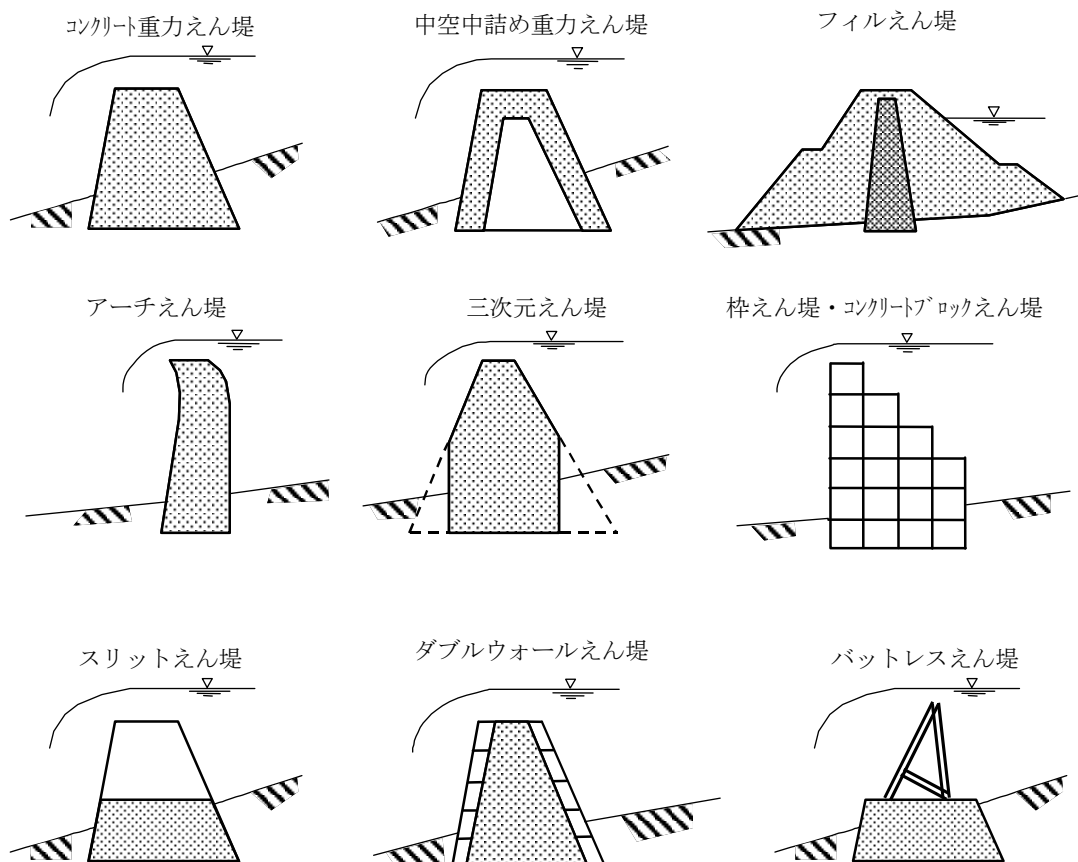


図 2-1 設計理論による分類

2.2 溪流保全工

溪流保全工は、山間部の平地や扇状地を流下する溪流などにおいて、乱流・偏流を制御することにより、溪岸の侵食・崩壊などを防止するとともに、縦断勾配の規制により溪床・溪岸侵食などを防止することを目的とした施設である。溪流保全工は、床固工、帯工と護岸工、水制工などの組み合わせからなる。

溪流保全工は、多様な溪流空間、生態系の保全及び自然の土砂調節機能の活用の観点から、拡幅部や狭さく部などの自然の地形などを活かし、必要に応じて床固工、帯工、水制工、護岸工などを配置するよう計画するものである。

解 説

溪流の溪床勾配は、流量すなわち流速及び水深と溪床の抵抗力によって定まる。したがって床固工の上流溪床の計画溪床勾配は、これを考慮して、侵食と堆積の発生状況を勘案のうえ定め、流出土砂の動的平衡勾配と静的平衡勾配を参考として設定する。また、溪流保全工を計画するに当たっては、自然の地形を活かしつつ必要な箇所の上に砂防設備を適切に配置するよう計画する必要がある。

2.3 床固工

床固工は、溪床の縦侵食防止、溪床堆積物の再移動防止により溪床を安定させるとともに、溪岸の侵食又は崩壊などの防止又は軽減を目的とした施設である。なお、床固工は、護岸工などの基礎の洗掘を防止し、保護する機能も有する。

床固工の配置位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。

- ①溪床低下のおそれのある箇所に計画する。
- ②工作物の基礎を保護する目的の場合には、これらの工作物の下流部に計画する。
- ③溪岸の侵食、崩壊及び地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。

解 説

床固工は設置の目的によって、縦断侵食を防止して溪床の安定を図り、溪床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために単独で設置する床固工（設計については第IV編第3章参照）と溪流保全工内で現況溪床勾配をより緩勾配にして溪床の安定を計るために設置する床固工（設計については第IV編第2章8参照）に分類される。

床固工の高さは、通常の場合5m程度以下である。

また、床固工は、流水の掃流力などによる溪床の低下を防ぐとともに、不安定土砂の移動を防ぎ土石流などの発生を抑制する機能や溪床の低下の防止と溪床勾配の緩和、乱流防止により溪岸の侵食・崩壊を防止・軽減する機能を有する。

溪岸侵食・崩壊の発生箇所若しくは縦侵食の発生が問題となる区間の延長が長い場合には、床固工を複数基配置するなどの検討を行い、溪岸侵食の安定を図る。

2.4 帯工

帯工は縦侵食を防止するための施設である。

帯工は、単独床固工の下流及び床固工群の間隔が大きいところで、縦侵食の発生、あるいはそのおそれがあるところに計画する。

帯工の計画に際しては、その天端を計画される溪床高とし、落差を与えないことに留意するものとする。

2.5 護岸工

護岸工は、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とした施設である。

護岸工は、土砂の移動若しくは流水により、水衝部などの溪岸の侵食又は崩壊が発生し、あるいはそのおそれがあるところや山脚の固定あるいは侵食防止が必要なところに計画するものとする。

解 説

護岸工は水際線の環境を単調なものとしてしまう可能性があるので、その設置範囲は必要最小限とし、溪流内の自然度が高くなるように配慮するのが望ましい。

2.6 水制工

水制工は、流水の流向を制御したり、流路幅を限定することにより、溪岸の侵食・崩壊を防止する施設である。なお、水制工は流勢を緩和して土砂の堆積を図り、溪岸を保護する機能も有する。

水制工は、原則として溪流の下流部、あるいは砂礫円錐地帯、扇状地などの乱流区間で、溪床勾配が急でないところに計画するものとする。ただし、溪流上流部においても、流水の衝突に起因する崩壊の拡大などを防止するため、必要な場合には崩壊地の脚部に設けるものとする。

解 説

崩壊の脚部など、片岸に水制を設ける場合には、対岸が水衝部となることが多いので対岸の状況などに留意する必要がある。

2.7 遊砂地（砂溜工）

遊砂地工は、掘削などにより溪流の一部を拡大して土砂などを堆積させることで、流送土砂の制御を行う施設である。遊砂地工は、一般に谷の出口より下流において土砂を堆積する空間を確保できる区域に設置するものとする。また、遊砂地工は、上流に砂防えん堤、下流端に床固工などを配置するほか、低水路、導流堤、砂防樹林帯などを適切に組み合わせて計画するものとする。

解 説

流木が遊砂地工から流出するおそれがある場合は、下流端の床固工を流木捕捉機能を備えた構造とするなど流木対策施設の配置を検討するものとする。

除石を行うことにより、土砂流出抑制機能を見込む場合には一般的に砂溜工という。

2.8 導流工

導流工は、土石流などが氾濫して保全対象を直撃することがないように、土石流などを安全に下流域に導流する施設である。土石流などは保全対象の上流において捕捉・堆積することが原則であるが、地形条件などによりそれにより難しく、下流域に安全に土石流を堆積させることができる空間がある場合には導流工を計画するものとする。導流工は原則として掘り込み式とし、土石流などの捕捉のための砂防えん堤又は遊砂地工を設けた後、それらの下流に接続し、土石流などを安全に堆積させることができる空間に導流するように計画するものとする。

なお、現地条件により掘り込み式とすることが困難な場合には、土石流などの流向を制御し安全に下流域に導流するため、導流堤を設置することができる。

解 説

導流工は、流出土砂の粒径などを十分検討し、導流工内で堆積が生じて越流、氾濫しないように計画しなければならない。

なお、計画の土石流が上流側で十分処理される場合は通常の溪流保全工を計画する。

2.9 砂防樹林帯（砂防林）

砂防樹林帯（砂防林）は、樹木により生産土砂を抑制したり、流下してきた土砂を捕捉することを目的として、砂防設備としての樹林帯を育成するもので、併せて流域および溪流周辺の環境を保全するものである。また、砂防設備としての機能を確保するため、維持管理計画を策定する。

解 説

砂防樹林帯（砂防林）は、溪流内部や溪流周辺において砂防設備としての樹林帯を育成し、樹木の固定効果により土砂の移動を抑制したり、樹林帯により流出土砂の捕捉を図るほか、土砂や流水の流下エネルギーの減衰を期待するものである。

砂防樹林帯（砂防林）の効果は、次の3種類に分類される。このため砂防樹林帯も目的と効果に応じて分類されるが、二つ以上の目的を兼ねる砂防樹林帯もある。砂防樹林帯として実用化されているものは、「緑の砂防ゾーン創出事業（昭和63年～）」と「都市山麓グリーンベルト整備事業（平成8年～）」がある。

また、土石流対策施設として用いる場合は、土石流緩衝樹林帯と呼ぶ。

- ① 山腹斜面等の土砂抑制効果
- ② 待受け樹林帯による捕捉効果
- ③ 溪畔林として溪流付近の土砂の抑制効果、および環境効果

砂防樹林帯における維持管理計画は、樹種の保育計画だけではなく、管理作業の主体となる地元自治体やボランティア団体とのタイアップのほか、待受け樹林帯において土砂の堆積時における緊急除石計画等を含む。

2.10 山腹工

山腹工は、①「山腹の斜面の安定化や斜面の侵食の防止を図る山腹基礎工」、②「崩壊地又はとくしゃ地において表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大を防止又は軽減するため植生を導入して緑化を図る山腹緑化工」、③「崩壊地や崩壊のおそれのある山腹の斜面においてコンクリートのり砕工や鉄筋挿入工などを施工することにより、斜面そのものの崩壊抵抗力を高める山腹斜面補強工」に分けられ、これらを単独若しくは適切に組み合わせて施工することによって、土砂生産の抑制を図るものである。

計画に際しては、計画区域及びその周辺の地形、地質、土壌、気候、植生及び他の砂防設備との関連などを十分に調査し、適切な工種を選定するものとする。特に、導入植生の選定に当たっては、周辺植生などとの調和に十分配慮するものとする。

解 説

1. 山腹基礎工

山腹基礎工は、切土、盛土や谷止工などの構造物の設置により山腹斜面の安定を図るとともに、水路工などで、表面流による斜面などの侵食を防止することにより、施工対象地を将来山腹緑化工若しくは山腹斜面補強工を施工するための基礎作りを行うものである。

2. 山腹緑化工

山腹緑化工は、施工対象地に植生を導入して緑化を図るものである。なお、山腹緑化工には、表土の移動を抑制するとともに植生を導入する柵工、積苗工、筋工などの工法も含まれる。導入植生の選定に当たっては、経年的な変化を考慮して、周辺植生との調和に十分配慮する。

3. 山腹斜面補強工

山腹斜面補強工は崩壊地や崩壊のおそれのある山腹において、斜面の安定化を早期に図る必要がある場合や山腹基礎工、山腹緑化工のみでは崩壊の発生・拡大の軽減・防止が困難な場合に、山腹斜面にコンクリートのり砕工や鉄筋挿入工などにより、斜面そのものの崩壊抵抗力を高めるものである。

崩壊地などの急勾配な地形では、表土が頻繁に移動するために自然による植生の復旧が期待できない。そのような場合には、山腹基礎工を主体として、斜面を安定させ表土の移動を抑制した後に、山腹緑化工を導入して緑化を図るのが一般的である。また保全対象に隣接するなど斜面の安定化を早期に図る必要がある場合には山腹斜面補強工が導入される。とくしゃ地のように土壌が貧弱ではあるが、比較的緩勾配な地形のところでは、山腹緑化工が主体に計画される。

これらの工種は、一つの崩壊地などにおいて複合していることが多く、適切に組み合わせて計画される。溪流に隣接する侵食など土砂生産の著しい山腹においては、山腹基礎工として山脚固定を目的とする砂防えん堤を用いるなど、山腹工と砂防えん堤や溪流保全工を組み合わせる計画することがある。

2.11 山腹保育工

山腹保育工は、山腹工施工後の山腹の斜面などにおいて、表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大又は軽減機能の増進を図るために、植生の適正な生育を施す保育などを行うものである。

計画に際しては、山腹工計画時の目標とその実施内容に応じて保育の方針を設定するものとする。

解 説

山腹緑化工により導入された植生は、コンクリート構造物などと異なり、その効果を発揮するまでに時間を要することから、山腹工が適正に機能する植生状態になるまでの適正な保育の方針を設定することは重要である。

通常は、山腹緑化工により草本類や先駆性樹種(肥料木)の導入によってまず裸地斜面などを被覆して表土の移動・侵食の防止と森林の成育基盤の形成を図り、その後の山腹保育工などによって防災機能を高めつつ、周囲の植生と調和のとれた植物群落に育てていくことになる。

なお、山腹工施工地などの植生が周辺植生と著しく乖離している場合や、単一樹種となって病害虫に対する抵抗や砂防の効果として樹林帯の機能が期待できない場合などには一定の群落ができた段階で必要に応じ、山腹工の機能増進を図るために樹種および林層転換を行う場合がある。

2.12 鋼製砂防構造物

＜鋼製砂防構造物設計便覧 平成13年度版 P4～P5 より抜粋，一部加工＞

2.12.1 鋼製砂防構造物の分類

鋼製砂防構造物はその機能と特徴により透過形式と不透過形式とに分類される。

解 説

鋼製砂防構造物は透過形式と不透過形式に分類される。不透過形式は，不安定土砂の移動を抑制し溪流の安定や山脚の固定を図るものである。透過形式は，開口部を有するため平常時の流出土砂はすべて透過させ，計画的にダムの中容量を確保し，大洪水時には流下する大径礫によって開口部を閉塞して流出土砂を抑止することを目的としている。

鋼製砂防構造物は，屈撓性や，透過性などの機能面，工程短縮や通年施工，あるいは省力化などの施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり，これまでにこれらの特長を活かした数多くの製品が開発されてきている。その構造形式で分類すると図2-2エラー！参照元が見つかりません。のようになる。

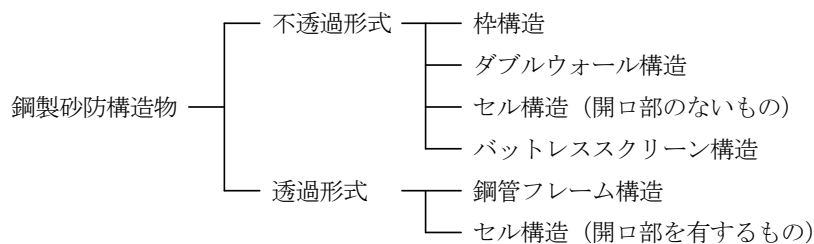


図 2-2 構造形式による分類

2.12.2 鋼製砂防構造物の特徴

鋼製砂防構造物の計画・設計にあたっては，鋼材そのものの性質や構造体としての特性を十分考慮しなければならない。

解 説

鋼製砂防構造物の一般的特徴は以下のとおりである。

- (1) 強度が大きく，じん性に富んでおり，変形性能に優れている。
- (2) 品質が均一であり，かつ形状や寸法の選択の自由度が高い。
- (3) 現地施工は組立が主体であり，省力効果が大きい。
- (4) 材料の運搬重量が少ない。
- (5) 腐食に対する抵抗性が小さい。

2.13 山腹工の事例

＜砂防山腹工 工法集 （社）北陸建設弘済会 より抜粋，一部加工＞

2.13.1 山腹基礎工

①谷止工

谷止工は，とくしゃ地および崩壊地内の侵食溪に計画する。谷止工の位置は保全対象山腹の直下流部とするのを原則とし，高さは，山脚の侵食を防止し得る高さとする。



谷 止 工 の 例

②のり切工

のり切工は，とくしゃ地および崩壊地斜面の全部あるいは一部が急な場合は，その急な部分および起伏の多い斜面について計画するものとする。のり切工は，斜面の構成している土砂の安息角まで切り取ることを原則とする。



の り 切 工 の 例

③土留工

土留工は、崩壊斜面長が長い場合、あるいは、のり切土量が多い場合および他の工作物の基礎となるような箇所に計画するものとする。位置および高さは、山脚から頂点までの全体の勾配が自然で無理のない勾配となるよう計画しなければならない。断面は、背面土圧・転石・温度変化等に対して安全なものとする。基礎は堅固な地山でなければならない。やむをえず地盤の軟弱な箇所に設ける場合は、基礎処理を行わなければならない



土 留 工 の 例 1



土 留 工 の 例 2

④山腹排水路工

【水路工】

水路工は、斜面長が長い場合、斜面に起伏がある場合、崩壊地周辺から水が集まる場合および暗渠工によって集水された水を表流水とする必要がある場合に計画する。水路工の位置は、斜面の凹部で最も効果的に集排水できる位置を選定し、断面は集水される最大流量を安全に流し得るよう十分余裕を持った断面とする。水路は、原則として 20～30m 間隔に帯工を設け、水路の末端部は、土留工あるいは谷止工等で固定しなければならない。



水路工の例

【暗渠工】

地下水が多く、再崩壊の恐れが多い箇所およびのり切土砂を大量に堆積せざるをえない箇所には暗渠工を計画する。暗渠工は、地下水を最も容易に集水し、排水できる位置に計画する。構造は、地下水の量、地盤の良否等を考慮して決定する。



暗渠工の例

2.13.2 山腹緑化工

①山腹階段工

【柵工】

柵工は、山腹斜面の表土の流出の恐れのある箇所、かつ植生導入が可能な箇所において計画する。柵工の高さは 50cm 程度を標準とする。



柵工の例 1



柵工の例 2

【積苗工】

積苗工は、地山が露出した寡雨、乾燥の激しい箇所に計画する。積苗工の配置は、直高 1.5m程度ごとに水平階段をきりつけて、積苗するのを標準とする。



積 苗 工 の 例

【筋工】

筋工は、比較的表土の深い地味良好な箇所または崩壊地の地山部に雨水の分散と山腹斜面侵食防止および植生の早期導入を図ることを目的として計画する。筋工の配置は、斜面勾配、筋工の種別等によって決める。



筋 工 の 例

②伏工

伏工は、土質が軽しうで、かつそのまま放置した場合は、雨・凍土・霜柱および風等によって侵食の恐れのある場合や、斜面に種子を実播する際、その種子の流亡乾燥等を防ぐ場合に計画する。



伏 工 の 例

③実播工

実播工は、斜面長が短く、かつ穏やかで土壌条件の良好な箇所に単独または他の工種と併用し、早期に緑化することを目的として計画する。



実播工の例

④植栽工

植栽工は、とくしや地および崩壊地を早期に緑化することを目的として計画する。樹種の選定は、適地・適木を原則として、次の条件に適合するものとし、土壌条件の悪い箇所では、原則として2～4種類組み合わせて計画するものとする。

1. 成長力が旺盛でよく繁茂するもの。
2. 根張りがよく、土壌緊縛度の大きいもの。
3. せき悪地・乾燥・寒害・虫害等に対して適応性・抵抗性が大きいもの。
4. 土壌改良効果の大きいもの。

植栽本数は、原則として次により計画するものとする。

1. 土砂堆積地区等の土壌条件の比較的良好な地区では、1 ha 当たり 3,000～5,000 本
2. 地山露出地区では、1 ha 当たり 8,000～12,000 本

植栽に当たっては、原則として施肥を計画するものとする。



植 栽 工 の 例 1



植 栽 工 の 例 2

2.14 その他の砂防施設

土石流・流木対策施設については、「3.土石流・流木対策施設葉位置計画」を参照する。

3. 土石流・流木対策施設配置計画

3.1 総 説

土石流・流木処理計画で設定した計画捕捉量，計画堆積量，計画発生(流出)抑制量を満たすように，土石流・流木対策施設を配置する。

解 説

計画で扱う土砂量等进行处理するよう土石流・流木対策施設を配置する。合わせて自然環境や景観への影響等について十分配慮するものとする。

また，河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編における用語と本指針における用語の対比表を表2-2に示す

表 2-2 本指針で用いる土石流・流木対策施設の種類と
河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編との用語の対比

本指針		河川砂防技術基準 計画編 施設配置等計画編
土石流・流木発生抑制工	土石流・流木発生抑制山腹工	山腹保全工，流木発生抑制施設
	溪床堆積土砂移動防止工	砂防えん堤，床固工，帯工，護岸工， 溪流保全工，流木発生抑制施設
土石流・流木捕捉工		砂防えん堤，流木捕捉施設
土石流導流工		導流工
土石流堆積工		遊砂地工
土石流緩衝樹林帯		砂防樹林帯
土石流流向制御工		導流堤

3.2 土石流・流木対策施設の配置の基本方針

土石流・流木対策施設は，計画で扱う土砂量等，土砂移動の形態，保全対象との位置関係等を考慮して，土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するように配置する。土石流・流木対策施設には主に，土石流・流木捕捉工を配置する。

解 説

土石流・流木捕捉工，土石流堆積工，土石流導流工，土石流・流木発生抑制工を組み合わせる施設の位置や砂防えん堤高等の形状を定める。また，土石流・流木対策施設には主に土石流・流木捕捉工を配置するが，流域内が荒廃しているときなどは土石流・流木発生抑制工も適切に配置する。

これは一般(非火山)，火山山麓で同じであるが，火山山麓で特に火山が活動中の場合には，源頭部の対策が困難な場合が多い点が異なる。また，火山山麓では，比較的大きな崩壊や大規模な泥流の発生を考慮して対策計画を立てなければならない場合もある。

なお，火山山麓で特に火山が活動中の場合は，土地利用状況を考慮し，土石流緩衝樹林帯や土石流流向制御工とともに土石流導流工の併用も検討する。

3.3 土石流・流木対策施設の機能と配置

土石流・流木対策施設は、①土石流・流木捕捉工 ②土石流・流木発生抑制工 ③土石流導流工 ④土石流堆積工 ⑤土石流緩衝樹林帯 ⑥土石流流向制御工等がある。

解 説

土石流・流木対策施設の基本は、土石流・流木捕捉工である。

その他の対策施設として、土石流導流工，土石流堆積工，土石流緩衝樹林帯，土石流流向制御工，土石流発生抑制工等がある。

【土砂移動の区間】 【土石流・流木処理計画上の機能】 【土石流・流木対策施設の種類の種類】

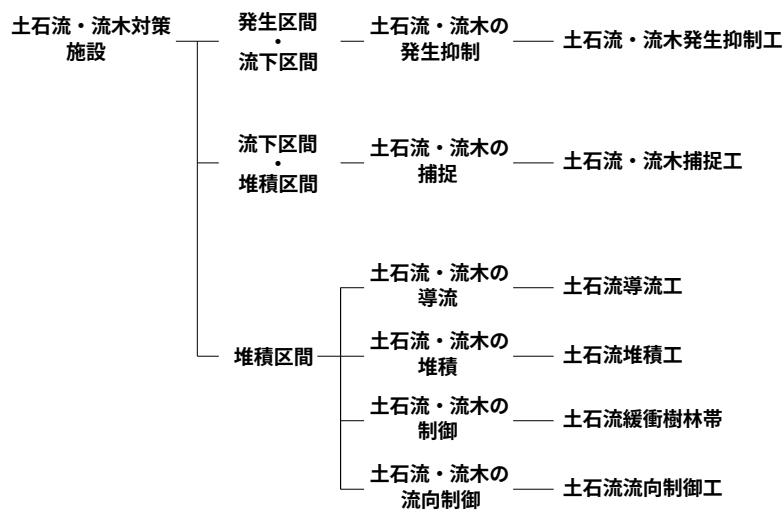


図 2-3 土石流・流木対策施設の種類の種類

3.3.1 土石流・流木捕捉工

土石流・流木捕捉工は、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉するための土石流・流木対策施設である。土石流・流木捕捉工として、砂防えん堤等を用いる。

解 説

分離えん堤(水抜きスクリーン)等も土石流・流木捕捉工と考える。土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、砂防えん堤の副堤に流木捕捉工を設置することができる。

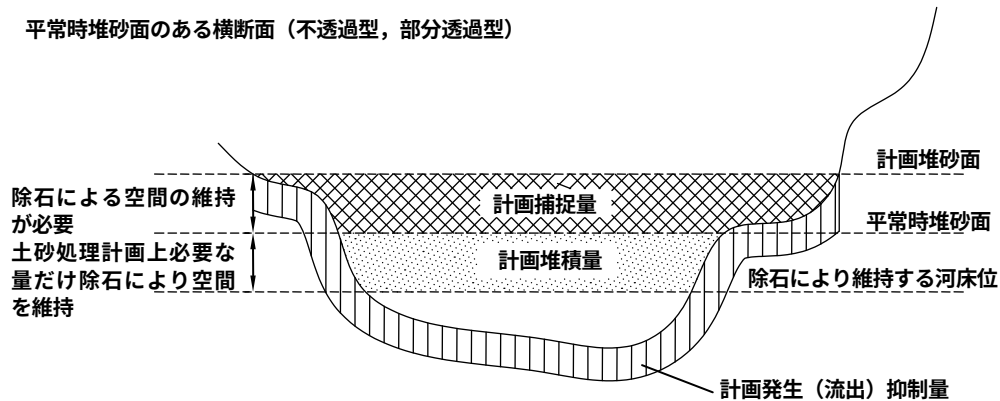
3.3.1.1 砂防えん堤の型式と計画で扱う土砂量等

砂防えん堤の型式には、透過型、不透過型、部分透過型がある。砂防えん堤に見込める計画で扱う土砂量等は、型式に応じて計画捕捉量、計画堆積量、計画発生(流出)抑制量とする。

解 説

砂防えん堤が有する計画で扱う土砂量等は図2-4 (1), (2)に示す計画捕捉量、計画堆積量、計画発生(流出)抑制量とする。なお、平常時堆砂勾配($\theta n(^{\circ})$)で傾いた平面より下で移動可能土砂量あるいは発生流木量を評価している場合のみ、計画発生(流出)抑制量を見込める。

平常時堆砂面のある横断面（不透過型，部分透過型）



平常時堆砂面のない横断面（透過型）

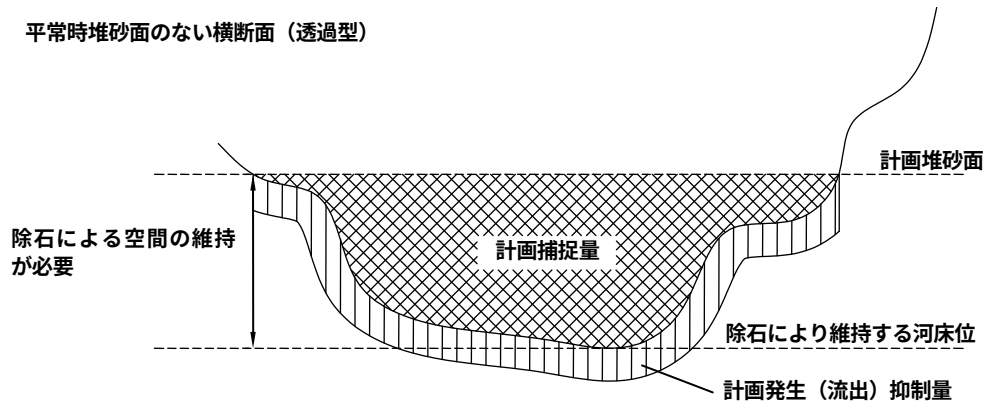
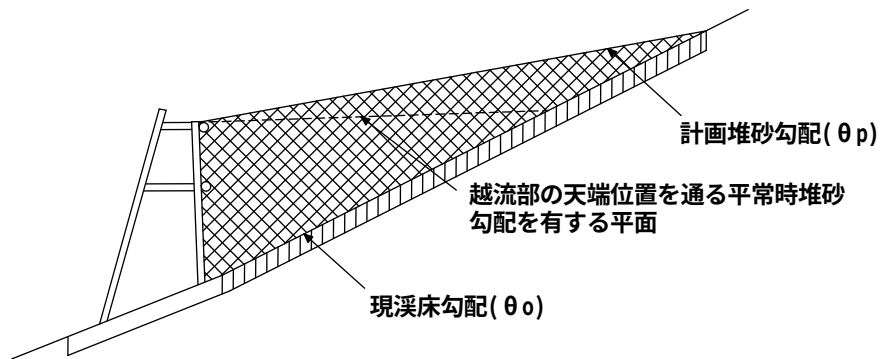


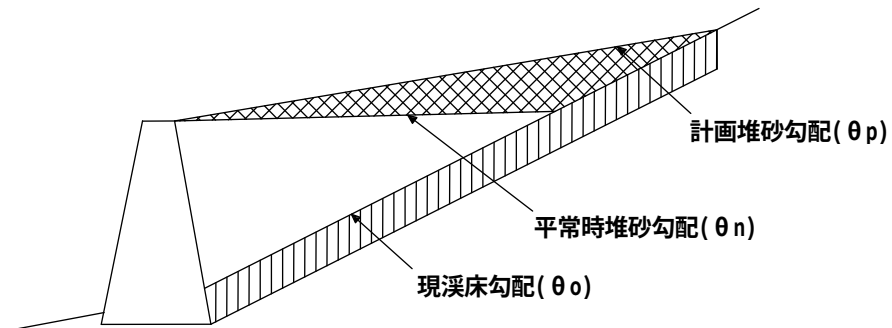
図 2-4 (1) 砂防えん堤の型式別の計画で扱う土砂量等

・透過型



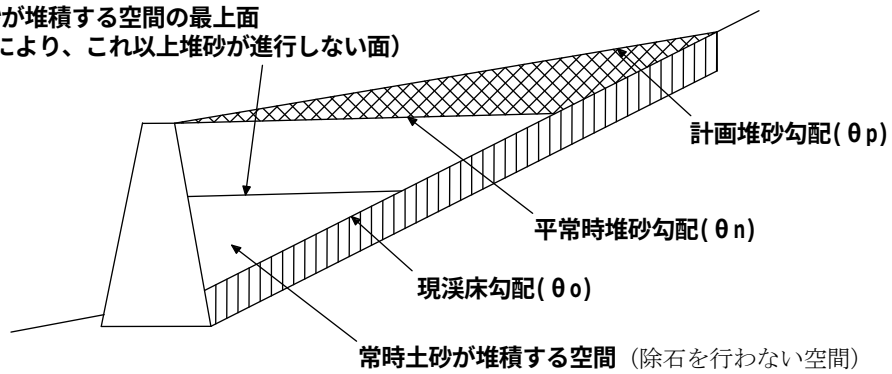
・不透過型

(土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量及び計画堆積量の空間を確保できる場合)

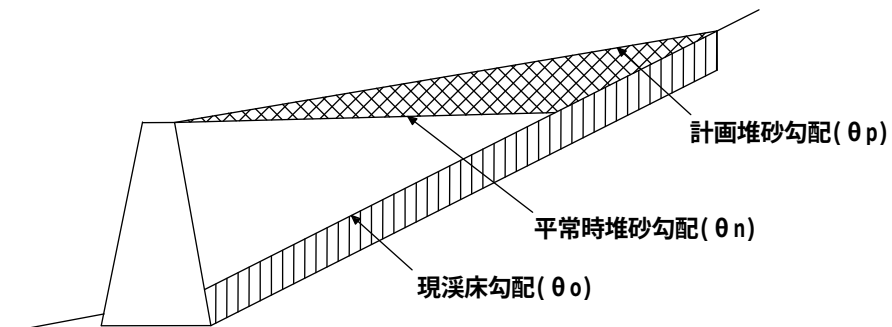


(土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量及び計画堆積量の一部の空間を確保できる場合)

常時土砂が堆積する空間の最上面
(除石により、これ以上堆砂が進行しない面)

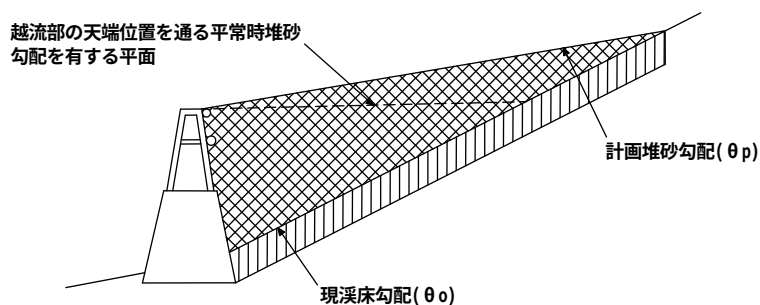


(土砂の堆積空間において除石をしない場合)

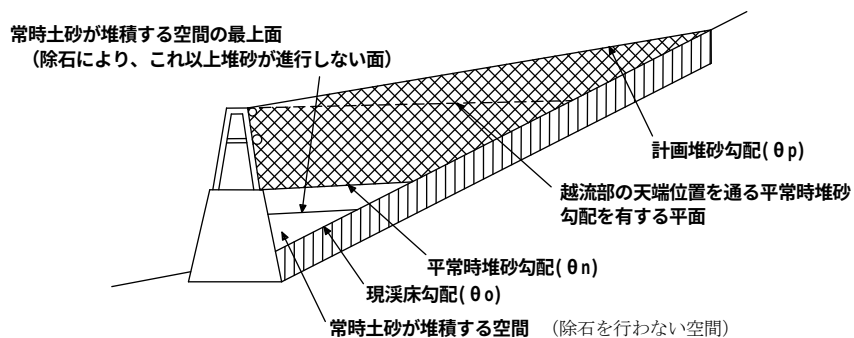


・部分透過型

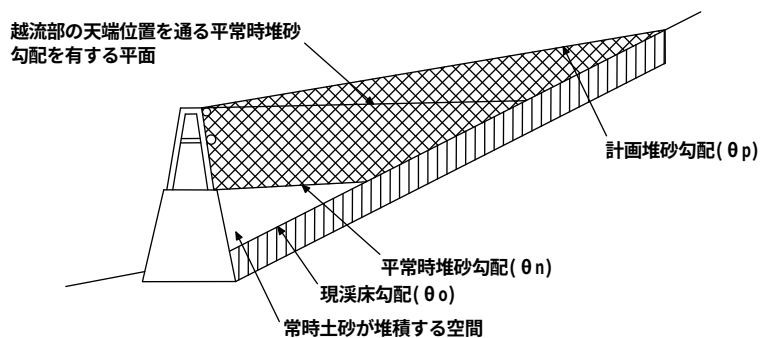
(土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量の空間を確保できる場合)



(土砂の堆積空間において除石により計画捕捉量及び計画堆積量の一部の空間を確保できる場合)



(土砂の堆積空間において除石をしない場合)



凡例

	:計画捕捉量 (土砂量+流木量) (除石により計画捕捉量の空間を確保しなければならない)
	:計画発生 (流出) 抑制量 (土砂量+流木量)
	:計画堆積量 (土砂量+流木量)
	:常時土砂が堆積する空間

図 2-4 (2) 砂防えん堤の型式別の計画で扱う土砂量等

3.3.1.2 透過型・部分透過型の種類と配置

土石流・流木捕捉工として用いる透過型及び部分透過型砂防えん堤は、「計画規模の土石流」を捕捉するため、その土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面を確実に閉塞させるよう計画しなければならない。透過型及び部分透過型砂防えん堤を配置する際には、土砂移動の形態を考慮する。

解 説

(1) 透過型および部分透過型の配置に関する基本的な考え方

透過型・部分透過型は土砂を捕捉あるいは調節するメカニズムから「土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防えん堤」と「土砂調節のための透過型及び部分透過型砂防えん堤」がある。土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防えん堤は、土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面が閉塞することにより、土石流を捕捉する。また、透過部断面が確実に閉塞した場合、捕捉した土砂が下流に流出する危険性はほぼ無いため、土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防えん堤を土石流区間に配置する。

一方、土砂調節のための透過型及び部分透過型砂防えん堤は、流水にせき上げ背水を生じさせて掃流力を低減させることにより、流砂を一時的に堆積させる。土砂調節のための砂防えん堤が所定の効果を発揮するためには、透過部断面の閉塞は必要とされない。そのため、土砂調節のための透過型及び部分透過型砂防えん堤は洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間に配置しない。

(2) 土石流捕捉のための砂防えん堤の設計及び配置上の留意事項

透過型と部分透過型は土石流の捕捉に対して以下の条件を満たすことが必要である。

- ①開口部の幅は、谷幅程度とする。
- ②「計画規模の土石流」及び土砂とともに流出する流木によって透過部断面が確実に閉塞するとともに、その構造が土石流の流下中に破壊しないこと。
- ③中小規模の降雨時の流量により運搬される掃流砂により透過部断面が閉塞しないこと。

透過型は中小の出水で堆砂することなく、計画捕捉量を維持することが期待できる型式である。透過型と部分透過型は、土石流の捕捉後には除石等の維持管理が必要となることに留意する。

透過部断面を構成する鋼管やコンクリート等は、構造物の安定性を保持するための部材(構造部材)と土石流を捕捉する目的で配置される部材(機能部材)に分けられる。機能部材は、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉できれば、塑性変形を許容することができる。

部分透過型は、山脚固定や土石流・流木の発生抑制が求められる場合で、流木の捕捉機能を増大させたいときに採用する。また、平常時の堆砂勾配が現溪床勾配と大きく変化する場合や堆砂延長が長くなる場合は、堆砂地において土石流の流下形態が変化することに注意する必要がある。

なお、堆積区間に透過型または、部分透過型を配置するときであっても、透過部断面

全体を礫により閉塞させるように、土石流の流下形態の変化を考慮して施設配置計画を作成する。また、複数基の透過型を配置する場合には、上流側の透過型により土砂移動の形態が変化することに留意する。

3.3.1.3 砂防えん堤の型式の選定（透過型・不透過型・部分透過型）

砂防えん堤を配置する際には、対象とする流域の特性を現地調査により十分把握した上で、除石実施の可能性、経済性、地域環境、歴史・文化に配慮し、型式を選定する。

解 説

(1) 砂防えん堤に求められる機能

発生区間に配置する砂防えん堤に求められる機能は、主として、土石流や流木の発生の抑制である。

流下区間および堆積区間に配置する砂防えん堤には、主として以下の機能が求められる。

- ・土石流および土砂とともに流出する流木等の捕捉
- ・計画捕捉量に相当する空間の維持(除石のし易さ、頻度)
- ・平時の溪流環境(溪床の連続性)の保全

(図2-4参照)

(2) 土石流・流木捕捉工の型式選定における留意点

- ・えん堤の型式選定は、流域特性（最大礫径、えん堤計画地点と保全対象との位置関係等）や経済性を考慮し、行う。
- ・透過型を最下流へ配置する場合は、最大礫径および下流での適用条件等を満足することを条件とする。
- ・選定フローは、砂防工事全体計画で2基計画までの標準的な選定フローである。2基のパターン1・2で計画できない場合や3基以上の堰堤計画が必要な場合、部分透過型の適用については、砂防課との協議を行うこと。

<透過型を最下流へ配置する際の適用条件>

- ・最大礫径が 0.6m 以上である。
- ・計画えん堤の効果量を考慮後の土砂法でのレッド区域内に人家がない。
- ・過去の土砂災害による被災家屋（全壊または半壊）までの距離(約 200m 程度)に人家がない。ただし、人家が約 200m 程度未満に位置する場合でも、土砂法でいうイエロー区域内に位置しない場合は、適用条件を満たす。



3.3.2 土石流・流木発生抑制工

土石流・流木発生抑制工は、土石流および土砂とともに流出する流木等の発生を抑えるための土石流・流木対策施設である。

解 説

土石流・流木発生抑制工には、山腹における土石流・流木発生抑制工，溪床・溪岸における土石流・流木発生抑制工がある。

3.3.2.1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る。

解 説

土石流および土砂とともに流出する流木等の発生する可能性のある山腹崩壊を防ぐために山腹保全工を施工する。

3.3.2.2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等で溪岸の崩壊，溪床堆積土砂の移動を防止する。

解 説

溪床堆積土砂の移動および溪岸の崩壊を防止するための土石流・流木対策施設で、床固工，護岸工等が考えられる。溪岸(山腹を含む)の崩壊を防止するため，溪床堆積土砂移動防止工は除石(流木の除去を含む)を原則として行わない。

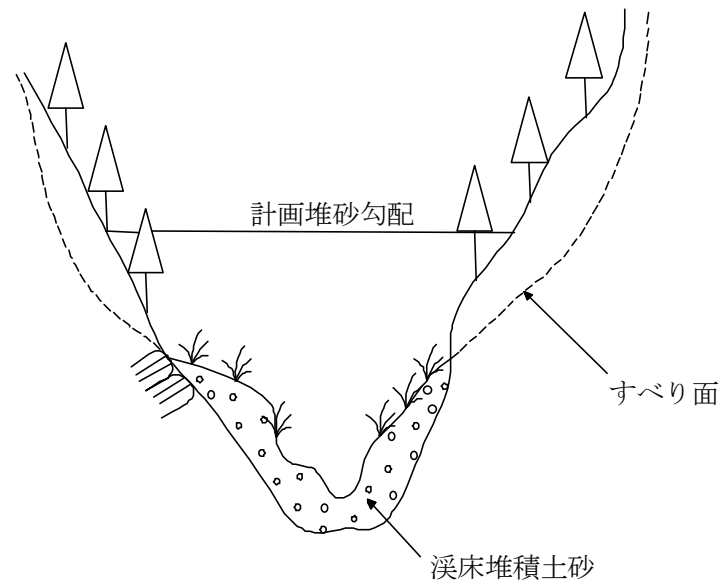


図 2-6 溪床堆積土砂移動防止工の計画で扱う土砂量等のイメージ（横断面図）

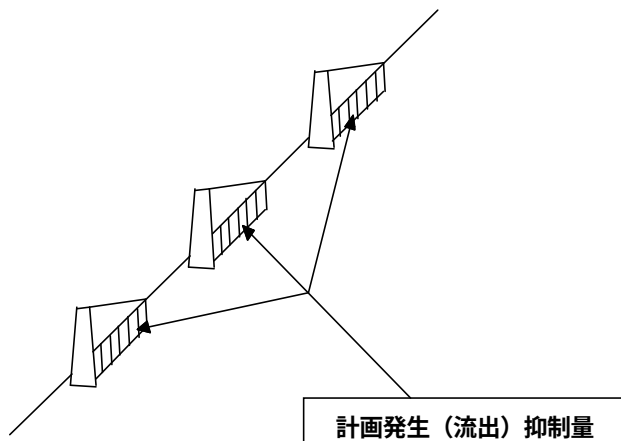


図 2-7 溪床堆積土砂移動防止工の計画で扱う土砂量等のイメージ（縦断面図）

3.3.3 土石流導流工

土石流導流工は、土石流を安全な場所まで導流するもので、土石流ピーク流量に対応する断面とする。

解 説

土石流導流工は、流出土砂の粒径などを十分検討し、土石流導流工内で堆積が生じて、越流、氾濫しないように計画しなければならない。

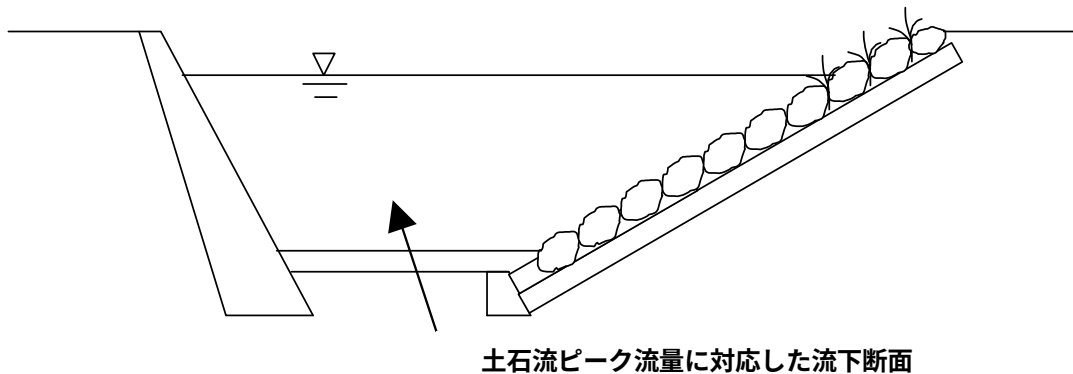


図 2-8 土石流導流工

3.3.4 土石流堆積工

土石流堆積工は、土石流を減勢し堆積させるための土石流・流木対策施設であり、土石流分散堆積地と土石流堆積流路とがある。

解 説

土石流堆積工は、安全に土石流を堆積させるもので、その種類は、「土石流分散堆積地」と「土石流堆積流路」がある。

(1) 土石流分散堆積地

土石流分散堆積地は、流路を拡幅した土地の区域(拡幅部)のことで、拡幅部の上流端と下流端に砂防えん堤または床固工を配置したものである。

土石流分散堆積地は、土石流・流木処理計画に必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を、流路の拡幅及び掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより確保するものである。

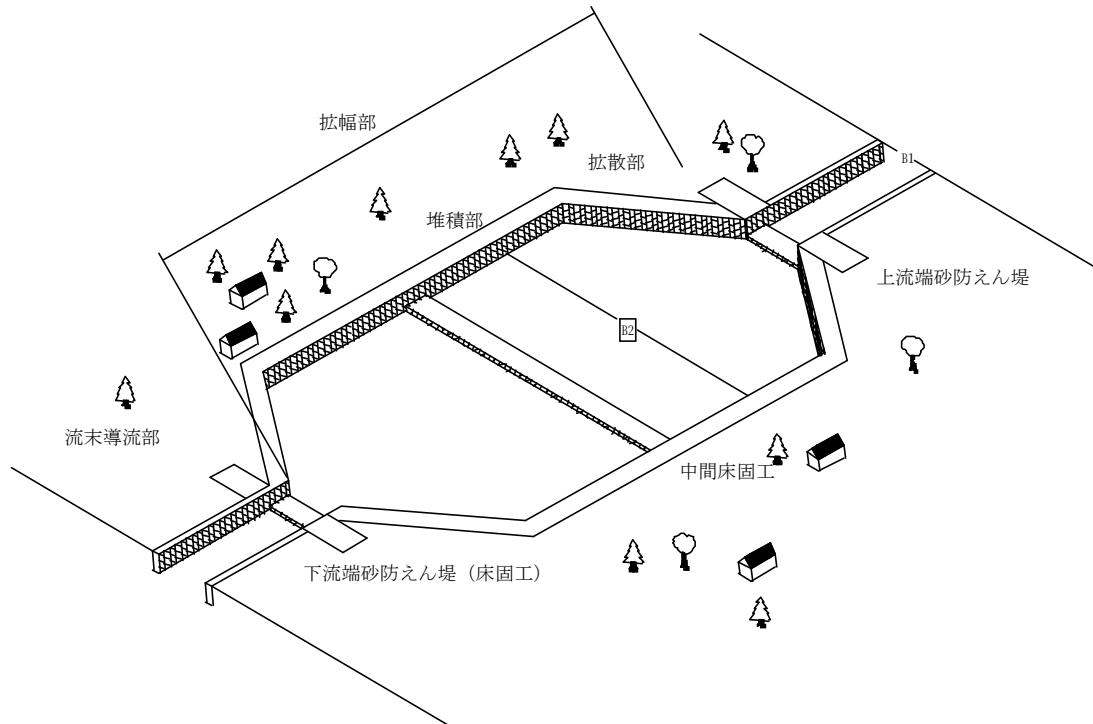


図 2-9 土石流分散堆積地

(2) 土石流堆積流路

土石流堆積流路は、背後地盤において宅地が発達している等の土地利用状況や谷底平野等の地形条件により、土石流分散堆積地のように流路の拡幅が困難な場合において、流路を掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより、土石流・流木処理計画上必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を確保するものである。

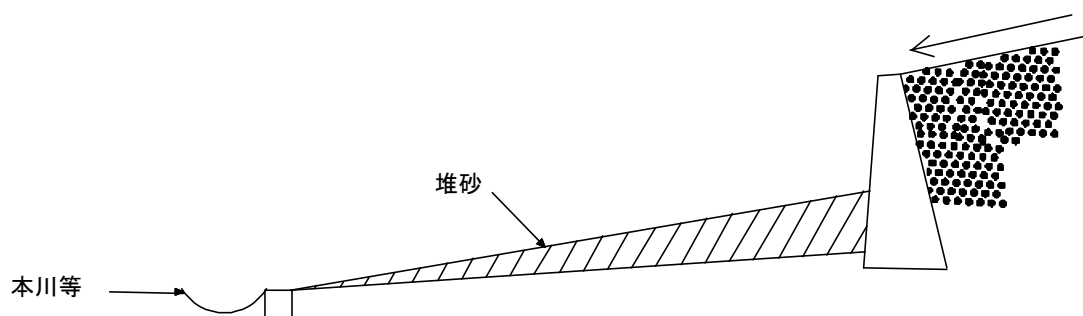


図 2-10 土石流堆積流路

3.3.5 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流の流速を低減させて堆積させるための土石流・流木対策施設である。

解 説

土石流緩衝樹林帯として、床固工、土石流導流堤等の土石流・流木対策施設と樹林、小規模な出水を処理する常水路、補助施設などを組み合わせて配置したものであり、土石流の堆積区間の末端部付近に配置する。

土石流緩衝樹林帯は原則として扇状地上において土石流と保全対象物の間に緩衝区間として、土石流流向制御工等を組み合わせて設ける。

3.3.6 土石流流向制御工

土石流流向制御工は、土石流の流向を制御するための土石流・流木対策施設である。

解 説

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により制御する。

3.4 施設配置計画における留意事項

地すべり性大崩壊がある場合、崩壊箇所直下流に貯砂容量の大きいえん堤を計画する。ただし地すべり地帯で地盤が動くと思われる箇所に計画してはならない。

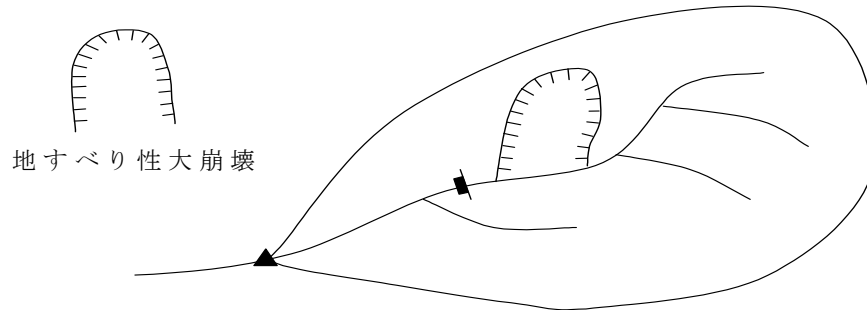


図 2-11

小規模な山脚崩壊や溪岸侵食で有害土砂を発生している場合は、護岸工を計画する。

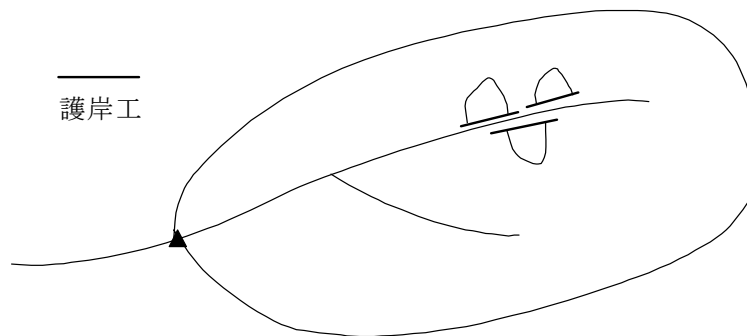


図 2-12

とくしゃ（禿楮）地や広範囲な山腹崩壊地においてガリーが発達し侵食が進んでいる場合は、山腹工を計画する。

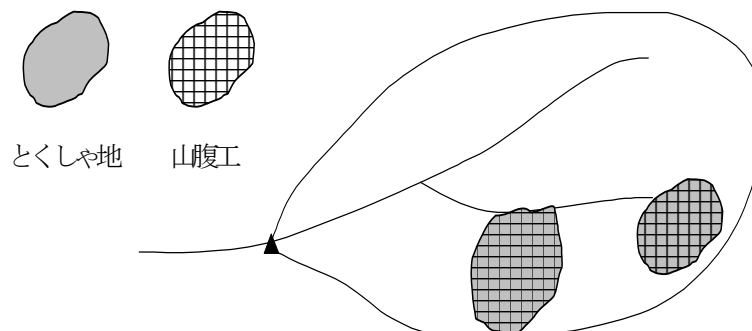


図 2-13

溪床に堆積物があり、また、急勾配ゆえ縦侵食による移動可能土砂があつて流出する危険のある場合は、堆積物の抑止を主目的として次の様に計画する。

- ① A～B間が長区間 ー 階段状えん堤群または床固工群を計画する。
- ② A～B間が短区間 ー A点直下流に不安定土砂を包含する高さのえん堤を計画する。

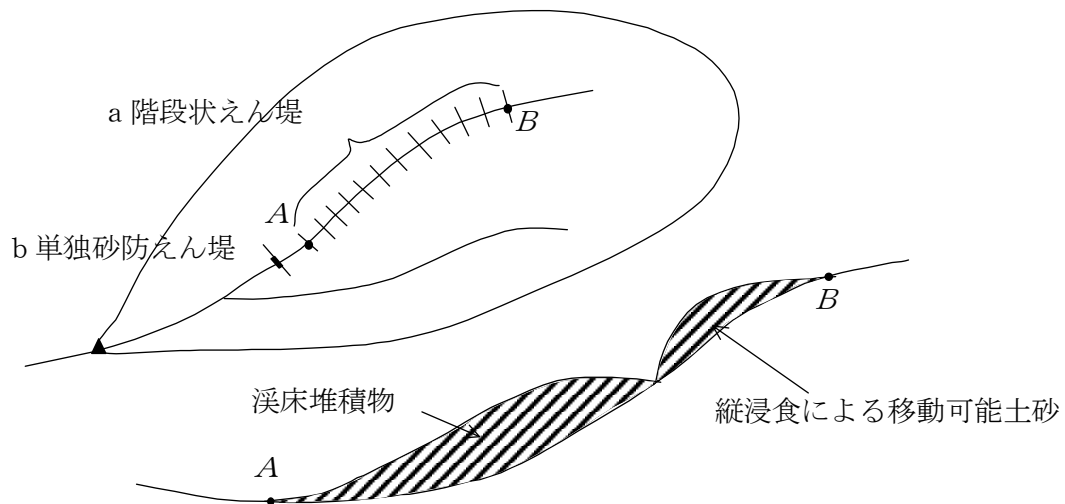


図 2-14

溪岸侵食や山脚崩壊が長区間にわたっていて、崩壊残土、拡大見込の危険性がある場合、山脚固定を主目的として崩壊箇所直下流にえん堤を計画する。

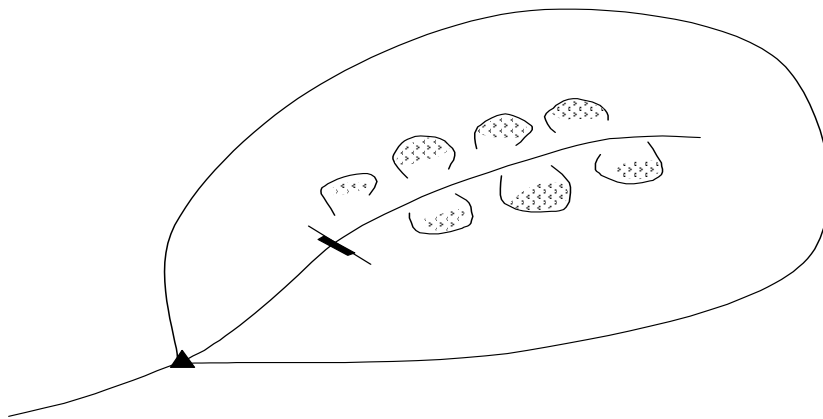


図 2-15

- ① A～B区間が急勾配（ $1/10 \sim 1/20$ ）V字谷を呈する溪流で土石流の危険性がある場合は、比較的堆砂空間の大きい箇所にて、待受けとしてA点下流にハイえん堤を計画する。
- ② A～B区間が急勾配（ $1/10 \sim 1/20$ ）の比較的広い谷を呈している溪流で土石流の危険性がある場合は、土石流のエネルギーを漸減させ堆積させる目的で低えん堤群を計画する。

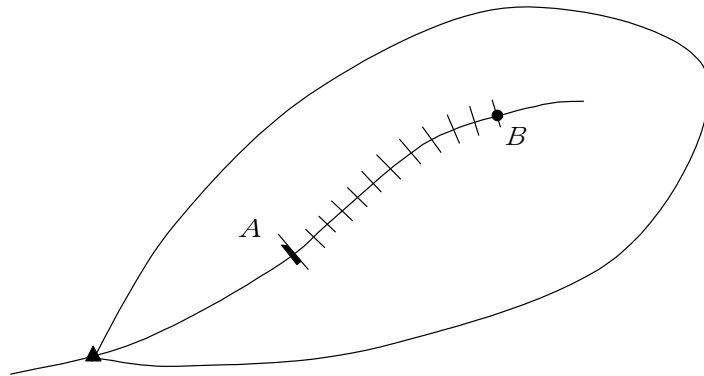


図 2-16

A～B区間が蛇行し縦横侵食および溪床堆積物がある場合は、当該計画上流端より上流の土砂整備状況を考慮し、止めのえん堤あるいは床固工を設置してから 溪流保全工を計画する。

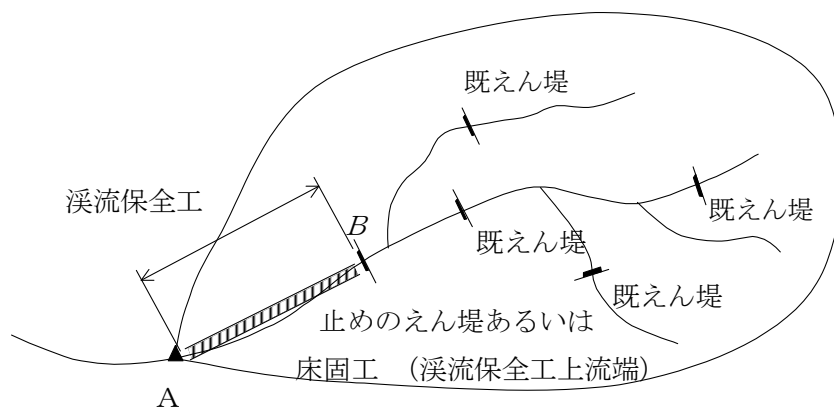


図 2-17

土石流発生常襲地、溪床勾配が急緩する地域、上流に土砂抑制のため砂防えん堤の建設適地がない場合、あるいは溪流保全工の概成した溪流の上流端において、上流域の砂防工事で下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減ずることができない場合は、砂溜工を計画する。一般的には、砂溜工の上流部は、砂防えん堤あるいは山腹工等により極力土砂の生産流出を防止した後、細粒化されて流下する土砂を沈澱貯留させる砂防工作物である。そのため、土石流を直接扞止することはできないことに注意する。

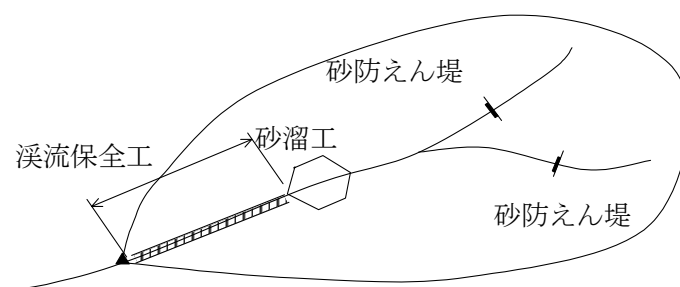


図 2-18

谷の出口より下流側で土石流の堆積区間および土砂流、掃流区間において土砂の堆積および流木の捕捉効果を促進するために砂防樹林帯（砂防林）を計画する。ここで、土石流対策施設として用いる場合は、土石流緩衝樹林帯と呼ぶ。なお、上流域に砂防施設が設置されていない流域では、安全性に配慮して、土石流の堆積区域とされる範囲のうちでも、中流域から下流域に配置するものとする。また、上流域に砂防施設が現存または計画されている流域では、土石流の堆積区間とされる範囲の最上流端付近から下流側の区域に配置することができる。

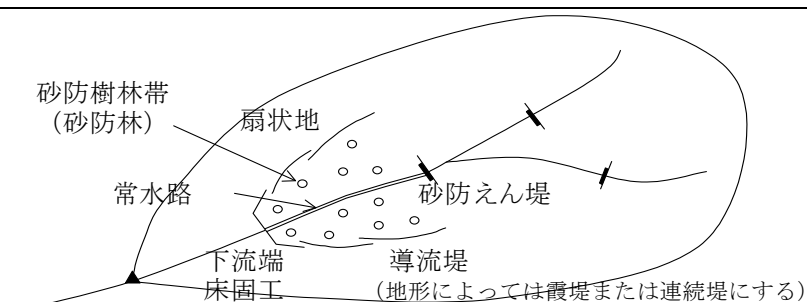


図 2-19

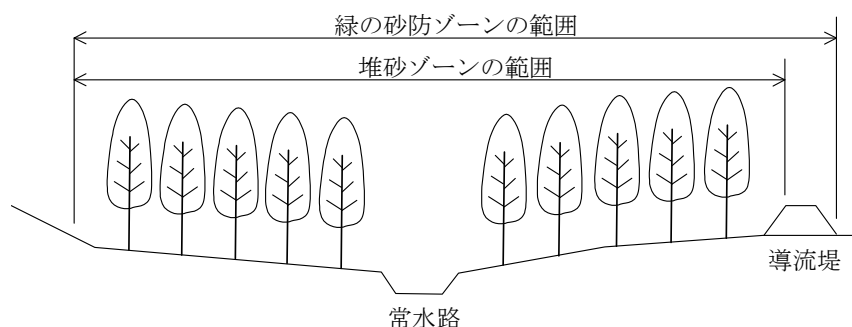


図 2-20 堆砂ゾーンの概念（横断図）

4. 除石(流木の除去を含む)計画

4.1 除石計画の考え方

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的および土石流発生後等においてすみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石(流木の除去を含む)等を行う。

また、土石流・流木処理計画上、除石(流木の除去を含む)が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

解 説

土石流・流木処理計画上、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法や搬出土の受入先、除石(流木の除去を含む)の実施頻度等の除石(流木の除去を含む)計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石(流木の除去を含む)を原則として行わない。

また、除石(流木の除去を含む)には、定期的な点検に基づいて平常時に流出する土砂及び流木を除去する「定期的な除石(流木の除去を含む)」と、土石流発生後等の緊急時に実施する「緊急除石(流木の除去を含む)」とがある。「定期的な除石(流木の除去を含む)」と「緊急除石(流木の除去を含む)」の基本的な考え方は、それぞれ以下に示すとおりである。

(1) 定期的な除石(流木の除去を含む)

定期的な除石(流木の除去を含む)は、平常時に流出した土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設に対しては、定期的な点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画上必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に除石(流木の除去を含む)を実施する。

(2) 緊急除石(流木の除去を含む)

緊急除石は、土石流発生等の出水により流出した土砂及び流木から計画捕捉量・計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設に対しては、土石流発生後等において、次期出水にそなえて、緊急点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画上必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に緊急に除石(流木の除去を含む)を実施する。

なお、除石を実施する際に、透過部断面を閉塞した礫がほぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

4.2 管理堆砂線の設定方法

4.2.1 年平均堆積量の設定

えん堤計画地より上流に崩壊地や溪床を常時、流水が流れている溪流では、流域面積が小さく、上流に崩壊地が無い、溪床を常時、流水が流れていない溪流と比較すると平常時の土砂流出が多いと想定される。

このように、流域の特性によって、平常時の土砂流出量は異なってくるため、除石の期間や除石の量は、現地踏査等の結果を勘案して設定する必要がある。

4.2.2 除石量および除石期間の設定

除石期間の設定手順を以下に示す。

- ①整備率が100%となる天端標高を決定する。
- ②えん堤根入を最小に設定し、堰堤高を決定する。（えん堤高は50cm単位であるので0cm～49cm余裕がある。）
- ③流域特性より年平均堆積量を決定する。
- ④えん堤効果量から計画流出土砂量を引いた値を流域特性より設定した、年平均堆積量で除して 概略の除石期間を算定する。
- ⑤えん堤が一番低い場合とえん堤0.5m高くし除石回数を少なくした場合とを比較し、経済的となるえん堤高を計画し、除石期間を設定する。
- ⑥堆砂の高によって、堆積量が把握できる堆砂状況想定図を作成する。

表 2-3 流域特性と年平均堆積量

単位：m³/年

流域特性と 流域面積	崩壊地有 (拡大崩壊の有)	崩壊地無	溪床勾配が急 (1/4未満)
0.1km ² 未満	40	30	30
0.1km ² 以上 0.5km ² 未満	55	30	30
0.5km ² 以上 1.0km ² 未満	70	40	45
1.0km ² 以上	70	45	60

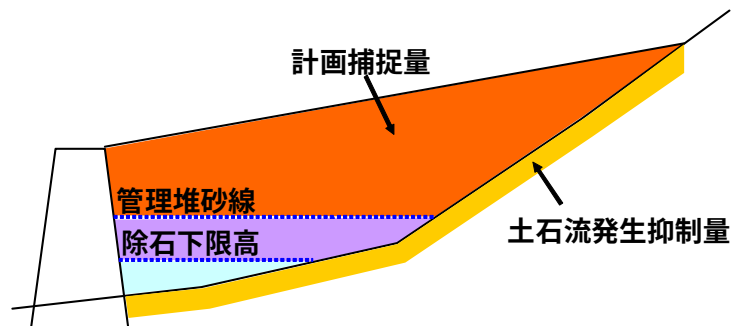


図 2-21 管理型堆砂線および除石下限高設定イメージ

4.2.3 管理堆砂線の勾配

除石管理を実施する場合、えん堤付近では、施工性を考慮して、水平幅で3m程度以上を確保できる高さ（標高値0.1m単位）を除石下限高（水平）として設定し、除石下限高より下部の土砂は除石しない。管理堆砂線の勾配は、水平とする。

4.2.4 除石管理

広島県では、維持管理として砂防施設の管理を適切に実施し、除石の必要性を判断する。その際は、堆砂状況想定図より、現在の堆砂量と設定している年平均堆積量とを比較し、除石年度を算定する。

堆砂状況については、堆砂量計測板を水通し天端高まで設置し、2箇所以上で管理堆砂線を越えていた場合に次年度の出水期までに除石を行うこととする。

なお、管理堆砂板と標高値の関係を示した図面やえん堤の堆砂状況想定図は、砂防設備台帳に添付することとする。

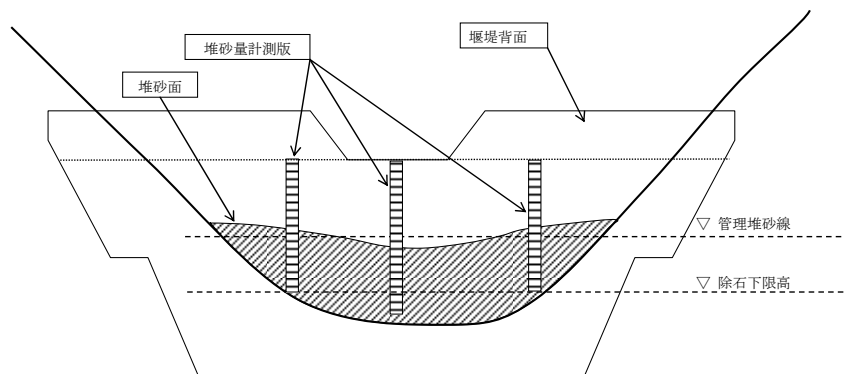


図 2-22 管理型堆砂板設置イメージ

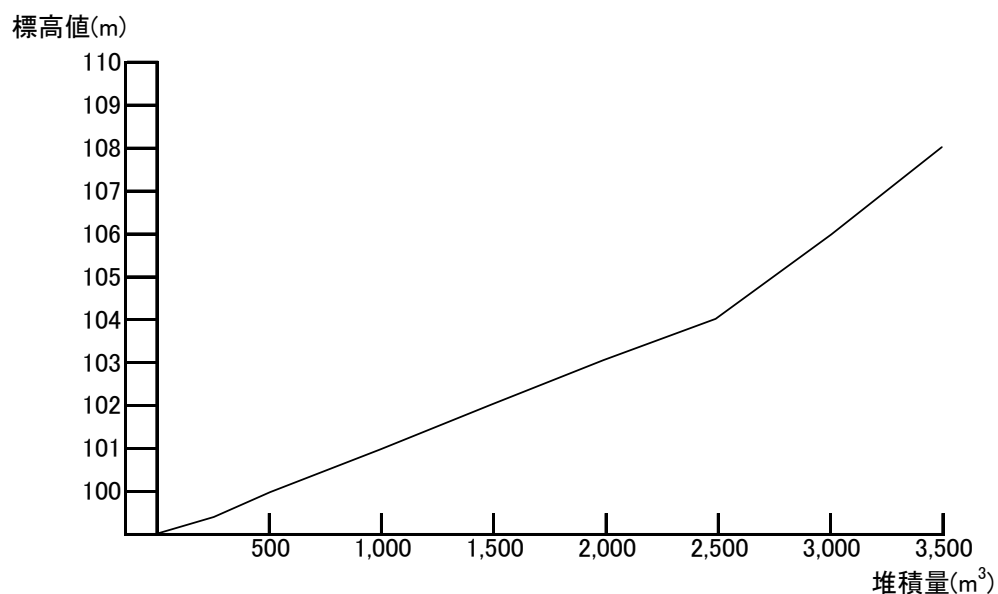


図 2-23 堆砂想定状況想定図イメージ

4.3 搬出路・搬出方法

除石は、堰堤背面の堆砂地まで管理用道路を設置し、直接重機を入れて土砂を搬出することを原則とする。

解 説

除石は、堰堤背面の堆砂地まで管理用道路を設置し、直接重機を入れて土砂を搬出することを原則とする。

ただし、現地状況や周辺状況により、堆砂地まで管理用道路を設置できない場合は、堰堤下流側に重機（ラフテレーンクレーン等）を設置し、堰堤上流側に小型重機（ミニバックホウ等）を吊り込んで除石を行うこと等を計画する。

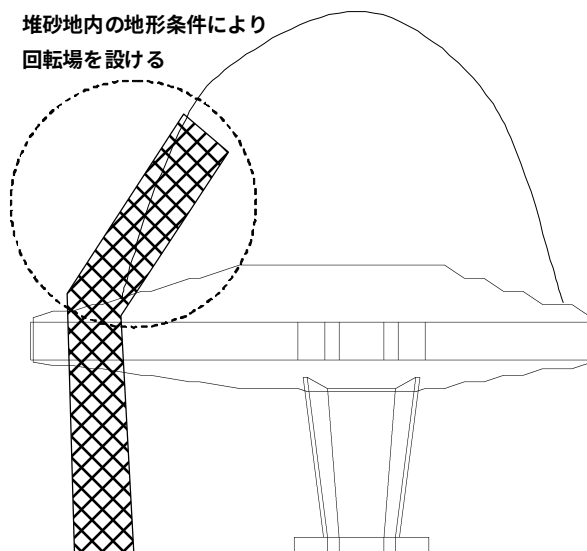
(1) 搬出路・搬出方法

搬出路と搬出方法は、下記に示す2つの方法に分けられる。

搬出路は、堆砂地まで管理用道路を設置することで基本であるが、堰堤の設置場所の地形的な条件により、大きな地形改変等により設置が困難な場合は、堰堤下流側に管理用の平場を確保し、堰堤下流側まで管理用道路を設置する。

いずれの方法とするかは、現地状況等を十分勘案の上、決定する。

①堆砂地まで管理用道路を設置し、除石に必要な重機を搬出する方法



【特徴】

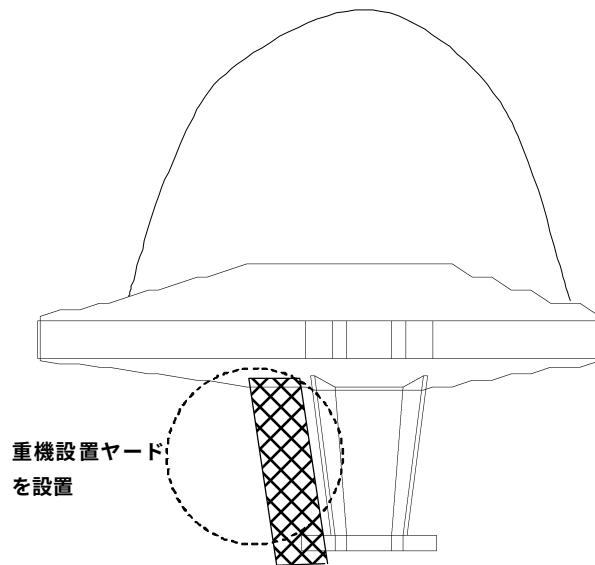
- ・大規模な除石に対応可能
- ・除石期間が短い
- ・地形改変が大きい

図 2-24 堆砂地まで管理用道路を設置する場合

・回転場

回転場は、砂防事業で通常用いられる 10t ダンプトラックを基本とした対象車両の走行軌跡を考慮して、方向転換に必要最小限のものとする。

②堰堤下流側まで管理用道路を設置し、除石に必要な重機を配置して搬出する方法



【特徴】

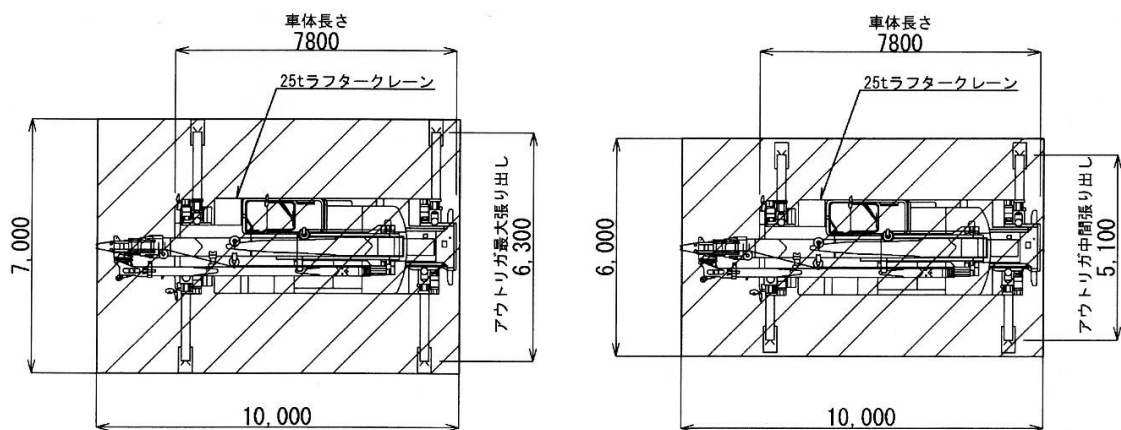
- ・大規模な除石に対応不可
- ・除石期間が長い
- ・地形改変が小さい

図 2-25 堆砂地まで管理用道路を設置する場合

・重機設置ヤード

堰堤下流側に重機を設置して除石を行う場合は、その重機を設置するために必要な面積を確保する。

ラフテレーンクレーンを設置する場合は、吊り込み荷重と旋回半径より、アウトリガーの張り出し必要な幅を確保する。下記に参考として必要な面積を示す。



必要面積：7.0m×10.0m=70.0m²

必要面積：6.0m×10.0m=60.0m²

図 2-26 重機設置ヤードの最小必要面積

第3章 溪流環境整備計画

＜溪流環境整備計画策定マニュアル（案）平成6年 建設省河川局砂防部砂防課＞

1. 総 則

溪流環境整備計画は、自然環境・景観の保全と創造に関する基本理念および自然環境・景観等の保全と創造，溪流の利用に配慮した整備方針を定めることを目的とする。

解 説

砂防事業を実施している地域は、これまで幾度となく土砂災害が発生し、また土砂災害が発生する恐れのあるところで、地域住民に脅威を与えている。しかし一方では、景観が優れ、貴重な動植物が存在するなど自然環境が優れている地域が多く、これらは人々の憩いの場ともなっている。このため、砂防事業は土砂災害を防止しつつも良好な自然を後世の人々に残すことが求められている。

このようなニーズを実現するために、広島県では溪流環境整備計画が策定されており、環境との調和を図りながら砂防事業を展開する。

2. 計画策定編

2.1 計画策定のための検討項目

計画策定のために、以下の項目を検討する。

1. 計画対象区域の設定
2. 環境ゾーンの設定
 - (1) 流域特性の把握
 - (2) 環境ゾーンの設定
3. 基本理念について
 - (1) 自然環境等の特性
 - (2) 基本理念の策定
 - (3) テーマの設定
4. 整備方針について
 - (1) 環境要素の設定
 - (2) 整備方針策定における計画単位の設定
 - (3) 整備方針の策定

解 説

計画策定のための検討項目を概説すると以下の通りである。

水系あるいは幹川ごとに計画対象流域を設定する。

次に計画対象区域を包括する流域の特性を把握し、同質の流域特性を有する区域を一つの環境ゾーン（単位ゾーン）として区分，設定する。

設定された環境ゾーンごとに基本理念を定める。

基本理念は、自然環境・景観、また地域に根付いた歴史、文化環境等流域特性の中の自然特性、社会特性（以下「自然環境等」という）の保全と創造に配慮した砂防事業を実施する上での基本的な考え方を示す。なお基本理念を踏まえて、計画のキャッチフレーズとなるテーマを設定する。

整備方針は、環境ゾーンにおいて配慮すべき自然環境等を環境要素として選定し、原則として溪流ごとに、その自然環境等に配慮した砂防設備の配置，構造に関する配慮事項を示す。ただし整備方針の策定にあたって、環境要素が同等・同質と判断される溪流を包括的に取り扱ってもよい。

計画の検討手順は図 3-1に示す。

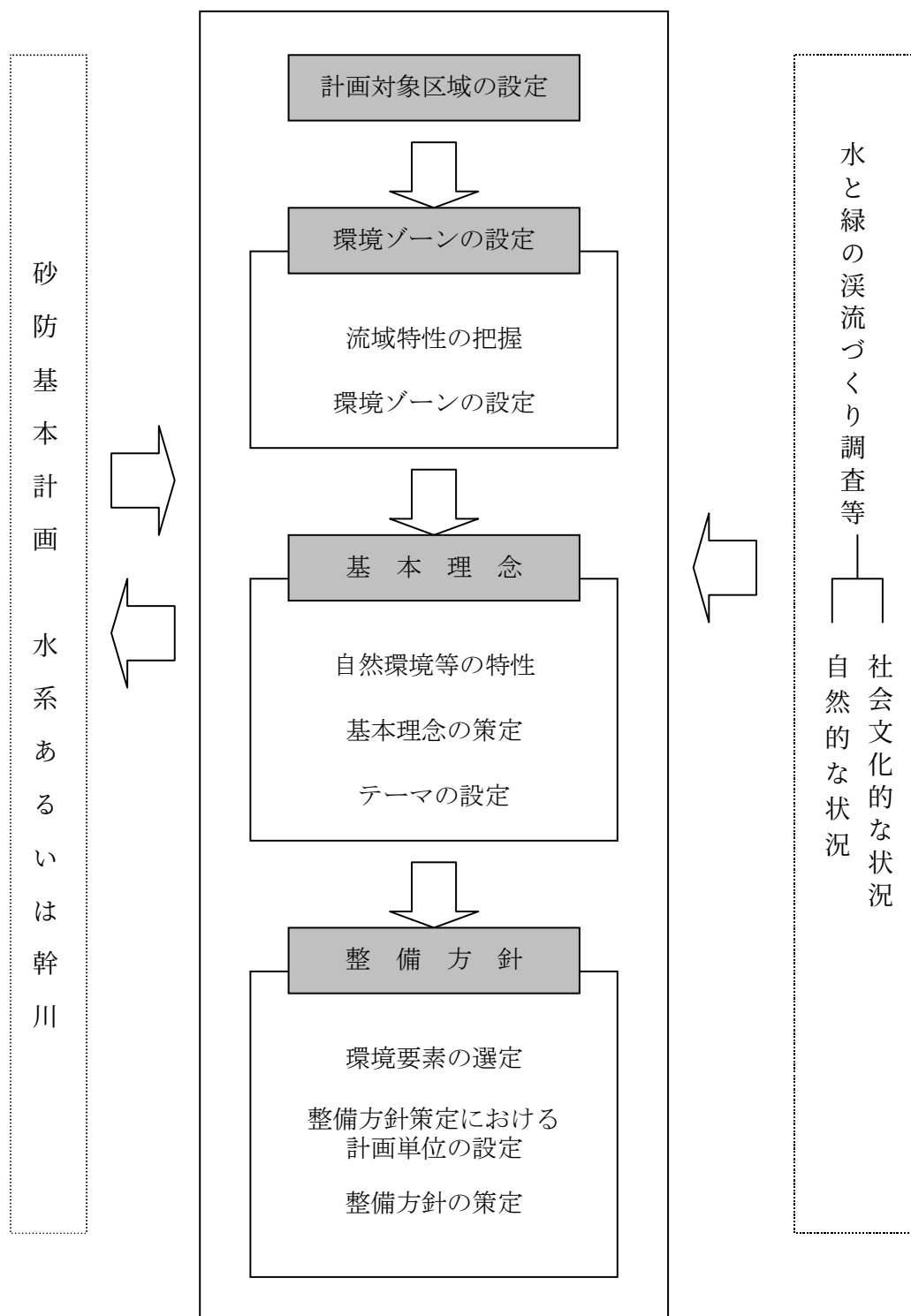


図 3-1 計画の検討手順

2.2計画対象区域の設定

計画対象区域は、流域の中から砂防基本計画の策定状況、流域の特性等に留意して、原則として水系あるいは幹川ごとに設定する。

解 説

本計画は、砂防事業の実施に際して環境面からの基本理念、整備方針を示すものである。そのため計画対象区域は、砂防基本計画の対象区域と同一とすることを原則とし、砂防基準点から上流の流域を対象として設定する。

2.3環境ゾーンの設定

2.3.1 流域特性の把握

計画の基礎資料として、既往資料に基づいて、自然、社会、防災的な観点から計画対象区域内の流域特性を把握し整理する。

解 説

流域の特性は、本計画策定の基礎的情報を把握・整理するものであり、計画対象区域内において環境ゾーンを区分し、設定する場合の基礎資料として活用する。また、「2.4.2 自然環境等の特性」において整理する項目の基礎資料ともなる。

計画対象区域は、水系あるいは幹川を単位とする砂防事業区域とすることを基本とする。流域特性として自然・社会・防災に関する次の事項を把握し、整理する。

(1) 自然特性

① 地形、水系あるいは幹川の形態

地誌、地形図、地形分類図（土地分類基本調査：国土交通省）等を用い、流域の概要を把握し、特性を簡潔に整理する。

② 地質

地誌、地質図（土地分類基本調査：国土交通省）等を用い、流域の地質概要を把握し、特性を簡潔に整理する。

③ 気象

気象月報、理科年表等を用い、流域の気象概要を把握し、特性を簡潔に整理する。

④ 植生

水と緑の溪流づくり調査（平成3年8月31日事務連絡「水と緑の溪流づくり調査」について）、現存植生図（自然環境保全基礎調査：環境省）等を用い、流域の植生概要を把握し、特性を簡潔に整理する。

⑤ 動物（魚類、鳥類、昆虫、両生類、は虫類、小動物）

水と緑の溪流づくり調査、貴重な動物分布図（自然環境保全基礎調査：環境省）等を用い、流域の動物の分布状況を把握し、特性を簡潔に整理する。

⑥ 景観

水と緑の溪流づくり調査等を用い、流域の優れた景観の分布状況を把握し、特性を簡潔に整理する。

⑦ 環境関連法令の指定

流域の自然公園、自然環境保全地域の指定状況を把握し、特性を簡潔に整理する。

⑧ 史跡、名勝、天然記念物等の指定

天然記念物緊急調査（文化庁）、流域内市町村観光パンフレット等を用い、流域内の史跡、名勝、天然記念物等の分布状況を把握し、特性を簡潔に整理する。

（2）社会特性

① 行政区分

地図、市町村便覧等を用い、流域の市町村の行政区分を把握し、特性を簡潔に整理する。

② 人口、面積

国勢調査、市町村便覧等を用い、流域の市町村の人口、面積等を把握し、特性を簡潔に整理する。

③ 土地利用

土地利用図（国土地理院）、広島県統計書等を用い、流域の市町村の土地利用状況を把握し、特性を簡潔に整理する。

④ 地域計画

地域活性化のための計画、福利厚生施設、観光施設等を把握し、特性を簡潔に整理する。

⑤ 溪流利用

漁業、溪流に係わるプロジェクト、イベント等関連計画、地元の利用要請等の概況を把握し、簡潔に整理する。

⑥ 他計画

河川環境管理基本計画等の計画がある場合、これらの概要を把握し、簡潔に整理する。

（3）防災的な特性

① 山地および溪流

災害資料、既往砂防関係調査資料、砂防事業管内図等を用い、砂防的見地から流域の山地および溪流の概況を把握し、特性を簡潔に整理する。

② 砂防事業

砂防指定地台帳、砂防基本計画等を用い、砂防指定地の指定状況を含めた流域の砂防事業の現状と計画について概要を把握し、特性を簡潔に整理する。

2.3.2 環境ゾーンの設定

計画対象区域内を、本計画を策定する上で同質の流域特性を持つ一連の地域とすることが適当な区域を「環境ゾーン」として区分し、設定する。

解 説

「2.3.1 流域特性の把握」において整理された流域特性から、環境ゾーンとして区分し、設定するものとし、例えば下記の①～③のような場合には区分・設定することができる。

- ① 緊急かつ集中的な砂防事業の展開が必要な流域
- ② 現在活発な溪流の利用がある地域、あるいは熟度の高い溪流および溪流周辺の整備計画がある流域
- ③ 貴重な自然環境の分布が認められる流域

なお、計画対象区域の流域特性が同質である場合、また、隣接する計画対象区域が同質であり、共通の基本理念を策定することが適当と判断される場合には、これら複数の計画対象区域をまとめて一つの環境ゾーンとして設定してもよい。

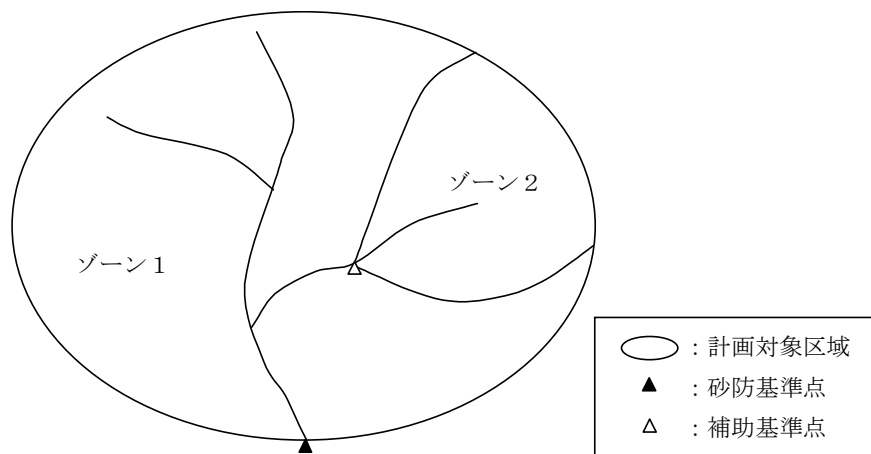


図 3-2 計画対象区域における環境ゾーンの区分（概念図）

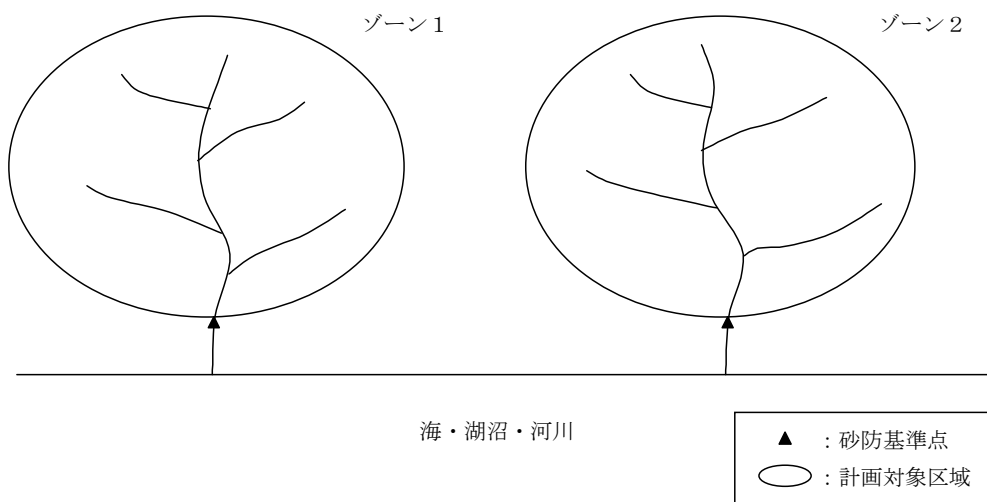


図 3-3 計画対象区域を単一の環境ゾーンとして設定する場合の概念図

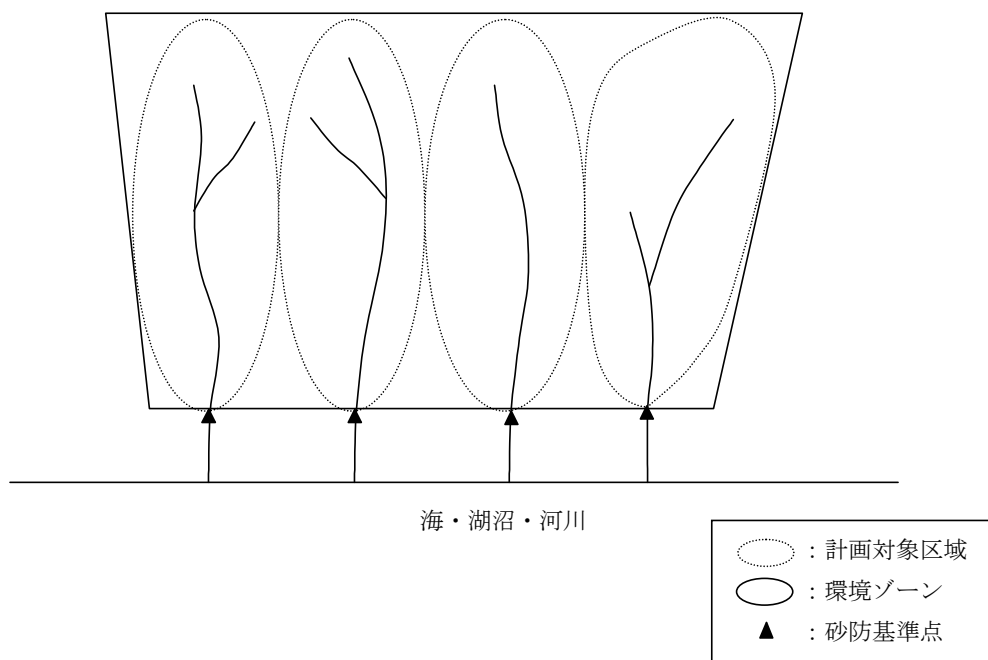


図 3-4 隣接する計画対象区域を単一の環境ゾーンとして設定する場合の概念図

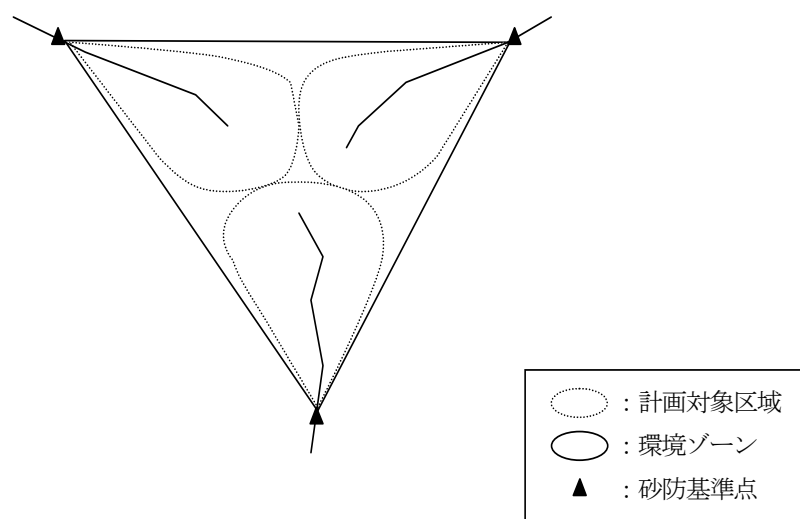


図 3-5 山系一体で単一の環境ゾーンとして設定する場合の概念図

2.4基本理念について

2.4.1 定 義

基本理念は、環境ゾーンの流域特性のうち自然特性，社会特性に基づいて，自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用に関する基本的な考え方を示すものである。

解 説

基本理念は、本計画の計画対象区域において、砂防事業を実施するにあたり、環境対策についての基本的な考え方を示すものである。そのため、環境ゾーンにおける自然環境等の特性（流域特性の中の自然特性および社会特性）を考慮しながら、次の事項に対する基本的な考え方を簡潔に示すものとする。

- ①自然環境・景観の保全
- ②自然環境・景観の創造
- ③溪流の利用

なお、ここで用いる「保全」、「創造」および「溪流の利用」は、以下のような概念とする。

（１）保 全

「保全」とは、自然環境・景観の質を現在の状態に保つことである。

現在の状態に保つための考え方には、全く手を付けない、あるいは適正な維持管理をするという考え方とともに、一時的にあるいは短期的に現在の状態を損なうことがあっても、元の状態に戻す（自然にあるいは人為的に）という考え方も含めるものとする。

（２）創 造

「創造」とは、現在の自然環境・景観を新たに良好な状態に創り変えることである。

新たな状態に創り変えるための考え方には、本来あるべき姿に戻す、将来的には周辺と調和した状態にするという考え方とともに、人間の社会活動にとって利用しやすい状態にするという考え方も含めるものとする。

（３）溪流の利用

「溪流の利用」とは、自然環境等に留意しつつ、人間の活動の場として、溪流および溪流周辺の利用・活用を図ることをいう。

すなわち、溪流および溪流周辺の自然，社会，文化的な状況に配慮しながら，レクリエーション，散策，自然観察，文化的活動等の一般の利用に供するという考え方である。

2.4.2 自然環境等の特性

基本理念の策定およびテーマの設定のために、環境ゾーンにおける自然環境等の特性を把握し、整理する。

解 説

自然環境等の特性は、環境ゾーンにおける特性を概括し、基本理念の策定、テーマの設定の資料とするとともに、整備方針策定のための基礎資料として用いるものである。資料としては、「2.3.1 流域特性の把握」で整理した資料のほかに表 3-1を参考とし、以下の項目について整理する。

なお、各項目の分布域等については、できる限り1/50,000程度の縮尺の図面に整理するものとする。

(1) 自然環境・景観の保全に関する項目

- ・植物・動物に係る項目……………貴重な動植物等
- ・景観に係る項目……………史跡、名勝・景勝地等
- ・自然環境の法令に係る項目…自然環境保全地域、自然公園、鳥獣保護区等

(2) 自然環境・景観の創造および溪流の利用に関する項目

- ・植物・動物に係る項目……………溪流に係りの深い動植物等
- ・景観に係る項目……………景勝地、史跡、展望地等
- ・溪流利用に係る項目……………溪流利用実態、地元の意向等
- ・レクリエーションに係る項目…溪流に係りの深い野外レクリエーション他
- ・河川構造物等に係る項目…………河川横断工作物・魚道等
- ・開発計画に係る項目……………地域計画

第III編 計画編：第3章 溪流環境整備計画

表 3-1 自然環境等に係る項目と資料等

項 目	内 容	出 典 等
① 植物、動物	植生の状況 動物の状況 貴重な動植物の分布状況 溪流性の動植物の分布状況	国土交通省 水と緑の溪流づくり調査 河川水辺の国勢調査 環境省 自然環境保全基礎調査 文化庁 天然記念物緊急調査 広島県 植生図，鳥獣統計 (市町村) 市町村誌（生物）
② 景観	景勝地の状況，展望地の状況	環境省 自然環境保全基礎調査 広島県 観光便覧
③ 流量，水質	河川流量，水質の状況	国土交通省 流量年表，水質年表 広島県 公共用水域水質測定
④ 地形・地質	地形分布の状況 地質分布の状況	国土交通省 土地分類基本調査 広島県 土地分類図
⑤ 気 象	気象の状況	気象庁 気象月報
⑥ 自然環境保全法	原生自然環境保全地域，自然環境保全地域の指定状況	環境省 自然環境保全地域図 広島県
⑦ 自然公園法	国立公園，国定公園，県立自然公園の指定状況	環境省 自然公園図 広島県
⑧ 文化財保護法	名勝，天然記念物の指定状況 史跡の分布状況	文化庁 名勝，天然記念物，史跡 広島県 遺跡地図
⑨ 鳥獣保護および狩猟に関する法律	特別保護地区，鳥獣保護区の指定状況	広島県 鳥獣保護区等位置図
⑩ 森林法	保安林の指定状況 保護林の指定状況	林野庁 保安林・保護林位置図 広島県
⑪ 砂防基本計画等	土砂整備方針の状況 施設配置の状況	国土交通省 砂防施設位置図 広島県 砂防指定地状況
⑫ 河川環境管理基本計画等	テーマ，基本理念 ゾーニング ブロック，ネットワーク	国土交通省 河川環境管理基本計画 広島県 河川空間管理計画 水環境管理計画
⑬ 河川構造物等	河川横断工作物，魚道の状況	国土交通省 河川横断工作物点検調査
⑭ 溪流利用等	溪流利用実態 地元の利用要請，意向	国土交通省 アンケート調査 広島県 ヒアリング調査 (市町村)
⑮ 景観条例等	景観に係る条例，要綱の状況	広島県 景観条例，要綱 (市町村)
⑯ 関連計画等	溪流に係わるプロジェクト，イベントの状況	国土交通省 プロジェクト，イベント 広島県 公園計画，整備計画 市町村 えん堤計画
⑰ 地域計画	総合計画，長期計画，振興計画の状況	広島県 長期計画，総合計画 (市町村) 振興計画
⑱ レクリエーション他	レクリエーションの状況	広島県 観光便覧 (市町村) 観光パンフレット等
⑲ 集落・人口	集落，人口，世帯数の状況	総務省 国勢調査 (市町村) 住民基本台帳等
⑳ 土地利用・河川利用	土地利用の状況 水利権，漁業権の状況	国土交通省 土地利用基本計画図 広島県 水利権台帳，漁業権
㉑ 交通・道路	道路・交通の状況	国土交通省 交通情勢調査結果 広島県 道路網図
㉒ 文化・歴史	文化・歴史の状況	市町村 市町村誌

2.4.3 基本理念の策定

基本理念は、自然環境等の特性に基づき、自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用について基本的な考え方を本文と解説文によって示すものとする。

解 説

基本理念は本計画の骨子の一つであり、以下の点に留意して策定する。

- ① 基本理念の本文は、環境ゾーンの将来の姿、環境ゾーンの特性等を踏まえた自然環境・景観の保全、創造および溪流の利用についての基本的な考え方を簡潔に表現する。
- ② 自然環境・景観の保全に係る基本理念としては、貴重な動植物の分布や生息環境、優れた景観、自然環境に係る法的な地域指定の状況に留意し、これらの保全を図る考え方を示す。
- ③ 自然環境・景観の創造に係る基本理念としては、溪流および溪流周辺に対する社会的な要請にも留意し、これらの創造を図る考え方を示す。
- ④ 溪流の利用に係る基本理念としては、地域計画等を踏まえ、積極的に溪流空間の利用を図る考え方を示す。
- ⑤ 基本理念の解説文では、できる限り地域において親しみやなじみのある生物、景観、溪流等の固有名詞を取り入れて、本文を補足する。

2.4.4 テーマの設定

テーマは、基本理念を象徴する表現として設定する。

解 説

テーマは、本計画のキャッチフレーズとして位置づけられるものであり、基本理念の主旨を総合的かつ端的に表現する簡明な語句によって構成する。

テーマには、地域住民が環境ゾーンの特徴を想起できる、なじみの深いキーワード（地名、生物、伝説等）を盛り込むように心がける。

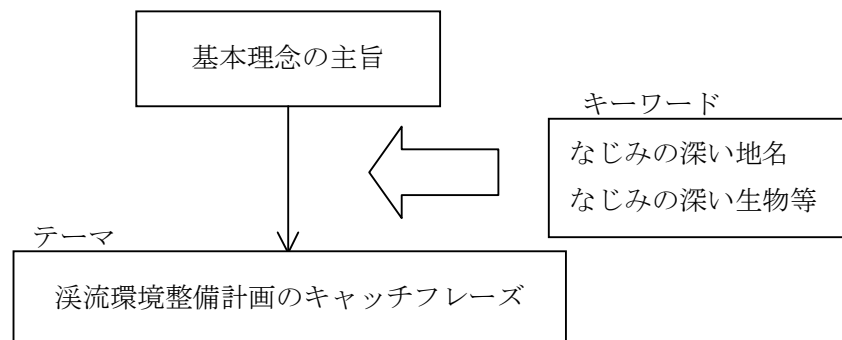


図 3-6 テーマ設定の考え方

2.5整備方針について

2.5.1 定 義

整備方針は、基本理念を踏まえて、自然環境・景観の保全と創造、および溪流の利用に配慮した砂防設備の整備に関する考え方を、原則として溪流ごとに示すものである。

解 説

整備方針は、基本理念を踏まえた砂防事業を実施するため、原則として溪流ごとに自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用の対象となる環境要素を明らかにし、そこに分布する環境要素に配慮した砂防設備の整備についての考え方を簡潔に示す。

なお、環境要素については「2.5.2 環境要素の選定」を参考とされたい。

2.5.2 環境要素の選定

環境要素は、環境ゾーンにおける自然環境等のうち、整備方針の対象とする要素をいい、その選定は、基本理念を踏まえ、「溪流の自然環境・景観の保全と創造」および「溪流の利用」に関係する要素を対象に行う。

解 説

(1) 環境要素の考え方

環境要素は、「2.4.2 自然環境等の特性」において把握された情報のうち、整備方針で対象とする要素のことである。

その選定にあたっては、自然環境等の分布域、貴重な生物の生息・生育条件、情報の精度（特に生物関係は調査方法および調査時点に留意する）、砂防事業などとの関わり方等に留意しながら、以下の例示のような自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用に関する情報を収集・整理し、整備方針策定に関係する要素を抽出する。

調査方法は、文献調査、「水と緑の溪流づくり調査」の成果等を用いる。

[例]

<自然環境・景観の保全と創造に係る環境要素>

① 自然環境保全法令による保護対象区域

- ・自然公園(国立公園,国定公園,県立自然公園), 自然環境保全地域, 原生流域等

② 学術上貴重な生物

- ・天然記念物, レッドデータブック対象種, 自然環境保全基礎調査対象種等

③ 植生

- ・湖畔林, 溪畔林, 自然林(原生林), 保護林, 自然植生, 昆虫等の食草等

④ 動物

- ・溪流魚, 放流魚, 水生生物, 溪流に係わりの深い野生動物(生息環境を溪流および溪流周辺に依存するもの)等
- ・産卵地・放流箇所等

第III編 計画編：第3章 溪流環境整備計画

⑤ 景観

- ・ 史跡，名勝，滝，溪谷，峡谷等の景勝地
- ・ 景勝等の展望地

＜溪流の利用に係る環境要素＞

① 溪流の利用

- ・ 釣り，キャンプ，観光・レクリエーション，イベント等

② 観光資源

- ・ 山岳，溪谷，滝，湖沼，えん堤

③ 地域整備計画

- ・ 総合計画，長期計画，公園計画等

なお，これらの環境要素に係る資料は，表 3-1および表 3-2を参考とされたい。

(2) 環境情報図の作成

整備方針の策定対象範囲である計画単位を設定し，整備方針を策定するために，環境要素の分布を環境情報図として整理する。

環境情報図は以下の7種類の主題図（縮尺 1/50,000 を標準とする）として整理する。

- ① 貴重な動植物分布図
- ② 溪流付近の植生図
- ③ 溪流に係わりの深い動物分布図
- ④ 景観資源分布図
- ⑤ 観光資源位置図
- ⑥ 溪流利用状況図
- ⑦ 地域整備計画図

第III編 計画編：第3章 溪流環境整備計画

表 3-2 水と緑の溪流づくり調査に係る環境要素と資料等

項 目	環 境 要 素	資 料 等	環境情報図
魚 類 植 生 鳥 類 両 生 類 は 虫 類 哺 乳 類 昆 虫 類	天然記念物	文化財調査，天然記念物緊急調査 (文化庁，広島県)	貴重な動植物 分布図
	希少野生動物（絶滅のおそれのある野生動物の種の保存に関する法律）	絶滅のおそれのある野生動物の種の保存に関する法律	
	貴重植物，主要野生動物，優れた自然（植物，動物）	第1回自然環境保全基礎調査 (環境省)	
	特定植物群落，希少種（鳥類），重要な両生類，は虫類，淡水魚類，昆虫類	第2回自然環境保全基礎調査 (環境省)	
	巨樹，巨木	第4回自然環境保全基礎調査 (環境省)	
	絶滅種，絶滅危急種，危惧種，希少種，レッドデータブック対象種	緊急に保護を要する動植物の種の選定調査 (環境省)	
	指定植物	自然公園に係る調査（環境省）	
	学術上価値の高い生物群集および生物の所在地	天然記念物緊急調査 (文化庁)	
	保護上重要な植物	陸上生物群集の保護調査	
	既存植生図	第2回，3回自然環境保全基礎調査 (環境省)	
(景 観)	史跡，名勝，景勝地	文献調査，天然記念物調査 (文化庁，広島県)	景 観 資 源 分 布 図
	自然景観資源	第3回自然環境保全基礎調査 (環境省)	
利 用 実 態	観光資源 ・ 山岳 ・ 溪谷，滝，湖畔林，淵 ・ 湖沼，えん堤 ・ 植物，動物 ・ 特殊地形，湧水群 ・ 溪流釣り	・ 全国観光情報ファイル (財)日本観光協会) ・ 全国観光動向 (財)日本観光協会) ・ 全国観光地利用動向調査 (財)日本観光協会) ・ 観光便覧 (広島県) ・ 観光パンフレット等 (広島県)	観 光 資 源 位 置 図 等 溪 流 利 用 状 況 図
	溪流利用 ・ キャンプ場 ・ 観光漁場 ・ ハイキングコース ・ 自然歩道，自然研究路，遊歩道 ・ 展望台等施設 ・ 公園，温泉 ・ 溪流プール ・ カヌー，ボート，船下り ・ 探鳥会，自然観察会	・ 釣り雑誌 ・ 観光と旅，郷土資料事典	
ニーズ把握	・ 溪流利用実態 ・ 地方自治体，民間等の溪流整備，利用計画 ・ 溪流周辺の市街地，観光地とのロケーションとアクセス ・ 利用者および市町村の溪流整備・利用の意向	・ 長期計画，整備計画 (自治体) ・ 観光，リゾート計画 (自治体，民間) ・ アンケート，ヒアリング (溪流利用者，地元住民，自治体，民間等)	地 域 整 備 計 画 図

2.5.3 整備方針策定における計画単位の設定

環境ゾーンにおける環境要素の特性および分布状況から、おおむね同質、同等として取り扱うことが適当と判断される溪流の集合を一つの単位とみなして、整備方針策定における計画単位として設定することができる。

解 説

施設配置および構造について、環境要素がおおむね同質、同等と判断される溪流の集合を一つの溪流とみなして、整備方針策定における計画単位（以下、計画単位とする）として設定することができる。

なお、整備方針策定における計画単位の設定にあたっては、「2.5.2 環境要素の選定」において整理された環境要素のほか、砂防基本計画（施設配置計画）、行政区分等にも留意して総合的に検討する。

（１）計画単位の設定方法

計画単位は、環境ゾーンの自然環境等の特性に留意し、主要な支川の流域、「2.5.2 環境要素の選定」で作成した環境情報図を重ね合わせて、環境要素の分布状況、環境要素の特性を踏まえながら設定する。

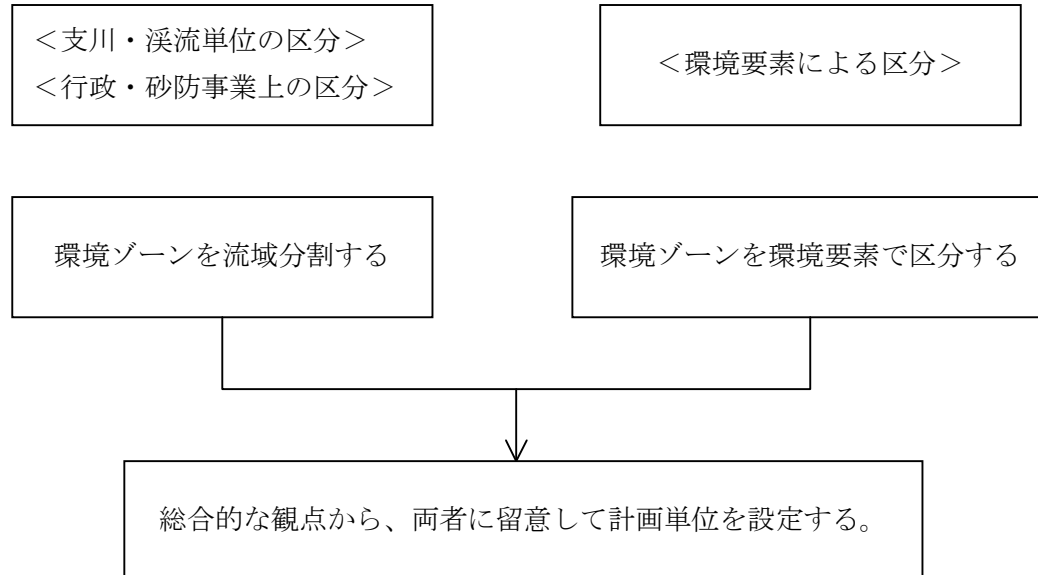


図 3-7 計画単位の設定フロー

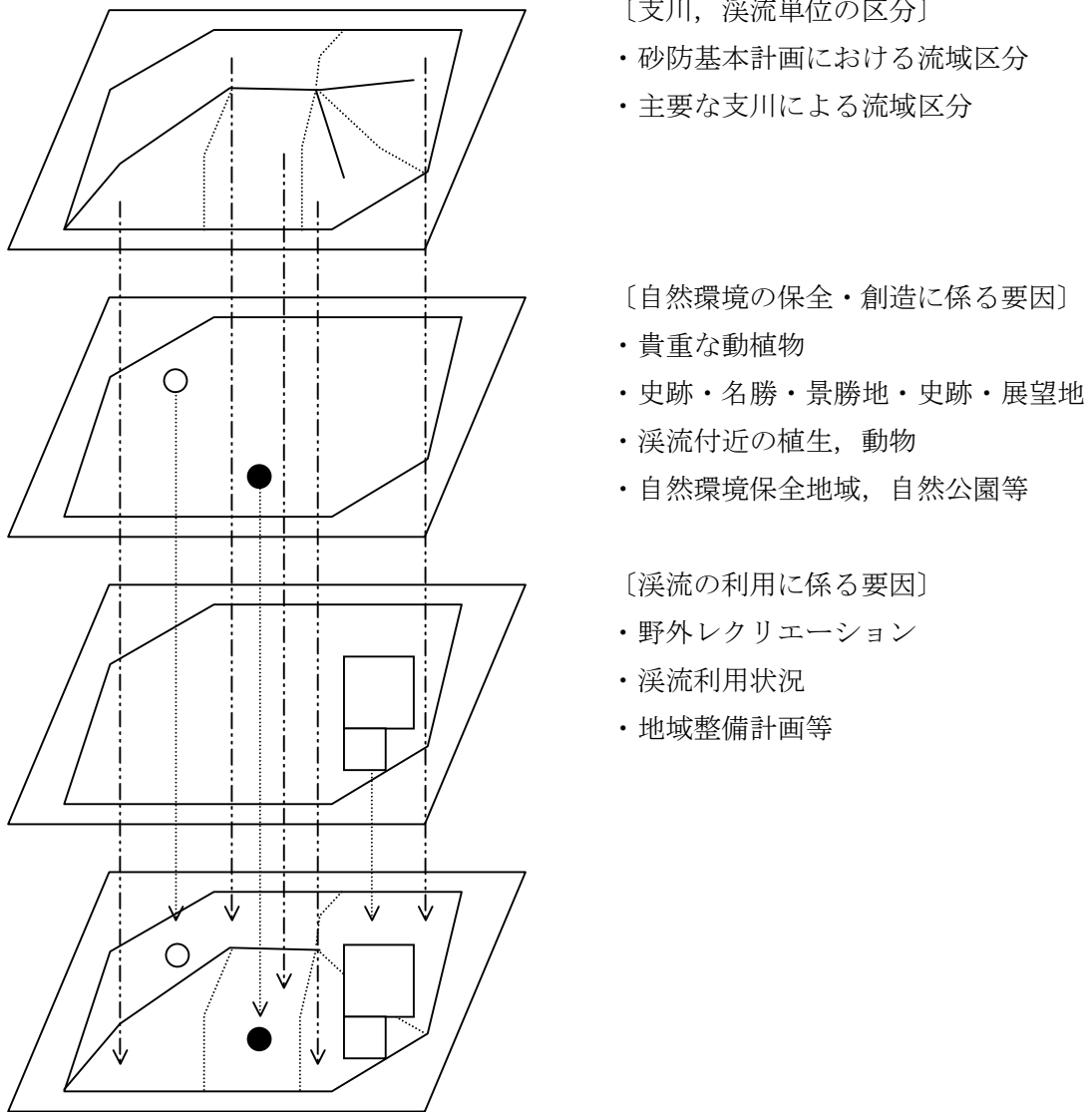


図 3-8 計画単位の設定イメージ

2.5.4 整備方針の策定

整備方針は、自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用等の観点から、計画単位における環境要素の特性並びにそれに対する配慮事項を明らかにして、砂防設備の配置、構造に係る留意事項およびその対処方針について簡明に示す。

解 説

整備方針は、計画単位の環境要素の特性を踏まえ、自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用に関して、環境ゾーン全域における総合的な観点のもとに計画単位の特色を明確にするように策定するものとし、計画単位ごとに以下の事項を明らかにする。

- ①計画単位の溪流特性
- ②分布する環境要素の特性
- ③各環境要素に対して配慮すべき事項
- ④砂防設備の整備（配置・構造）に係る留意事項
- ⑤砂防設備の整備に係る留意事項に対する対処方針

（１）砂防設備の整備に係る留意事項

砂防設備の整備に係る留意事項についての具体的なキーワードとしては、以下を参考にされたい。

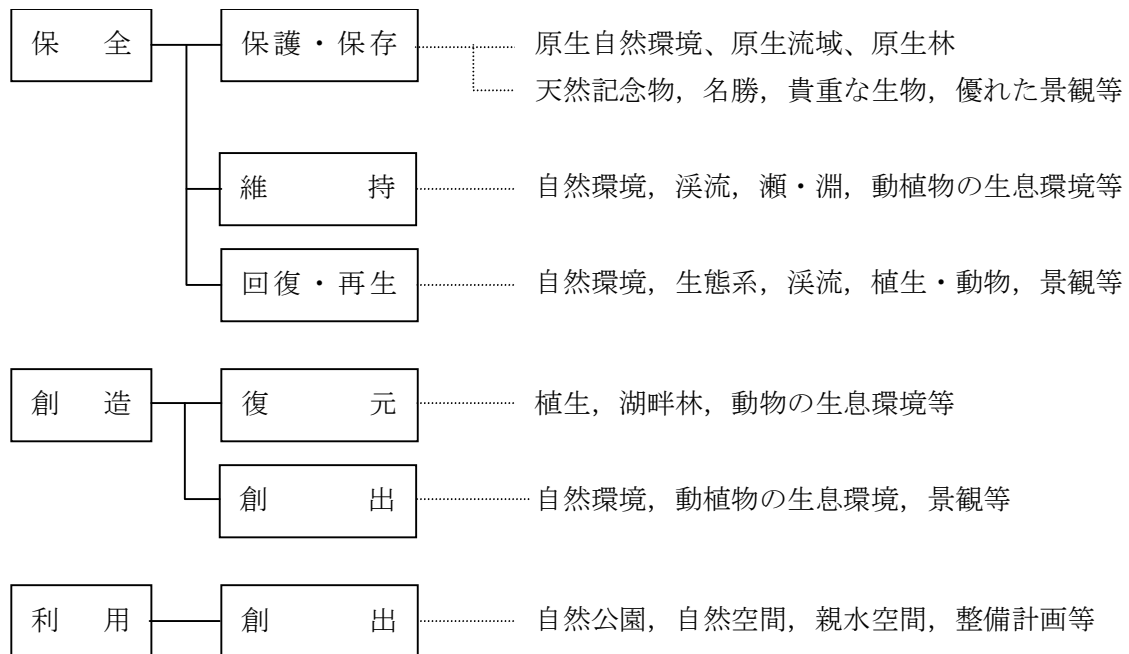
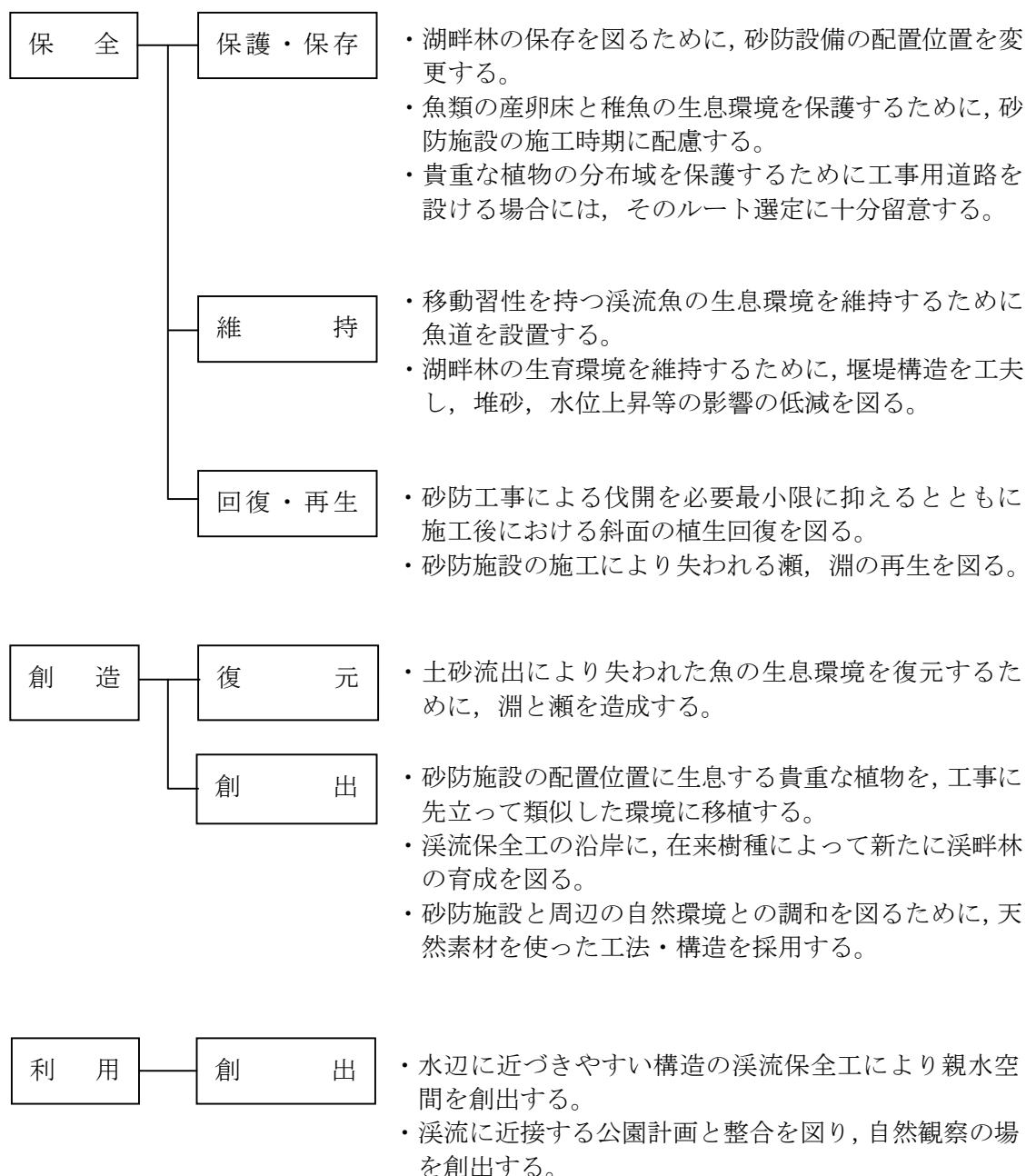


図 3-9 留意事項に係るキーワード

(2) 砂防設備の整備に係る留意事項に対する対処方針（例）

砂防設備の整備に係る留意事項に対する対処方針の記述例を以下に示すので、参考にされたい。



第4章 溪流魚道の計画

＜土木研究所資料第 3530 号 砂防溪流における魚道設置の手引き（案）より抜粋一部加筆＞

1. 溪流魚道の考え方

1.1 溪流魚道の定義

この指針における溪流魚道（以下魚道という）とは溪流を横断して設けられ、魚類の移動を阻害している、あるいは阻害する可能性のある床固工、砂防えん堤等の構造物にその障害を軽減、除去するために設置される水路及びそれに付随する構造物を言う。

解 説

砂防溪流において魚道を設置する場合、一般の河川で用いられている魚道の考え方を踏まえ、土砂移動の激しい溪流（扇状地上の溪流を含む）に合った魚道を選択する必要がある。そのためには維持管理を含め、魚道内への土砂流入・土砂堆積等への配慮が必要である。このように砂防溪流の特性に配慮した魚道を溪流魚道という。

なお、以下では溪流魚道を略して単に魚道と呼ぶこととする。

1.2 魚道設置の目的

魚道設置の目的は溪流内における魚類の移動（遡上と降下）への障害を除去、軽減することによって、溪流生態系の保護・育成をはかり、魚の住みやすい溪流の状態を維持することである。

解 説

溪流の中を横断して砂防施設が設置されると、流れが不連続となり、水生生物の生活に影響を与えることがある。魚道設置の第一の目的は、溪流内における魚類の生活行動（遡上、降下）への障害を除去・軽減することであり、溪流生態系を保全し、魚や他の生物のすみやすい環境を維持するためのものである。

1.3基本調査

対象砂防施設における魚道の必要性について検討を行う。

解 説

魚道の設計に入る前に、まず砂防施設への魚道設置の必要性の確認を行う。

ここでは、砂防施設に設置する魚道の必要性を検討するための基礎資料の収集・整理を行い、魚道を設置するかどうかの検討を行う。

調査項目	新設施設 の場合	① 現在、縦断的に溪流を移動する魚類が生息しているか ② 将来、上下流に魚類を移動させる必要があるか ③ 漁業権が設定されているか ④ その他
	既設施設 の場合	① 過去に縦断的に溪流を移動する魚類が生息していたか ② 現在、砂防施設の下流側に魚が集まっているか ③ 将来、上下流に魚類を移動させる必要があるか ④ 地域（漁協組合を含む）から魚道の設置の要望が強いのか ⑤ その他

（１）魚道設置が必要な場合

- ①現在の魚類の生息環境を分断する位置に横断構造物を設置する場合
- ②魚類が砂防えん堤、床固工等の構造物の下流に滞留し、その構造物が移動を阻害している場合
- ③現在は魚が生息していないが昔は魚が生息し、将来復元を考えている箇所

（２）魚道設置が不要あるいは必ずしも必要とは言えない場合

- ①過去から現在にかけて魚が生息していたことがなく、将来に亘って魚が生息する可能性の低い箇所の場合
- ②魚が生息しているが、対象魚が溪流を縦断的に移動する習性がない場合

1.4設計手順

砂防河川における魚道設計手順の考え方を以下に示す。

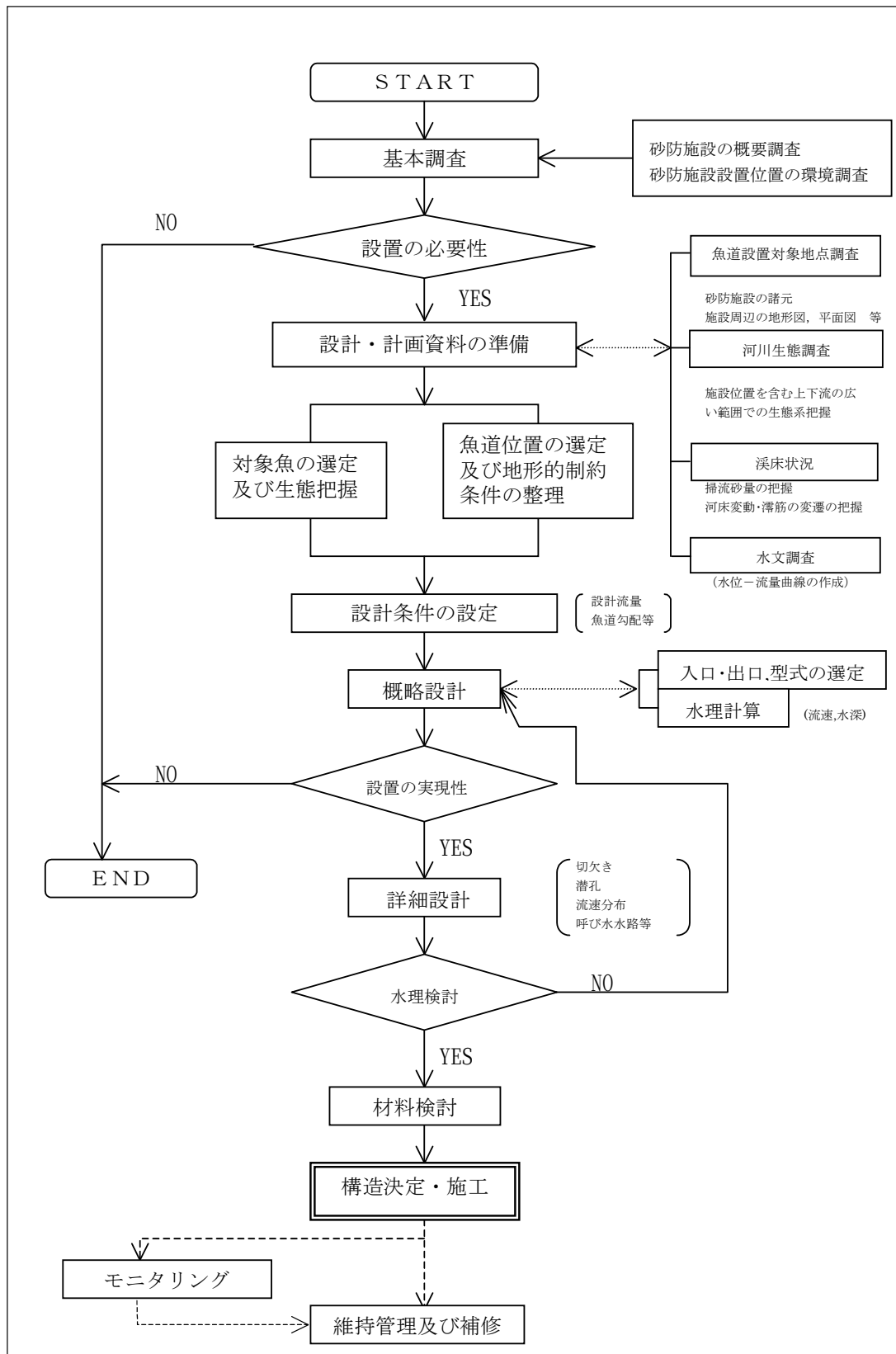


図 4-1 魚道の設計手順

解 説

魚道設置に当たって事前に必要な調査は魚道を設置する対象である砂防施設の調査、河川生態調査、河道現況調査、水文調査などである。この資料を基に設置地点にあった魚道を設計する。

(1) 事前調査 [設計・計画資料の準備]

①砂防施設の種類、目的、諸元と砂防施設周辺の地形等の調査

魚道設置の対象となる砂防施設の種類（えん堤、堰、床固工等）、諸元や上下流水位等に関する情報を把握する。施設設計図、周辺の地形図、堆砂状況等の収集、調査を行う。

②河川生態、特に魚類についての情報収集

生息魚類等に関する情報、例えば周辺に生息する魚の種類、その遡上時期、降下時期、遊泳力、跳躍力、その他の行動特性について把握する。

その他当該地に漁業権があるか否か、ある場合の魚種を把握しておく。

③河道現況調査

当該砂防施設の上下流の河道の状況（溪床勾配、溪床形態、溪床材料、蛇行の状態、その他）について把握する。新規に設置される構造物の場合は、それが設置されることによる河床変化の予測資料などがあるとよい。

④水文諸量の把握

当該地点の溪流の水位（水深）、流量、流況、水温、水質などに関する情報を収集し、水位～流量曲線の作成など、情報は整理しておく。

(2) 設計手順

①対象魚種の選定

事前調査の結果を検討し、学識経験者の意見を参考にして対象魚種を選定する。

②対象魚類の生態調査

対象とした魚種の詳しい生態調査を行う。

③魚道の位置の決定及び地形的制約条件の整理

砂防施設の位置、河道の状況などを勘案して魚道の位置を決定する。その際近隣の既設魚道の機能実態等を参考にする。

加えて、決定した魚道設置位置が有する地形的制約条件を整理しておく。

④設計条件の設定

魚道の設計に当たり、下記の項目を整理する。

・設計流量の設定

水文情報、溪流の規模及び対象魚の生態等から魚道に流すべき設計流量を設定する。

・魚道の形式、規模

対象魚、設計流量、上下流の水位差等から魚道の形式、規模、勾配等を決定する。

⑤魚道の入口・出口の選定

魚類の遡上経路、集魚場所を調査する。

⑥魚道形式の選定

設置可能な魚道を幾つか選定する。

第III編 計画編：第4章 溪流魚道の計画

⑦概略設計

④の条件の基で水理計算を行い，魚道の最大流速，水深等を求める。

⑧詳細設計

魚道細部の設計（切欠き，潜孔，呼び水水路等）を行い，この条件で魚道の充たすべき水理条件を満足しているか否かをチェックする。条件を充たさない場合は魚道形式の再検討，細部諸元の修正をして条件を充たすまで繰り返す。

⑨構造設計

砂防溪流では土砂移動が激しいために魚道の摩耗破損の可能性が高い。従って溪流の状況を考慮して，耐磨耗性資材を用いるなどの対策を講ずる。

（3）魚道の維持管理及び補修

施工された魚道が常に有効に機能するような方策を検討する。

2. 魚道設計のための調査・計画

2.1 魚道の設計・計画資料の準備

魚道の設計・計画に当たって以下の4項目の調査・資料収集を行う。

- (1) 魚道設置対象地点調査
- (2) 溪流生態調査
- (3) 溪床現況調査
- (4) 水文調査

解 説

魚道はそれが設置される砂防施設の種類や設置場所の河道の状況等により適切な種類を選定する必要がある。

(1) 魚道対象地点調査

魚道を砂防えん堤に設置する場合とえん堤に比べ高さの低い床固工に設置する場合とでは、適応する魚道の種類が異なってくる。

・砂防施設の概要

- ・砂防施設の種類
- ・砂防施設の諸元
- ・砂防施設の構造把握

} 平面図、構造図等の収集

・砂防施設周辺の状況

- ・流出土砂量の多少 - - - - -計画流出（生産）土砂量の把握
- ・溪床材料（礫・砂利・砂）
- ・溪床勾配（緩・急）
- ・砂防施設周辺の状況
 - 川幅の広狭
 - 後背地の広狭

} 地形図の収集

砂防施設の設置目的は土砂の流出防止である。そのために施設上流側には土砂堆積があり、これが魚道設置時の最も大きな問題点となる。

魚道が魚の移動時期には正常な状態である型式を決定するためには、魚道の勾配（砂防施設の高さとの関係）、濬筋との関係等、諸条件に注意をして設計に当たる。また、魚道のための設置場所が十分であるか否かをはじめ移動土砂量等の把握が必要である。

(2) 河川生態調査

下記の項目について魚道設置位置周辺の生物の生息状況を調査する。この際、「水と緑の溪流づくり調査」、「河川水辺の国勢調査」等で既に調査されている資料がある場合にはこれらを利用すると良い。

- ・魚 類 : 溪流内の魚類の生息状況調査
- ・底生生物 : 溪流の水域における底生生物、藻類等の水棲植物の調査
- ・植 物 : 溪流周辺の植物の生育状況の調査
- ・動 物 : 昆虫を含む陸上の動物等の生息状況の調査

(3) 溪床状況調査

砂防施設周辺の溪流状況は、施設設置によって大きく変化することがあるので、魚道を設置する場合にはその変化を考慮して諸元を決定する必要がある。

- ・ 溪流の平面形状、溪床勾配の把握
- ・ 掃流砂量の把握
- ・ 溪床変動、滞筋の変遷調査

(4) 水文調査

魚道を設計する上で不可欠の資料である。

- ・ 降 水 : 流域の降水特性を把握
- ・ 流 量 : 豊・平・低・渇水量をはじめ魚類の遡上・降下期の平均的な流量の把握

2.2対象魚の選定

魚道の設計に当たっては、対象魚類を選定し、対象魚の遊泳能力、跳躍力、体長、体高、生活行動の特性等について資料を収集する。

解 説

ここで調査対象とする魚類は中～上流域に生息するものと上流域に産卵する場所を必要とする回遊魚等である。また、近年では漁協による多種・多量の放流が行われており、それらの放流魚に対しても配慮が必要となる。

魚は種類によってまた魚令（体長）によって、遊泳能力や跳躍力等の魚道の構造や寸法の決定に影響を及ぼす要素の値が異なるから、適切な魚道の設計のためには対象とする魚種の設定と、その生態に関する詳細な情報が必要である。

魚類の遡上能力の限界値の設定は体長・体高、遊泳特性などを考慮して行う。対象魚の遊泳力を推定するのに体長は有力な情報であり、体高は遊泳に必要な最小水深を規定する。

最大遊泳能力（＝突進速度）は一般的には体長に比例し、紡錐型をした魚類では、体長（B L）の10倍（cm/sec）程度である。しかし、例外も多く、アユの突進速度は12～18 B L cm/sec程度でかなり大きい。又B Lが著しく大きい場合や小さい場合にはこの目安から大きくはずれるので注意をしなければならない。遊泳に必要な最小水深は体高の1/2程度である。

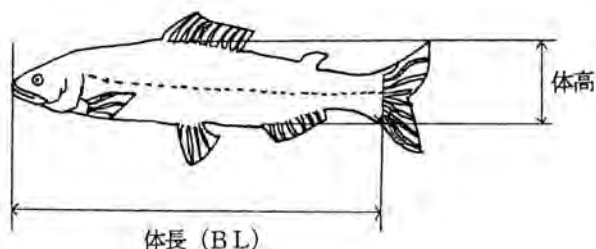


図 4-2 魚の体長（B L）と体高

第III編 計画編：第4章 溪流魚道の計画

表 4-1 代表的な魚道対象魚類

魚種	成魚の平均体長 (cm)	遊泳速度 (cm/sec)		遡上時期	降下時期	水 温	産 卵	食餌
		突進速度	巡航速度					
ヤマメ	降海型60 陸封型30	(体長20cm) 150～250	80～100	3～5月 (40～60)	4～6月 (10～20)	10～15℃	9～11月	肉食
イワナ	14～70	(10,20) 150～250	80～100	夏 (30～60)	3～6月 (15程度)	8～15℃ (20℃まで)	9～11月	肉食
アマゴ サツキマス	降海型25～50 陸封型20～25	(1年魚)240 (2年魚)320	70～140 70～140	4～5月 (30～40)	11～3月 (15～25)	20℃以下	10月下旬	肉食
ウグイ	30	(7～10) 100		2～6月			(春～夏) (水温15℃前後)	雑食
アユ	10～30	(4～5) 50～70 (5～9) 100～120 (14.4) 178	5～10 40～60 100	3～7月 (7～8)	秋 (孵化仔魚)	12～14℃ (成長期22～23)	8～12月	プランクトン 藻類
ニジマス	80～100	(15～40) 170～200	40～100	9～11月		20℃程度 (24～5℃)	4～6月	プランクトン 藻類
カジカ	15			2～7月 (2程度)	1～6月 (孵化仔魚)		1～6月	プランクトン 藻類
ゴギ	20					20℃を超えないところ	10下～11中月 (水温11～8℃)	肉食

注：遡上時期、降下時期の下の（）内は、その時の体長(cm)

表 4-2 魚類による川の利用

魚種	区分	利用区分	水域			支川	魚種	区分	利用区分	水域			支川
			早瀬	平瀬	淵					早瀬	平瀬	淵	
イワナ		摂餌					ウグイ		摂餌				
		繁殖							繁殖				
		休息・避難等							休息・避難等				
ヤマメ アマゴ		摂餌					カワムツ		摂餌				
		繁殖							繁殖				
		休息・避難等							休息・避難等				
カジカ		摂餌					アユ		摂餌				
		繁殖							繁殖				
		休息・避難等							休息・避難等				
						ヨシノボリ		摂餌					
								繁殖					
								休息・避難等					

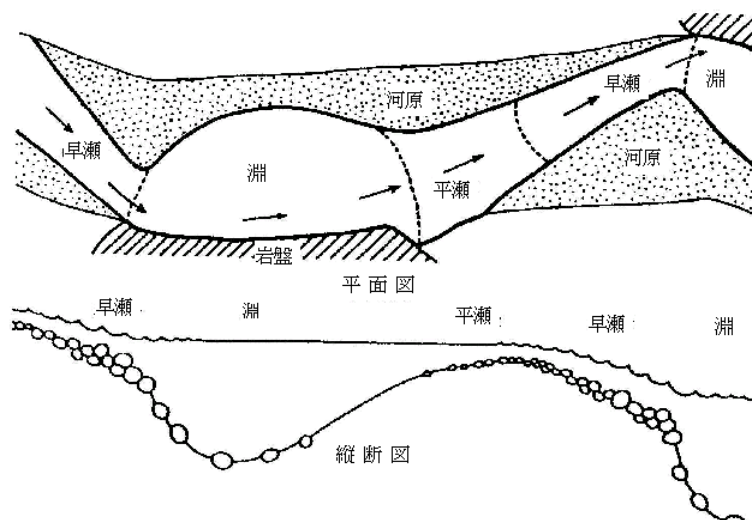


図 4-3 早瀬・平瀬・淵の模式図

2.3設置位置の選定及び地形的制約条件の整理

- (1) 魚道が安定した機能を発揮するよう設置場所の選定に当たっては次の点に配慮する。
 - ①魚類の遡上経路の確認
 - ②魚類の集魚場所の確認
 - ③魚道設置に当たっては河川管理施設等構造令に配慮
- (2) 砂防施設周辺の地形的条件を把握する。

解 説

- (1) 魚道を床固工や砂防えん堤のどの位置に設けるかは魚道の良否を大きく左右する。
魚道の位置選定に当たっては、次の点が配慮されなければならない。

- ①魚道を既設の砂防施設に設置する場合は、事前調査によって把握した遡上経路を確認する。新たに設置する場合には、流況を推定しその結果に基づいて遡上経路を推定する。どちらの場合も滞筋の長期的な変動を考慮して設置位置を決めるものとする。中村は、遡上中の魚の取るルートを下記のように整理している。

- (図 4-4 参照)

- A のケース：遡上魚の巡航速度よりも大きな流速の流れを僅かに避けて巡航速度で前進できる、ある限られた帯状の場所に集中して前進すると考えられる。
 - B のケース：周辺が弱すぎる流れの中であって、巡航速度以下の比較的強い流れがある場合には、この中に遡上魚の群が集中するに違いない。
 - C のケース：流速が速すぎるというわけではないが、流れがくねくね乱れていて、その中に穏やかな流れがある場合はそこが遡上路になる。
 - D のケース：魚は体長相当分の長さしか流れを認識出来ない。したがって十分大きな循環流に入ってしまうと抜けられなくなるので注意が必要である。

- ②集魚場所の見極めは魚道入口の設定に当たって最も重要な要件である。一般的には遡上路の行き止まりであるが、状況によっては砂防施設の直下全域にわたることもあるので注意しなければならない。

- ③床固工等溪流横断構造物を流下する流水は、構造物と直角の方向に流れるものであり、その平面形状のいかんによっては、下流側の水衡作用を助長したり、局部洗掘の原因となることが多い。魚道の設計に当たり、魚道設置によって洪水時の流向が変り下流側に悪影響を与えることのないように考慮することが必要である。

- (2) 地形的条件により設置できる魚道の形式が制限される。

- 砂防施設は溪流に設置されるので、施設周辺に魚道のための十分な空間を確保することが困難な場合がある。

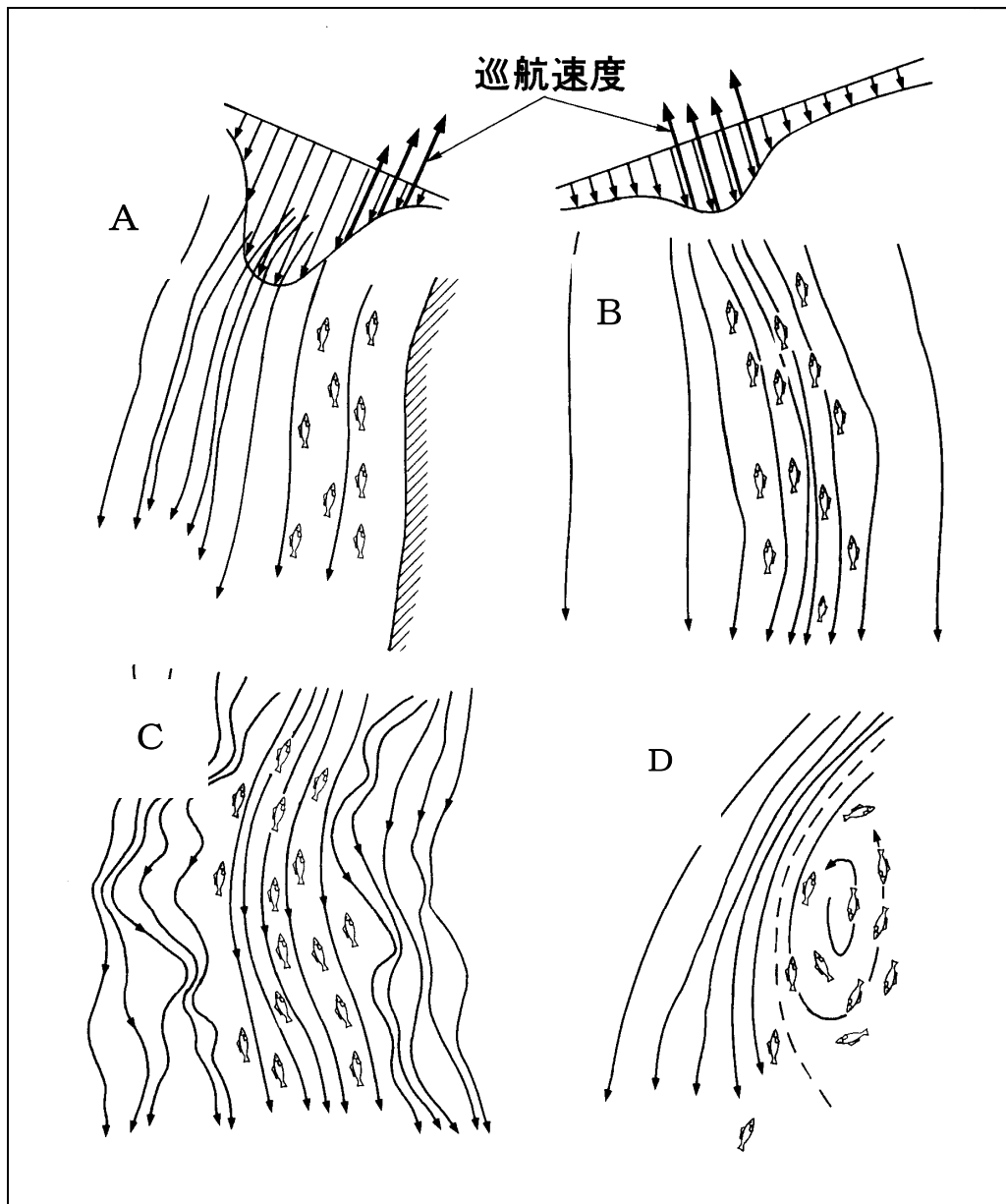


図 4-4 各種の流況下での遡上魚の前進ルート（中村俊六，1992）

2.4 魚道の設計条件の設定

魚道の設計をするための条件としては次の要素がある。

- (1) 溪流の流量と流況
- (2) 砂防施設に適用可能な魚道の型式と勾配

解 説

(1) 溪流の流量と流況

大河川の下流部に設けられる頭首工などのように河川流量が多く、比較的安定しているところでは、魚道の規模は大きいほどよいといわれ、最近では全面魚道と呼ばれる川幅全面に亘って魚道を設ける例もある。しかし、砂防溪流のように流量変化の激しい溪流では、魚道の規模が大きすぎると低水時に所要の水深が得られなくなるなど魚道として機能しなくなるおそれがある。

したがって、魚道を設ける地点の溪流の流量と流況を勘案し、魚道が必要な時期（魚類等の遡上時期、降下期）には少なくとも魚道としての所要の水深が得られるような規模・構造にしておく必要がある。また、魚道としての所要流量は魚道の型式や勾配によっても変化するし、対象魚種（特に体高）にも左右される。

(2) 砂防施設に適用可能な魚道の型式と勾配

魚道の機能としては、前述の水理条件を満足しなければならない。魚道には各種の型式のものが考えられているが、溪床勾配が急で流砂量が多く、流量変化も著しく、河道も不安定な砂防溪流に適用させるとなるとその種類は限られてくる。これらの魚道も設置する砂防施設の高さにより魚道の勾配、魚道長が決められる。

魚道の機能に対する勾配の影響は極めて大きく、過去の実態調査の結果をみると、勾配のきついものほど機能低下の割合が高くなってきている。河川下流域の頭首工の魚道についての調査結果でも魚道の遡上不良の74%が勾配1/10より急なものである。

しかし最近のアユを用いた実験によると、流量を調節すれば魚道勾配1/3でも高い遡上率を得ることができることがわかった。この実験結果から魚道の流速が対象魚の遡上能力を上回らないように工夫すれば、急勾配箇所のある魚道の採用も可能である。

砂防溪流における魚道に対しては、前述の砂防溪流の特徴のほかに土石の流下による魚道各部（底部や隔壁など）の磨耗と、溪流幅が狭いことが魚道（大規模なもの）設置を空間的に制約する厳しい条件として加わっている。

したがって、魚道型式の選定はこれらの条件を総合的に判断した最も効果的かつ維持管理の容易なものを見出すことに帰着する。

砂防溪流の魚道には表4-3のような原因による機能低下が起り易く、これに対処する配慮もしておく必要がある。表4-4は流入土砂に対するタイプ別魚道の土砂堆積状況、流況を示したものである。

第III編 計画編：第4章 溪流魚道の計画

表 4-3 魚道の機能低下の原因と対応策

原 因	対 応 策
流量が少ない	・ 魚道の設置位置は、上流の流水、土砂の堆積状況等を把握し、安定した滯筋に設置する。 ・ 魚道の入口は、岸に近く、横断構造物に近接した位置にして魚道が認識しやすいようにする。 ・ 下流側では溪床が安定している位置から、魚道入口まで根固め等を若干低くして遡上魚を導入する。
魚が魚道入口に集まりにくい	
下流の根固めブロックが遡上を阻害する	
流出土砂によって流向や、滯筋が変化する	
溪床低下によって入口（登り口）が浮き上がる	・ 入口の直下には深みがあることが望ましいが、水量の変化が大きいところでは低水時に入口が浮き上がらないように計画溪床よりも入口を一段深く入れておく等の工夫をする。
流出土砂によって施設が破損、埋没する	・ 土砂の流入量、流入形態を考慮して維持管理のしやすい形式・形状のものを選択する。
魚道内にゴミ・土砂が流入、堆積する	
流水が水抜き孔に流れてしまう	・ 魚道形式の決定に際しては、引き込み可能水量、魚道設置勾配等を考慮し、対象魚種の遡上可能流速及び水深が確保できるものを選択・設計する。 ・ 切欠きや潜孔を設ける際は、魚道内の水流が極力乱れないように配慮する。 ・ 魚道の延長が長くなる場合は、休息場所を確保できるよう配慮する。
魚道の勾配が急である	
段差が大きすぎる	
幅員が狭く流速が大きすぎる	

第III編 計画編：第4章 溪流魚道の計画

表 4-4 魚道内の土砂流入・堆積特性及び流況

魚道タイプ	魚道内の土砂流入・堆積特性及び流況	留意点等
階段式	・流入土砂は隔壁の越流天端まで堆積する。 ・上流からの落下水による巻き上げにより、プール内にはある程度の空間が確保出来る。 ・隔壁越流部の流速が大きくなっても、非越流部があればプール内に静穏域が確保出来る。 ・勾配が大きくなると落下水により泡立ちが激しくなるが、フラッシュされる土砂も多くなり、プール内の土砂堆積量は減少する。 ・越流部の流速は堆積土砂が多く、水深が小さくなるほど速くなる。	流況（流量、水深、流速）の不安定性に対して魚道機能のチェックが必要である。
アイスハーバー式（潜孔付）	・流入した土砂のほとんどが停止することなく、潜孔を通過して下流へ流出する。 ・越流部を通過する流水は階段式と同様の流況となるが、越流量に対してプール深が大きいいため、流水は完全に減勢される。 ・潜孔の位置を一直線にすることで、潜孔部の流速はかなり大きくなるものの、プール内の流水は乱れは小さくなり、静穏域も確保出来る。 ・上流側の潜孔は閉塞する可能性も高いが、階段式と同様の機能は確保できる。	潜孔部の流速を小さくするには、魚道を緩勾配にする必要がある。
バーチカルスロット式	・流入土砂は一部が死水域等に薄く堆積する以外ほとんど流出するため、流況への影響は少ない。 ・スロット中央部の流速は速いが、両端及び底部では減速されており、適当な流速を選んで遡上することが出来る。 ・魚道の勾配が大きいとプール内の流水の乱れ、泡立ちも大きい。	流速を小さくするには、魚道を緩勾配にする必要がある。（1/10程度が限界と考えられる）
デニール式	・流入土砂のうち、粒径の大きい礫は阻流板の間に堆積するが、細粒土砂は側部阻流板間で発生するらせん流によって巻き上げられて流出する。 ・土砂が底部阻流板間に堆積すると、減勢効果が低下し、流速の速い部分が増加する。 ・魚道勾配が大きくなると、らせん流による泡立ちや水面の乱れも大きくなる。	底部の流速は土砂堆積後も遡上可能な程度に抑えられるが、死水域がないために、魚道延長が長くなる場合には休憩場所を設置することが望ましい。
粗石付き斜路	・斜路に自然石を埋め込む型のため、魚道の幅が狭い型の場合、流量によっては斜路全体で泡立つ。	流量、流況の推定精度は他の型式のものよりかなり低い。

砂防溪流に適用可能と思われる魚道の型式としては、次のようなものがあげられる。

- ① 階段式（直線式，折り返式，引込み式）
- ② アイスハーバー式
- ③ バーチカルスロット式
- ④ デニール式
- ⑤ スリット式
- ⑥ 粗石付き斜路
- ⑦ カルバート式
- ⑧ らせん式
- ⑨ その他の型式（緩勾配水路等）

① 階段式

隔壁により階段式のプールをつくり，これを連続させる構造である。

我が国の魚道は従来ほとんどがこの形式で設けられているが，流速，流量ともに水位変化による影響を強く受け，越流水によりプール内の流れが不安定になる場合もある。

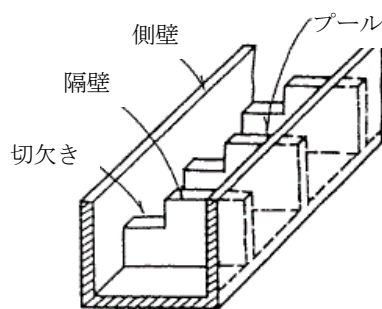


図 4-5 階段式魚道

② アイスハーバー式

階段式魚道の欠点である越流水によりプール内の流れが不安定になる，水位変動の影響を強く受ける，プール内に堆砂しやすい，等を克服するために改良された魚道である（隔壁の一部に非越流部を設け，越流部下に大きな潜孔を持つ）。

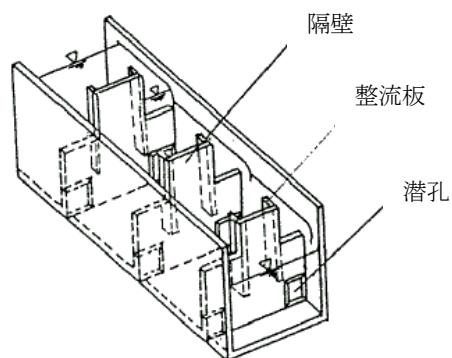


図 4-6 アイスハーバー式魚道

③ バーチカルスロット式

プール間が縦の溝でつながっている型式である。

流速は水位変動の影響を受け難く、流量は水位に比例する。魚道内の流速を落とす場合には勾配を緩くすることが必要である。

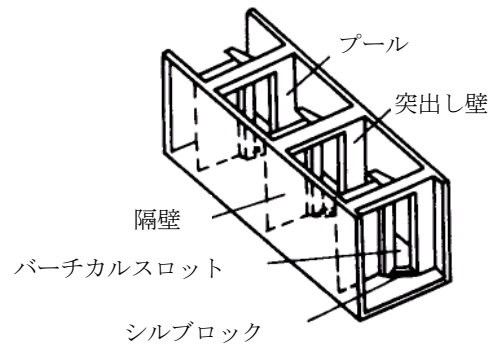


図 4-7 バーチカルスロット式魚道

④ デニール式（標準型）

直線水路内に短ピッチに阻流板を斜めに入れ、水流のエネルギー減勢を図ったものである。

流速，流量とも水位の変動の影響を受ける。底部で流速が遅く，表層で速い。小型で急勾配のものが適用可能である。

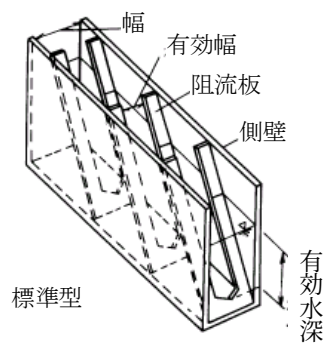


図 4-8 デニール式魚道

⑤ スリット式

流出土砂の多い砂防施設の魚道として考えられた型式である。

a. 砂防えん堤のスリット

砂防えん堤本体にスリットを設けて、えん堤の堆砂制御と魚道の機能を兼ねたものである。

堤体を切り欠いて河床の連続性を維持するという点では大暗渠と同じだが、スリット式の場合、小規模な土砂流出であれば閉塞しても表流水の働きで土砂が徐々に掃け、自然に機能を回復する可能性がある。

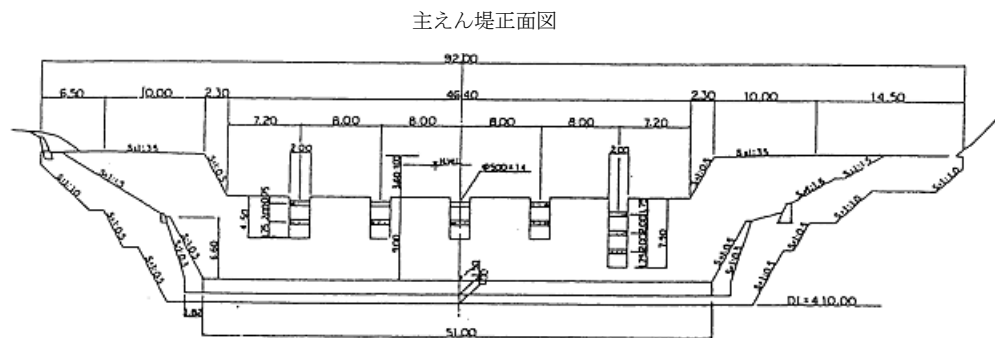


図 4-9 スリット式魚道（砂防えん堤に設置の例）

b. 床固工のスリット

床固工にスリットを設けたもので、複数箇所にスリットを設けている例もある。

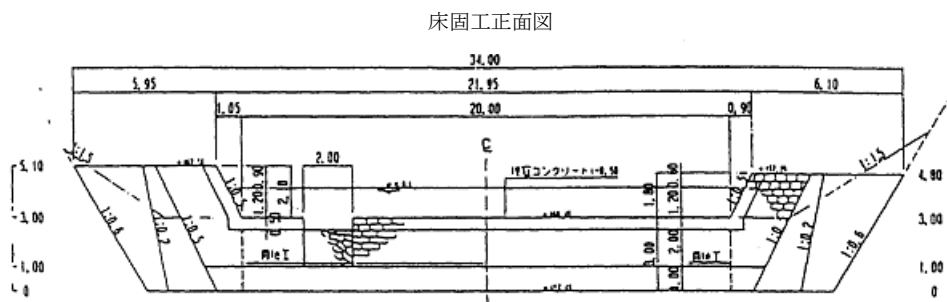


図 4-10 スリット式魚道（床固工に設置の例）

⑥ 粗石付き斜路

斜路に粗度として自然石等を埋め込み、魚類の遡上し得る部分を作り出す型式で、水位により流速、流量とも変化する。

下流部の流況予測と上流端の工夫が成否の鍵を握る。

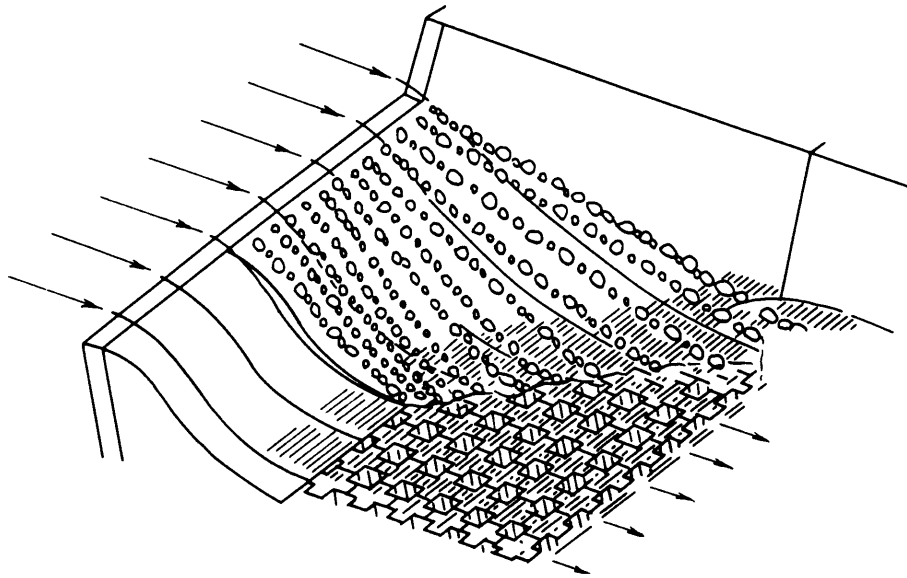


図 4-11 粗石付き斜路（中村俊六，1997）

⑦ カルバート式

中に阻流板や隔壁を設けた暗渠を、砂防えん堤本体に斜めに取りつけるものである。

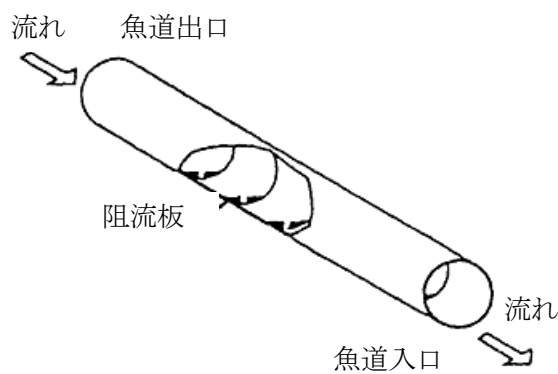


図 4-12 カルバート式

⑧ らせん式

魚道設置のための十分な空間を確保することが困難な場所に採用されることが多い。螺旋の中の魚道形式は現在のところ階段式が多い。

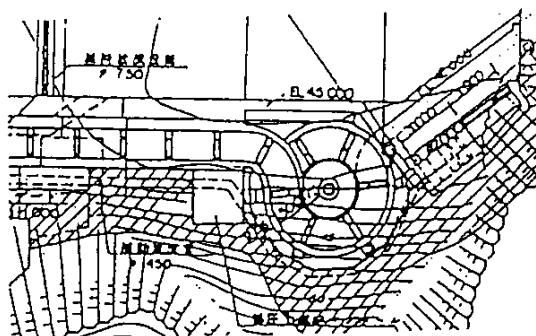


図 4-13 らせん式魚道

⑨ その他の型式（緩勾配バイパス水路）

砂防施設周辺に水路を設置する十分な空間がある場合に限られる。水深が浅い水路になる場合は、水温の上昇、外敵からの保護対策が必要となる。また緩勾配とするために水路が長くなるので、休息、避難場所を設けなければならない。

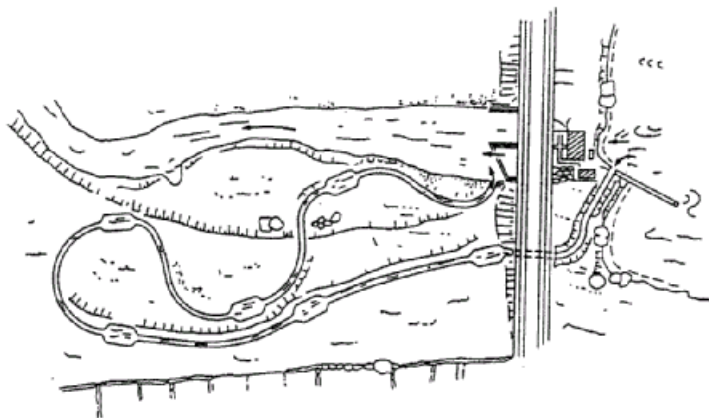


図 4-14 緩勾配バイパス水路

第Ⅳ編
設 計 編

【 改 定 履 歴 】

目次項目		改定の内容	
旧	新	旧	新
第 1 章 1	第 1 章 1		砂防えん堤の設計順序の更新 安定計算に用いる物性値表示桁数 の変更（下 2 桁表示）
第 1 章 2	第 1 章 2		近年使用されている基礎処理工法 を更新（置換工法、地盤改良工法） 型枠の適用を追記（一般型枠、残 存型枠） 基礎の根入れの取り方を変更（現 況からの最短距離） エラー事例分析より、設計上の留 意点「ここに注意」を追記
第 1 章 3	第 1 章 3		鋼製部材の種類と適用条件、鋼製 構造物の概要と特徴を追記 「鋼製砂防構造物設計便覧(平成 21 年版)砂防・地すべり技術センターの更 新
第 1 章 5	第 1 章 5		砂防ソイルセメントを用いた砂防 施設の構造を追記 （砂防ソイルセメント活用部位、 目標強度、本体構造、基礎、非越 流部の安定性および構造、前庭保 護工、付属物の設計） 「砂防ソイルセメント設計・施工便 覧（平成 23 年度版）」砂防・地すべ り技術センターの更新

第Ⅳ編 設計編 目次

第1章 砂防えん堤	IV-1
1. 土石流・流木捕捉工	IV-1
1.1 設計順序	IV-1
1.2 使用材料	IV-3
1.3 数値基準	IV-13
1.4 各部の名称	IV-16
1.5 えん堤位置	IV-19
1.6 えん堤軸の方向	IV-19
1.7 土石流・流木捕捉工の型式	IV-20
1.8 土石流・流木捕捉工の規模と配置	IV-21
1.9 除石	IV-21
1.10 水たまり型砂防えん堤設置の留意点	IV-22
2. 不透過型砂防えん堤の構造	IV-23
2.1 越流部の安定性	IV-23
2.2 本体構造	IV-36
2.3 基礎	IV-57
2.4 非越流部の安定性および構造	IV-69
2.5 前庭保護工	IV-85
2.6 付属物の設計	IV-96
3. 透過型砂防えん堤の構造	IV-105
3.1 越流部の安定性	IV-105
3.2 透過部の構造検討	IV-109
3.3 本体構造	IV-116
3.4 基礎	IV-122
3.5 非越流部の安定性および構造	IV-122
3.6 前庭保護工	IV-122
3.7 付属物の設計	IV-122
4. 部分透過型砂防えん堤の構造	IV-123
4.1 越流部の安定性	IV-123
4.2 透過部の構造検討	IV-125
4.3 本体構造	IV-125
4.4 基礎	IV-126
4.5 非越流部の安定性および構造	IV-126
4.6 前庭保護工	IV-126
4.7 付属物の設計	IV-127
5. 砂防ソイルセメントを用いた砂防施設の構造	IV-128
5.1 砂防ソイルセメント活用部位と目標強度	IV-128
5.2 本体構造	IV-133

5.3	基礎	IV-133
5.4	非越流部の安定性および構造	IV-133
5.5	前庭保護工	IV-134
5.6	付属物の設計	IV-134
第2章	溪流保全工	IV-135
1.	設計の基本	IV-135
2.	溪流保全工着手の条件	IV-135
3.	水理計算	IV-136
3.1	計画洪水流量	IV-136
3.2	計画高水位	IV-137
4.	法線設計	IV-138
5.	縦断設計	IV-140
5.1	縦断設計基準	IV-140
5.2	静的平衡勾配の検討	IV-141
5.3	溪床勾配の変化点での検討	IV-143
5.4	合流点における縦断勾配	IV-144
5.5	横工の間隔	IV-145
6.	計画断面	IV-146
6.1	計画基準	IV-146
6.2	溪床構造	IV-146
6.3	水利用	IV-147
6.4	余裕高	IV-147
6.5	計画幅	IV-148
6.6	曲流部	IV-148
6.7	護岸高	IV-149
6.8	合流点における計画幅	IV-150
6.9	護岸法勾配	IV-151
6.10	護岸の根入れ	IV-152
7.	上流端処理	IV-152
8.	床固工	IV-154
8.1	床固工の設計	IV-154
8.2	水通し断面	IV-155
8.3	水通し天端幅	IV-155
8.4	水通し天端高	IV-155
8.5	断面形状	IV-155
8.6	基礎の根入れ	IV-156
8.7	袖の設計	IV-157
8.8	前庭保護工の設計	IV-158
8.9	水抜き暗渠	IV-161

9. 帯 工	IV-162
9.1 帯工の設計	IV-162
9.2 水通し断面	IV-162
9.3 水通し天端幅	IV-162
9.4 水通し天端高	IV-162
9.5 断面形状	IV-162
9.6 基礎の根入れ	IV-163
9.7 袖の設計	IV-163
10. 底張工	IV-164
11. 底張り部の末端処理法	IV-166
12. 排水工	IV-167
13. 階段工および斜路工	IV-169
14. 防護柵	IV-169

第3章 床固工	IV-170
1. 設計の基本	IV-170
2. 位 置	IV-171
3. 方 向	IV-171
4. 高 さ	IV-172
5. 溪床勾配	IV-173
5.1 一 般	IV-173
5.2 計画勾配	IV-173
5.3 階段状床固工	IV-174
6. 水通し	IV-174
6.1 水通し位置	IV-174
6.2 通水断面の形状	IV-174
6.3 水通し断面	IV-175
7. 床固工本体	IV-176
7.1 設計条件	IV-176
7.2 断 面	IV-176
7.3 天端幅	IV-176
7.4 袖天端の勾配	IV-177
7.5 袖の天端幅	IV-177
7.6 袖のかん入	IV-177

8. 前庭保護工	IV-178
8.1 水叩き工	IV-178
8.2 水叩きの長さ	IV-178
8.3 水叩き厚	IV-178
8.4 水叩き勾配	IV-178
8.5 曲線部における水叩長	IV-178
9. 垂直壁工	IV-179
9.1 方 向	IV-179
9.2 高 さ	IV-179
9.3 上下流法勾配	IV-179
9.4 水通し天端幅	IV-179
9.5 袖	IV-179
10. 側壁護岸	IV-179

第4章 護 岸	IV-180
1. 位 置	IV-180
1.1 選定Ⅰ	IV-180
1.2 選定Ⅱ	IV-180
1.3 選定Ⅲ	IV-181
2. 種類の選定	IV-181
3. 高 さ	IV-181
4. 構 造	IV-182
5. 形 式	IV-182
6. 法勾配	IV-182
7. 根入れ	IV-183
8. えん堤等への取付け	IV-183
9. 溪床勾配	IV-184

第5章 護床工	IV-185
1. 護床工の設計	IV-185
2. 砂防えん堤の護床工	IV-186
3. 床固工（溪流保全工内）の護床工	IV-187
4. 帯工（溪流保全工内）の護床工	IV-188
5. 床固工（単独）の護床工	IV-188
6. 護岸の根固工	IV-188

第6章 水制工	IV-190
1. 位 置	IV-190
1.1 一 般	IV-190
1.2 水衝部	IV-190
2. 方 向	IV-190
3. 設計基準	IV-191
第7章 土石流・流木捕捉工以外の土石流対策施設	IV-192
1. 土石流・流木発生抑制工	IV-192
1.1 土石流・流木発生抑制山腹工	IV-192
1.2 溪床堆積土砂移動防止工	IV-192
2. 土石流導流工	IV-193
2.1 断 面	IV-193
2.2 法線形	IV-194
2.3 縦断形	IV-194
2.4 構 造	IV-195
3. 土石流堆積工	IV-196
3.1 土石流分散堆積地	IV-196
3.2 土石流堆積流路	IV-197
3.3 除石	IV-197
4. 土石流緩衝樹林帯	IV-198
5. 土石流流向制御工	IV-199
第8章 掃流区間における流木対策施設	IV-200
1. 洪水・土砂流の規模	IV-200
2. 流木捕捉工の設計	IV-200
2.1 透過部の高さ	IV-200
2.2 透過部における部材の純間隔	IV-202
2.3 流木捕捉工の種類と適用条件	IV-204
2.4 全体の安定性の検討	IV-206
2.5 部材の安定性の検討	IV-207
2.6 透過部以外の設計	IV-207
3. 流木発生抑止工の設計	IV-208
第9章 砂溜工（遊砂地）	IV-209
1. 砂溜工（遊砂地）の設計	IV-209

第10章 山腹工	IV-211
1. 山腹工の設計	IV-211
2. 谷止工	IV-217
3. のり切工	IV-217
4. 土留工	IV-218
5. 水路工	IV-220
6. 暗渠工	IV-221
7. 柵工	IV-222
8. 積苗工	IV-223
9. 筋工	IV-224
10. 伏工	IV-225
11. 実播工	IV-227
12. 植栽工	IV-228
第11章 魚道	IV-231
1. 魚道の概略設計	IV-231
1.1 魚道入口・出口の選定	IV-231
1.2 魚道の型式の選定	IV-232
1.3 魚道の設計	IV-235
第12章 管理用道路	IV-246
1. 砂防えん堤の管理用道路	IV-246
2. 溪流保全工の管理用道路	IV-247

第1章 砂防えん堤

1. 土石流・流木捕捉工

1.1 設計順序

砂防えん堤の設計の順序は、えん堤サイトの地形・地質、そのえん堤の目的に対する適合性、安全性および経済性等の各要素について考察し、えん堤型式の選定に必要な施設設計やえん堤型式を決定し、えん堤の位置・方向を設定する等の砂防工事全体計画の作成を行う。

次に決定されたえん堤型式・位置について、水通し本体および基礎の実施設計を行った後、袖・前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。

鋼製不透過型砂防えん堤（ダブルウォール砂防えん堤）の設計においては、構造物としての一体性を保証するため、せん断抵抗性の検証を行う。また、せん断変形に対する抵抗要素により設計条件を検討し、構造・部材を選択する。

鋼製透過型砂防えん堤の設計においては、構造物としての一体性が保証されていなければならない。また、設置個所における流下土砂の動態とえん堤構造形式等により設計条件を検討し、一部破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないように部材および構造を選択する。

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

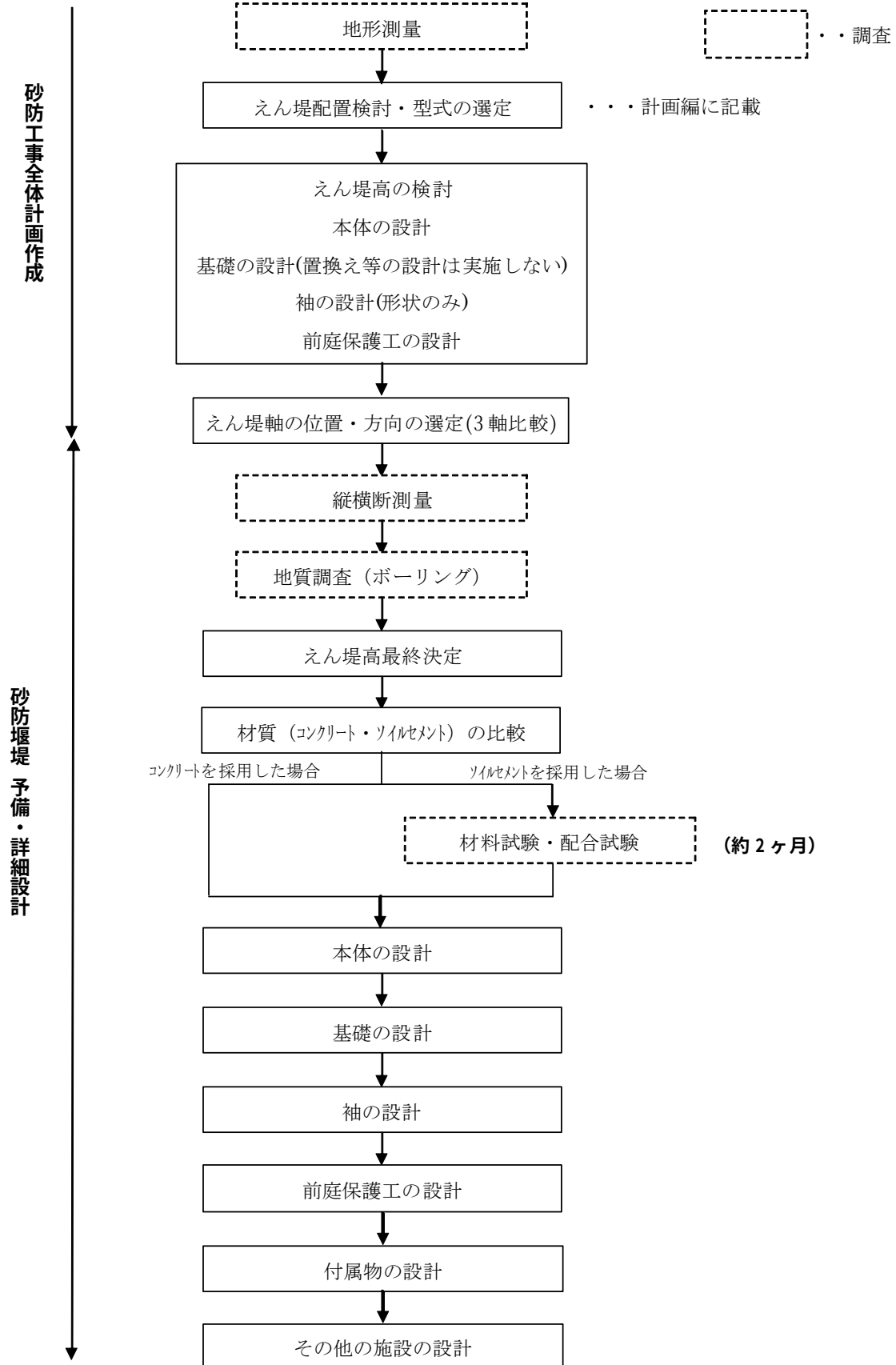


図 1-1 砂防えん堤の設計順序

1.2 使用材料

1.2.1 鋼材

鋼材は下表に示す規格に適合するものを標準とする。ただし、十分な検討を加えた場合は、これ以外のものを使用してもよい。

表 1-1 標準とする鋼材（JIS）

鋼材の種類	規格	鋼材記号
1. 構造用鋼材	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400, SS490
	JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490 SM490Y
	JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	SMA400, SMA490
2. 鋼管	JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管	STK400, STK490
	JIS G 3466 一般構造用角形鋼管	STKR400, STKR490
	JIS G 5201 溶接構造用遠心力鋳鋼管	SCW490-CF
3. 接合用鋼材	JIS B 1180 六角ボルト	
	JIS B 1181 六角ナット	
	JIS B 1251 はね座金	
	JIS B 1256 平座金	
	JIS B 1186 摩擦接合用高力六角ボルト 六角ナット・平座金のセット	F8T, F10T
4. 棒鋼	JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235, SD295A SD295B, SD345
	JIS G 3109 PC 鋼棒	
5. エキスパンドメタル	JIS G 3351 エキスパンドメタル	SS400, SPHC
6. 鋼矢板	JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板	SY295, SY390
	JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板	SYW295, SYW390

＊鋼製砂防構造物設計便覧 H21年版 P33 より抜粋

表 1-2 規格とする鋼材（JIS 以外）

規格	鋼材記号
トルシア形高力ボルト六角ナット平座金のセット (日本道路協会)	S10T

＊鋼製砂防構造物設計便覧 H21年版 P33 より抜粋

設計に用いる一般的な鋼材の物理定数は次のとおりである。

鋼材の単位重量 77 kN/m^3

ヤング係数 $E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

鋼および鋳鋼のポアソン比 $\nu = 0.30$

＊鋼製砂防構造物設計便覧 H21年版 P33 より抜粋

1.2.2 コンクリート

コンクリート材料は、「コンクリート標準示方書」に規定されたものを用いることを基準とする。

解 説

鋼製砂防えん堤に使用するコンクリートは、構造部材としての強度を期待したものや中詰材の侵食や摩耗を防止する目的で設置される保護コンクリート、鋼材を据え付けるための均しコンクリートなど使用目的の範囲が広いといえる。したがって、コンクリート材料についても、その目的に応じて、品質を規定しなければならない場合とそうでない場合とを使い分けることができる。構造部材として用いる場合には、「コンクリート標準示方書」を参考とする。

設計に用いる一般的なコンクリートの物理定数は次のとおりである。

無筋コンクリートの単位体積重量	22.56kN/m ³
鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.5kN/m ³
終局強度割線ヤング係数	$E=0.1 \times 2.6 \times 10^3 \times 9.8 \text{N/mm}^2$
コンクリートのポアソン比	$\nu = 0.194$

＊ 鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P34 より抜粋

1.2.3 中詰材料

中詰材には強度が大きく、変形性の小さい材料を用いるのがよい。その土質定数は原則として実測値を用いる。

解 説

中詰材料は堤体を構成する主たる材料であることから、その土質定数は実測によって求めるのが望ましいが、表 1-3に示す一般的な値を用いることができる。

表 1-3 中詰材料

種 別	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	備 考
割石（一般のもの）	18	40	港湾の施設の技術上の 基準・同解説より抜粋
割石（もろいもの）	16	35	
切込砂利	18	30	
玉石	18	35	
碎石	17	35	「砂防設計公式集：(社) 全国 治水砂防協会、昭和 59 年 10 月」より抜粋
砂（しまったもの）	18	30	
普通土（硬いもの）	18	30	

＊ 鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P35 より抜粋

鋼製不透過砂防えん堤の中詰材には、石礫を用いる場合と現地発生の土砂等を用いる場合がある。石礫の場合は、一般に、碎石・溪床礫では円礫（玉石）状と角ばった採石状のものなどその形状のほかに、材質や粒度分布によって性質が異なるので、適切な値を採用するのが望ましい。また、土砂材料の場合には、敷均し締固め施工が容易で、締固め後の強度が大きく、圧縮性が少ない材料が適する。

土砂にセメントを混ぜることによって、中詰材の沈下防止や締固めの施工性が大幅に改善されるなど、合理的な設計・施工が可能となるので、「砂防ソイルセメント設計・施工便覧（平成23年 社団法人砂防・地すべり技術センター）」に準拠して検討する。

なお、中詰材として主に土砂を用いる場合には、確実な流出防止対策を講じておかなければならない。この対策として吸出し防止材を利用する場合、その材料の強度、耐久性が十分に保証されており、また、万一の場合に備えて難燃性であることが望ましい。

安定計算において、中詰材料の単位体積重量の値が低めに設定されている場合、滑動および合力の作用位置に対しては安全側となるが、基礎地盤の支持力に対しては危険側となる場合があることに留意する。

1.2.4 えん堤壁面材

ダブルウォール砂防えん堤のえん堤壁面材の選定に当たっては、耐衝撃性、耐久性、景観性等を考慮するものとする。

解 説

えん堤上流面に設置する壁面材は、土石流等の衝撃力に対して十分な強度を有するものを選定する必要がある。また、えん堤下流面に設置する壁面材は、景観性、緑化の容易性等によって決定される場合が多い。

1.2.5 許容応力度

1) 鋼材

鋼材の許容応力度は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」および「道路橋示方書・同解説」に準じた値を用いる。

解 説

(1) 構造用鋼材および鋼管，鋼矢板の許容応力度は，下表に示す値とする。

表 1-4 構造用鋼材および鋼管，鋼矢板の許容応力度 (単位：N/mm²)

鋼 種 応力度の種類	SS400, STK400 SM400, STKR400	SM490, STK490 STKR490	SY295 SYW295	SY390 SYW390
軸方向引張応力度 (純断面積につき)	140	185	180	235
軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)	$\frac{l}{r} \leq 18: 140$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92: 140 - 0.82(\frac{l}{r} - 18)$ $\frac{l}{r} > 92: \frac{1,200,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16: 185$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79: 185 - 1.2(\frac{l}{r} - 16)$ $\frac{l}{r} > 79: \frac{1,200,000}{5,000 + (\frac{l}{r})^2}$		
曲げ引張応力度 (純断面積につき)	140	185	180	235
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)	140	185	180	235
軸方向及び曲げモーメントを受ける部材	(1) 軸方向力が引張の場合 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ かつ $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ (2) 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$			
せん断応力度 (総断面積につき)	80	105	100	125

*鋼製砂防構造物設計便覧 H21年版 P36 より抜粋

上表における記号は次のとおりである。

l : 部材の有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

σ_t, σ_c : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度及び軸方向圧縮力による圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bt}, σ_{bc} : 断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度及び最大圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ta}, σ_{ca} : 許容引張応力度及び弱軸に関する許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

σ_{ba} ：許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

鋼製砂防透過型砂防堰堤のように、主要部材に鋼管を使用しているため、局部座屈に対する照査や軸方向応力度とせん断応力度を同時に受ける部材の応力度の照査が必要と考えられる。このため、「道路橋示方書・同解説」を参考にして許容応力度を定めるのがよい。

(2) 溶接部の許容応力度は、下表に示す値とする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表 1-5 溶接部の許容応力度 (単位：N/mm²)

溶 接 の 種 類		応力度の種類	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SY295
工 場 溶 接	突 合 わ せ 溶 接	圧 縮	140	185	210	180
		引 張	140	185	210	180
	す み 肉 溶 接	せ ん 断	80	105	120	100
		せ ん 断 ¹⁾	80	105	120	100
現 場 溶 接		原則として工場溶接と同じ値とする。 ²⁾				

注) 1) すみ肉溶接の設計は、すべてせん断力によるものとする。

2) 現場溶接が実施される場合は、工場現場の状況や溶接時の諸条件などに留意し、諸試験を実施した上で適切な許容度を定めよものとする。現場によっては工場溶接と同様の環境が得られない場合は許容応力度を低減する。

* 鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P37 より抜粋

(3) アンカーボルト、仕上げボルト、およびピンの許容応力度は、下表に示す値とする。

表 1-6 ボルト及びピンの許容応力度 (単位：N/mm²)

種 類	応力度の種類	SS400	SS490 S30CN	S35CN	JIS B 1051 による仕上げ ボルトの強度区分		
					4.6	8.8	10.9
アンカーボルト	せ ん 断	60	70	80	-	-	-
仕 上 げ ボ ル ト	引 張	140	160	180	140	360	470
	せ ん 断	90	105	120	90	200	270
	支 圧	200	240	270	210	540	700
ピ ン	曲 げ	190	230	260	-	-	-
	せ ん 断	100	120	140	-	-	-
	支 圧	210	240	280	-	-	-

* 鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P37 より抜粋

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

(4) 鋳鍛造品の許容応力度は、下表に示す値とする。

表 1-7 鋳鍛造品の許容応力度 (単位：N/mm²)

鉄鋼材の種類 応力度の種類	鍛 鋼		鋳鋼	炭素鋼		鋳 鉄	
	SF490A	SF540A	SC450	S30CN	S35CN	FC150	FC250
軸 方 向 引 張 応 力 度 (純断面積につき)	140	170	140	170	190	40	60
軸 方 向 圧 縮 応 力 度 (総断面積につき)	140	170	140	170	190	80	120
曲 げ 引 張 応 力 度 (純断面積につき)	140	170	140	170	190	40	60
曲 げ 圧 縮 応 力 度 (総断面積につき)	140	170	140	170	190	80	120
せん断応力度 (総断面積につき)	80	100	80	100	110	30	50
支 圧 応 力 度 (ヘルツ公式で計算する場合)	600	700	600	670	720	450	650

* 鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P38 より抜粋

*

(5) 棒鋼をタイロッドとして使用する場合の許容応力度は、下表に示す値とする。

表 1-8 棒鋼の許容応力度 (単位：N/mm²)

鋼 種 応力度の種類	SS400		異形棒鋼		高張力鋼		
	φ40mm 以 下	φ40mm 以 上	SD295A SD295B	SD345	490	590	690
降 伏 点 応 力 度	235 以上	215 以上	295 以上	345 以上	325 以上	390 以上	440 以上
許容引張応力度 ¹⁾	141	129	177	207	195	234	264
許容引張応力度 ²⁾	94	86	118	138	130	156	176

注) 1) 中詰材がソイルセメントなどで沈下を考慮する必要が無い場合(降伏点応力度×0.6)

2) 中詰材の沈下を考慮する場合(降伏点応力度×0.4)

* 鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P38 より抜粋

タイロッドとして用いられている棒鋼として、異形棒鋼を追加した。

(6) エキスパンドメタルの許容引張力については、下記によって定める。

$$T_a = 1/F \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot A$$

T_a : 許容引張力

σ_u : 母材 (SPHC) の引張強度で 280N/mm^2

F : 安全率 = 3

α : 引伸し率で定まる強度低減率

A : エキスパンドメタル断面積

2) コンクリート

コンクリートの許容応力度は、「1.3 2) 安定計算に用いる数値」に準じる。

3) 許容応力度の割増

数種類の外力の組合せを考慮するときには、荷重の組合せにより割増した値を許容応力度とすることができる。

解 説

構造物の安全維持のためには、想定外力のばらつき、設計計算法の誤差、使用材料のばらつき、製作、架設、保守等に含まれる不確定要素などを考慮して設計する必要がある。これらのすべての条件を確率的に評価して設計法に導入することは不可能であるが、土石流、地震あるいは温度変化を考慮するときには、表 1-9を標準とする。

表 1-9 許容応力度の割増係数

荷重・外力の組合せ	割増係数
地震または土石流を考えた場合	1.50
温度変化を考えた場合	1.15

* 鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P40 より抜粋

1.2.6 設計に関する一般事項

1) 最小板厚

鋼製砂防構造物に用いる鋼材の板厚は、次の規定によるものとする。ただし、組立用の補助部材などについてはこの規定によらなくてもよい。

(1)鋼製不透過型砂防えん堤に用いる鋼材の板厚は、6 mm以上とする。

(2)鋼製透過型砂防えん堤に用いる鋼材の板厚は、8 mm以上とする。また、主要部材として用いる鋼管については、部材（鋼管）の局部座屈に対して十分安全となるよう、鋼管径に対する最小板厚を、次式によって別途定める。

$$t \geq \frac{D - 2 \cdot \Delta t}{80} + \Delta t$$

t：鋼製透過型砂防えん堤に使用する鋼管の板厚（mm）

Δt：腐食しろ（mm）

D：鋼管の外径（mm）

ただし、コンクリートを充填した構造部材については、この規定によらなくてもよく、鋼製不透過型砂防えん堤に準じて、最小板厚は6mmとする。

(3)鋼製透過型砂防えん堤に用いる鋼材のうち、巨礫が衝突する鋼管の径厚比（D/t）は、構造物の全体変形で対応する場合60以上、鋼管のへこみとたわみで対応する場合40以上を目安として最小板厚を設定する。

＊鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P42 より抜粋

解 説

(1)一般的な最小板厚

鋼製砂防構造物は材料強度が高いとはいえ、設計外力から求めた断面寸法であっても板厚が薄い場合は溶接により部材が歪んだり、運搬あるいは架設時に形状保持が難しくなる。このため、発生応力とは別に部材の最小板厚を規定する必要がある。

(2)鋼管径に対する最小板厚

鋼製透過型砂防えん堤では管径管厚比（D/t）が大きくなると、局所的な座屈が生じて圧縮耐力が著しく低下するため、別途鋼管径に対する最小板厚を定めるものとした。

2) 腐食しろ

錆の発生による鋼材の有効断面厚の低減を考慮して腐食しろを設け、鋼製砂防えん堤の耐久性を高めるものとする。ただし、取り替え処置が可能な部材に関しては、取り替えを前提に腐食しろを考慮しなくてよい。

＊鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P44 より抜粋

解 説

腐食しろは、酸性河川を除き片面0.5mmとする。ただし、小径礫の捕捉を目的とした機能部材は、取り替えを前提に腐食しろを設けなくてもよい。

一般に鋼製砂防構造物は、酸性河川を避けて設定している例が多い。設置から20年以上経過している施設でも、浮き錆程度で塗装が残っている場合が大半であり、鋼材内部への腐食の進行は0.1mm以下である。

設計耐用年数は、[設計腐食しろ/腐食環境に応じた年間腐食速度]で表わせるので、腐食しろ0.5mmでは、特殊な環境（酸性河川、特殊な土壌、常時湛水状態）でなければ、一般の土木構造物の耐用年数である50年～80年程度の間は、腐食しろ控除後の設計板厚が保証されることになる。

そこで、酸性河川でないことおよび清澄な大気中であることを前提として、片面0.5mm腐食しろを設けることとする。密閉された川や土の比抵抗値が $20\Omega\text{m}$ 未満の粘性土地盤では、別途腐食対策を検討する。

また、腐食しろの代わりに、防食対策として亜鉛めっきを用いる場合は、砂礫の摩擦による損傷のおそれがないことを前提として、 $500\text{g}/\text{m}^3$ 以上の亜鉛めっきを施するものとする。

ただし、土砂捕捉機能を補助する目的で設置されている機能部材で、取り替えを前提とした構造の場合は、腐食しろを設ける必要はない。

3) 余裕しろ

現地の土砂移動実態を考慮して鋼材の有効断面厚に余裕しろを設け、鋼製砂防構造物の安全性を高めることが望ましい。

＊鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P49～53 より抜粋

解 説

鋼製防えん堤の設置基数が増えるに従い、土石流を捕捉した事例も毎年のように見受けられるようになった。これらの捕捉事例の調査から礫の衝突による鋼製部材の損傷事例も散見され、常時流水中に含まれる砂礫による磨耗や土石流中の礫の衝突により、局所的に断面欠損や断面変形が生じている。また、このような箇所は錆も発生しやすい。

したがって、設計時に予想しにくい断面形状の変化や耐性を期待して、設計外力により算定された必要板厚に現地の土砂移動実態を考慮した余裕しろを設けるものとする。

以下に、各部材の位置による余裕しろの設定について述べる。

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

(1)最上流部材

施設の上流側に配置された土石流の直撃を受ける部材（最上流部材）は、余裕しろを3.5mm設けるものとする。ただし、衝撃や磨耗による減厚が特に大きいと予想される場合は、別途耐磨耗性材料などで被覆するなどの処置をとるものとする。この処置により板厚が無い場合と判断される場合には、余裕しろを1.5mmまで低減してもよい。

(2)底版近傍の部材

常時流水に曝される底版近傍の部材は、余裕しろを3.5mm設けるものとする。ただし、鋼管部材が常時流水に曝されない対策を施したり、磨耗や損傷を緩和する対策を施した場合には余裕しろを1.5mmまで低減してもよい。

(3)その他の部材

最上流および底版近傍以外の部材は礫の使用頻度が少ない。よって、余裕しろを設けなくてもよい。ただし、現地の礫の大きさ、土石流の発生頻度、えん堤の規模、部材の位置等を勘案して3.5mmまで増厚してもよい。

(4)継手部

継手部の鋼材は、余裕しろを片面1.0mm設けるものとする。

(5)衝撃や磨耗のおそれのない場合

掃流区間に設置する場合、余裕しろを設ける必要はない。ただし、構造上突起部や角隅部となり、流水に含まれる砂礫の磨耗を受ける可能性のある箇所については1.5mm以上の余裕しろを設けるか、保護するなどの処置を施すものとする。

表 1-10 部位に対する腐食しろおよび余裕しろ

流下 形態	部位	部位	腐食しろ※1 (片面)	余裕しろ	
				通常	緩和条件
土石流	透過型	最上流部材	0.5mm	3.5mm	他に対策を施した場合 1.5mm
		底版近傍の部材			他に対策を施した場合 1.5mm
		継手部材		1.0mm	-
		その他の部材		0.0mm～3.5mm	礫の衝突頻度、部材の配置および重要度による
	不透過型	最上流部材	0.5mm	3.5mm	他に対策を施した場合 1.5mm
		その他の部材		0.0mm～3.5mm	礫の衝突頻度、部材の配置および重要度による
掃流	透過型	最上流部材	0.5mm	1.5mm	-
		底版近傍の部材			-
		継手部材		1.0mm	-
		その他の部材		0.0mm～3.5mm	礫の衝突頻度、部材の配置および重要度による
	不透過型	最上流部材	0.5mm	0.0mm～3.5mm	流水に含まれる砂礫の磨耗を受ける可能性のある箇所
		その他の部材			

※1 ただし、取り替え可能な部材については、腐食しろを見込まなくてもよい。

1.3 数値基準

1) 構造寸法

構造寸法に関わる数値の基準は、表 1-11に示す値を標準とする。

表 1-11 数値基準

えん堤高	H	0.5 m止め
えん堤長	L	1.0 m止め
水叩長		0.5 m止め
水叩厚		0.1 m止め
水通し高		0.1 m止め
上流面法勾配		5 厘単位

2) 安定計算に用いる数値

砂防えん堤の安定計算に用いる数値は、解説に示す数値を基準とするが、えん堤の重要度が高い場合は実測により求めるものとする。

解 説

- (1) 無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56kN/m³[2.30tf/m³]
- (2) 水の単位体積重量 ($\rho_w \cdot g$) : 9.81 kN/m³ [1.0 tf/m³]
- (3) 泥水単位体積重量 ($\rho_n \cdot g$) : 11.77 kN/m³ [1.2 tf/m³]
- (4) 堆砂見掛単位体積重量 ($\rho_s' \cdot g$) : 15~18 kN/m³ [1.5~1.8 tf/m³] (一般には15 kN/m³を使用する。)
- (5) 堆砂空隙率 (ν) : 0.3~0.45 (一般には0.45を使用する。)
- (6) 土圧係数 (C_e) : 0.3~0.6 (一般には、表 1-12を参照に堆砂土の水中の内部摩擦角から求めるものとする。)

例：堆砂土の水中の内部摩擦角を35° とすると

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \sim 0.3 \quad \text{となる。}$$

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

(7) 水中の内部摩擦角 (ϕ)

表 1-12 土砂の水中における内部摩擦角

種 別	状 態	単位重量 (kN/m^3)	水 中 の 単位重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 (度)	水 中 の 内部摩擦角 (度) ϕ
砂 石	-----	15.7~18.6	9.8~12.7	35~45	35
砂 利	-----	15.7~19.6	9.8~11.8	30~40	30
炭 が ら	-----	8.8~11.8	3.9~ 6.9	30~40	30
砂	しまったもの	16.7~19.6	9.8	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.7~18.6	8.8	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.7~17.6	7.8	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.7~18.6	9.8	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	15.7~17.6	7.8~9.8	20~30	15~25
	軟らかいもの	14.7~16.7	5.9~8.8	15~25	10~20
粘 土	固いもの	15.7~18.6	5.9~8.8	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	14.7~17.6	4.9~7.8	10~20	0~10
	軟らかいもの	13.7~16.7	3.9~6.9	0~10	0
シルト	固いもの	15.7~17.6	9.8	10~20	5~15
	軟らかいもの	13.7~16.7	4.9~6.9	0	0

* 改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P99 を基に単位系を変換

(8) 揚圧力係数 (μ) : 1/3~1.0 (一般には1/3を使用する。)

* 改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P101 より抜粋

(9) コンクリートの許容応力度 (安全率を含む)

表 1-13 無筋コンクリートの許容応力度

種 別	設計基準強度 N/mm^2	圧縮応力度 N/mm^2	曲げ引張応力度 N/mm^2	せん断応力度 N/mm^2	支圧応力度 N/mm^2
無 筋 コンクリート	18	4.5	0.22	0.55	5.4
	21	5.2	0.26	0.65	6.2

(10) 地盤の許容支持力 (kN/m^2) (安全率を含む)

硬岩 : 6,000 中硬岩 : 4,000 軟岩(II) : 2,000 軟岩(I) : 1,200 岩塊玉石 : 600

礫質土 : 400 砂質層 : 250 粘土層 : 100

* 改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P118 を基に単位系を変換

表 1-14 地盤の許容支持力とN値 (参考)

種 別	地盤の許容支持力 (kN/m^2)	N 値	状 態
砂質層	300	30~50	密なもの
	200	15~30	中位なもの
粘土層	200	15~30	非常に堅いもの
	100	8~15	堅いもの
	50	4~8	中位なもの

第Ⅳ編 設計編：第 1 章 砂防えん堤

(1 1) 摩擦係数

硬岩：1.2 中硬岩：1.0 軟岩(Ⅱ)：0.8 軟岩(Ⅰ)：0.7 岩塊玉石：0.7
礫質土：0.6 砂質層：0.55 粘土層：0.45

＊ 改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P118 より抜粋

(1 2) 許容せん断応力 (N/mm²)

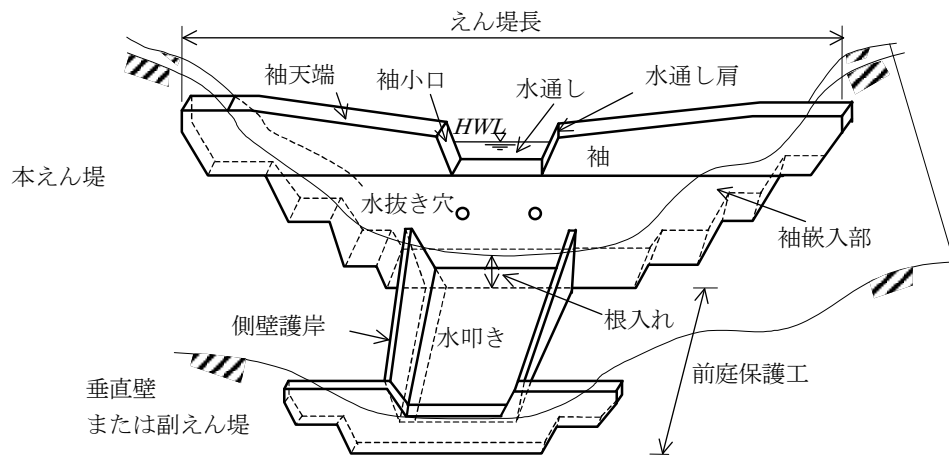
硬岩：3 中硬岩：2 軟岩(Ⅱ)：1 軟岩(Ⅰ)：0.6 岩塊玉石：0.3
礫質土：0.1

＊ 改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P118 を基に単位系を変換

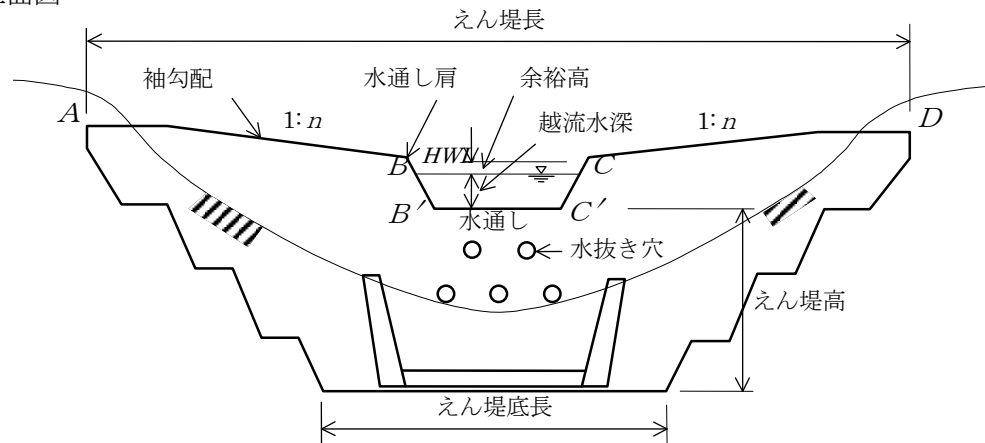
1.4 各部の名称

一般的なコンクリート重力式砂防えん堤の各部の名称は、図 1-2、鋼製不透過型（ダブルウォール）砂防えん堤の各部の名称は図 1-3、鋼製透過型砂防えん堤の各部の名称は図 1-4 のとおりである。その他の構造の砂防えん堤についても、これに準じて呼ぶこととする。

(1) 砂防えん堤立体図



(2) 本えん堤正面図



(3) 平面図（本えん堤および垂直壁）

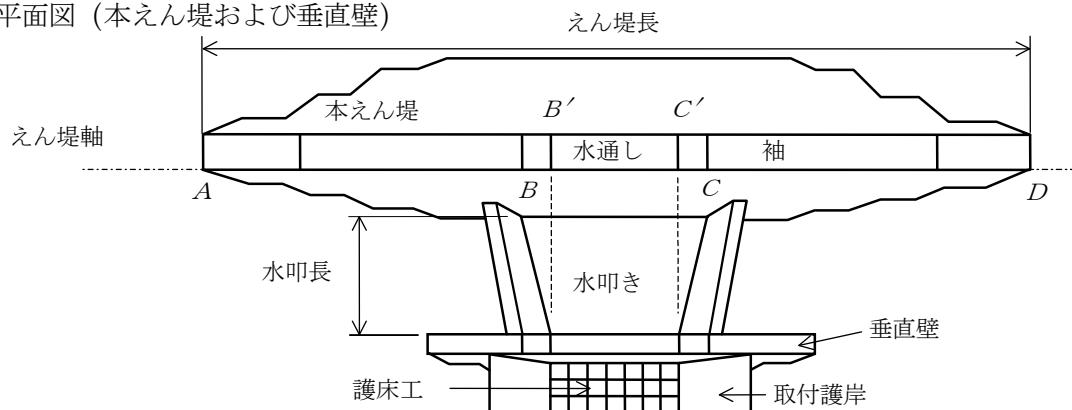
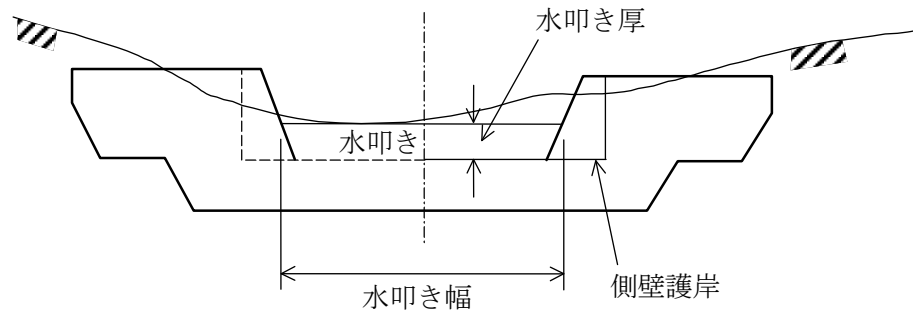
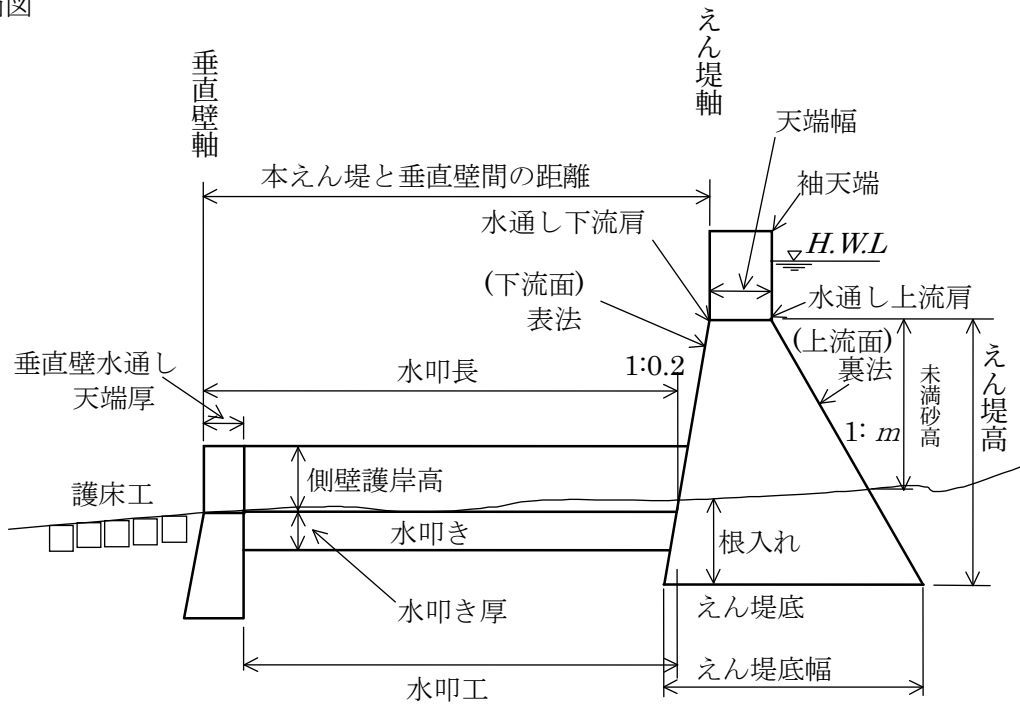


図 1-2 砂防えん堤の各部名称 (1 / 2)

(4) 垂直壁正面図



(5) 縦断面図



(6) 副えん堤工法の縦断面図

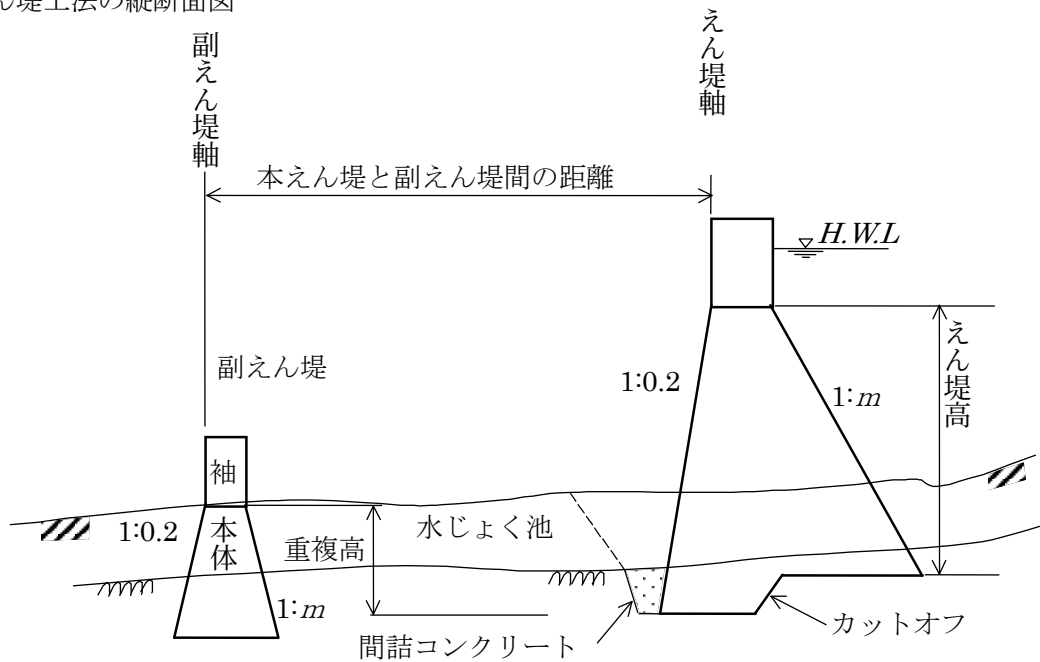
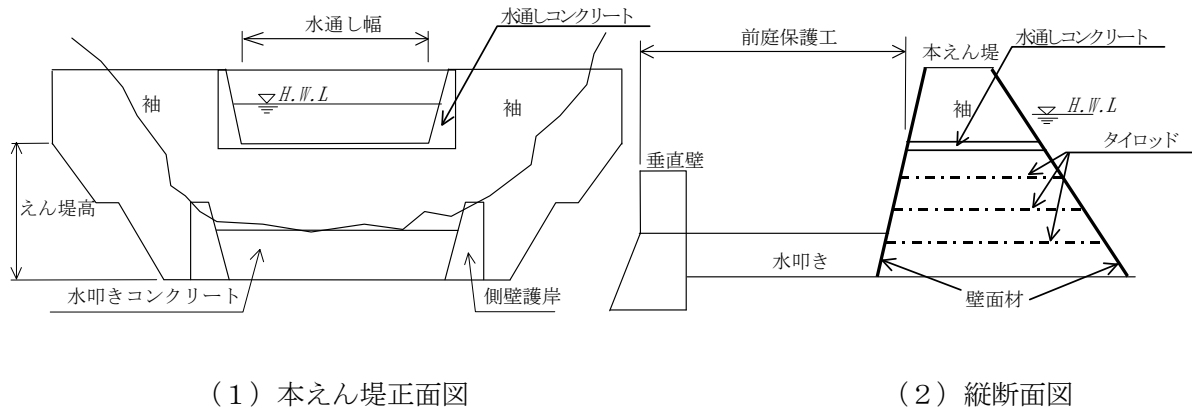


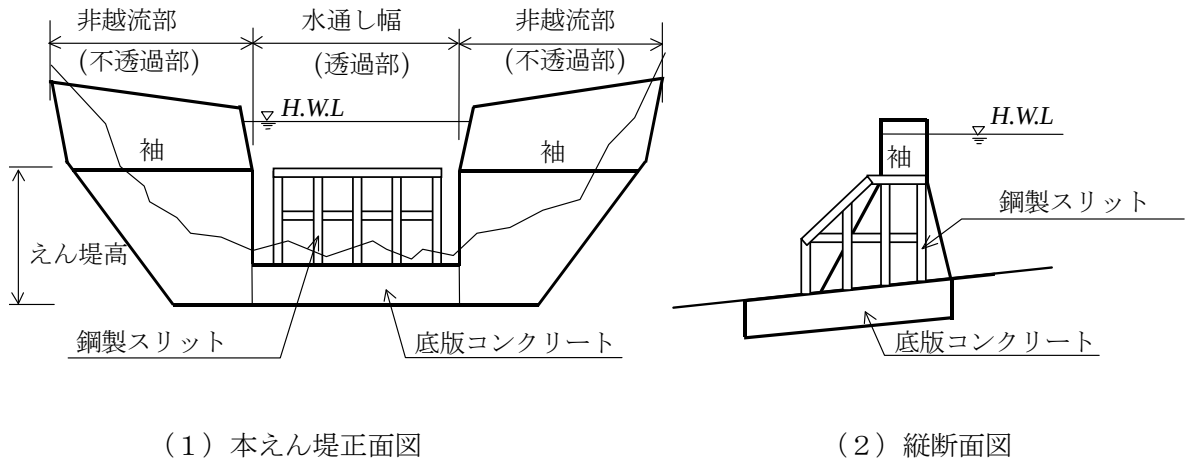
図 1-2 砂防えん堤の各部名称 (2/2)

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤



注) 上記以外の各部の名称は、図 1-2 と同様である。

図 1-3 鋼製不透過型（ダブルウォール）砂防えん堤の名称



注) 上記以外の各部の名称は、図 1-2 と同様である。

図 1-4 鋼製透過型砂防えん堤の名称

1.5 えん堤位置

えん堤計画箇所は、溪床および兩岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、現地条件によっては砂礫層上に計画しなければならない場合がある。この場合には前庭部の保護を十分に考えなければならない。

解 説

一般にえん堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れ、および兩岸侵食による破壊防止のため溪床および兩岸に岩盤のある箇所、並びに工費等の関係から上流部の広がった狭窄部が望ましい。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副えん堤を計画して下流のり先の保護を図らなければならない。

この際、浸透水のパイピング現象による水叩きの破壊、副えん堤垂直壁直下流の洗掘等を十分考慮して計画する必要がある。

(1) 支溪の合流がある場合の位置選定

支溪の合流がある場合には、主溪および支溪双方に役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましい。

ただし、主溪および支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合えん堤の安全のため合流点に著しく近付けないことが肝要である。

(2) 階段状えん堤群の位置選定

荒廃溪流において、縦侵食または横侵食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段状にえん堤群を計画する。

この場合、えん堤の堆砂線は平常時堆砂勾配（現溪床勾配の1/2を原則とする）を用いるのが普通で、縦断図において最下流えん堤から始めて順次勾配線を引くと計画位置はおのずから決まるが、その位置のえん堤サイトとしての適否、基礎根入等を考える必要がある。

1.6 えん堤軸の方向

えん堤の水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線、すなわちえん堤軸に直角に落下するから、えん堤軸の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

解 説

えん堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわちえん堤の方向線に直角に落下する。

ゆえに、えん堤計画箇所の下流の状況によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線がえん堤の方向である。

えん堤の計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいはえん堤長の関係などでえん堤の方向を下流の流心に直角に定め難い場合は、副えん堤を計画し副えん堤の方向を下流の流心線に

直角に定めればよい。また、基礎地盤条件等により副えん堤が計画できない場合には、袖折れえん堤を計画する。

(1) えん堤軸の位置

砂防えん堤の軸は、図 1-5 (a) に示す水通し下流端位置を標準とする。ただし、格子形状のように上下流の敷幅が長い場合には、えん堤の土砂捕捉機能を考慮して図 1-5 (b) に示す最上流柱中心をえん堤軸としている。

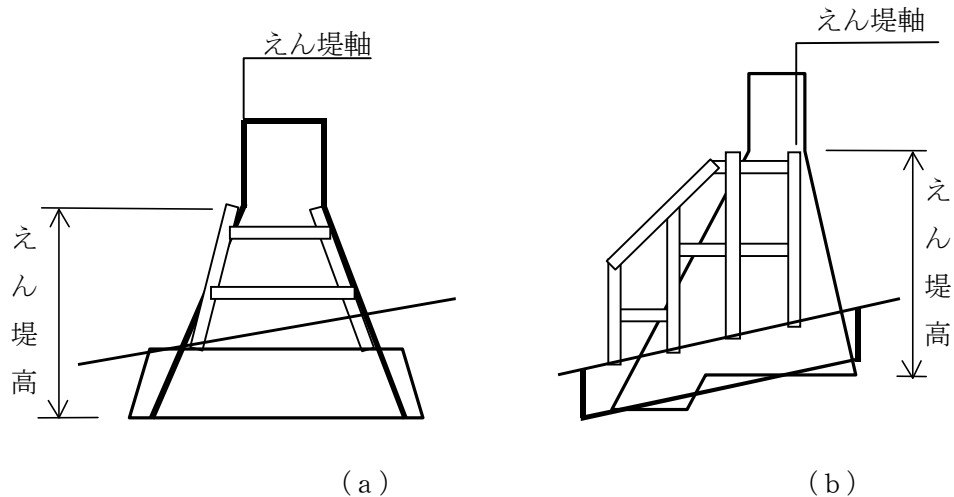


図 1-5 えん堤軸

(2) 階段状えん堤の方向

階段状のえん堤群における各えん堤の方向は、原則として各えん堤の水通しの中心点（水通し天端の下流端）において計画箇所下流の流心線に直角に定めるものとし、各えん堤の水通しの中心点は、直上流えん堤の水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

1.7 土石流・流木捕捉工の型式

解 説

土石流・流木捕捉工としての砂防えん堤は、型式に応じて設計を行う。各々の機能は、第Ⅲ編計画編第2章3.3.1の解説を参照のこと。

砂防えん堤の型式は、えん堤が果たす目的を考察し、その機能を十分に発揮し、かつ安全性および経済性の面からも適合するよう選定するものとする。

低いえん堤の場合の型式の選定は、経済性の面からみて地形、地質には大きく左右されないのが通常で、むしろ施工面の難易、地域条件等によって決定される場合が多い。

高いえん堤の型式は、主としてえん堤サイトの地形、地質、溪流状況、気象等の自然条件や、資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等の地域条件によって左右されるが、規模、工期、労働力等の施工条件によっても影響を受ける。

1.8 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、第Ⅲ編計画編第2章3に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

解 説

土石流・流木捕捉工の規模と配置は第Ⅲ編計画編第2章3に従って策定された、土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。土石流・流木捕捉工の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

土石流・流木捕捉工の位置は地形・地質等を考慮し、適切に選定する。やむを得ず、溪流の湾曲部を選定する場合、土石流・流木捕捉工の上下流の流向に留意し、本体軸及び前庭部の保護等について検討するものとする。

1.9 除石

土石流・流木対策施設において除石を前提とした施設の効果量を見込む場合は、捕捉あるいは堆積した土石流や流木をすみやかに除石する。

解 説

除石の基本的な考え方は、本指針第Ⅴ編第4章3によるものとする。

1.10 水たまり型砂防えん堤設置の留意点

1.10.1 設置できない箇所

水たまり型砂防えん堤は、次の各項のいずれかに該当する箇所には設置してはならない。

- ①水を溜めることによって、地滑りまたは大規模な斜面崩壊を誘発する恐れのある箇所。
- ②土石流の流下する恐れのある箇所で、水たまりへの土石流の流れ込みにより砂防えん堤の天端から水が溢れることが予測され、それにより災害が著しく拡大する恐れのある箇所。
- ③水溜めによりえん堤基礎地盤の安全性が損なわれる恐れのある箇所。
- ④人家直上流えん堤
- ⑤上記以外で、水を溜めてはならないと考えられる箇所。

1.10.2 えん堤の構造

水たまり型砂防えん堤は、コンクリート重力式砂防えん堤を原則とする。

1.10.3 管理施設

水たまりへの転落による重大事故を防止するため、必要に応じ転落防止柵や標識、階段等を設ける。

1.10.4 水の多目的利用

水たまり型砂防えん堤に溜まっている水は、治水上砂防への支障がなければ、河川管理者の同意により多目的に利用することは妨げない。

取水施設は、利用者が負担することを原則とする。

砂防事業の補償施設として取水施設を設置した場合は、利用者に引き継ぐ。

なお、取水施設については、砂防設備占用手続き等の法定手続きを行う。

1.10.5 河川管理者との協議

水たまり型砂防えん堤の計画・設置にあたっては、河川管理者と十分な協議を行う。

1.10.6 砂防課との協議

水たまり型砂防えん堤の計画・設置にあたっては、事前に砂防課と協議を行う。

2. 不透過型砂防えん堤の構造

2.1 越流部の安定性

不透過型砂防えん堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

解説

安定計算は本指針2.1.1に示した方法に基づき実施する。

堤体は本指針2.1.3と2.1.4に示した方法に基づき安全な構造とする。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。

2.1.1 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防えん堤は、2.1.3に示す外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

- 1.原則として、砂防えん堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防えん堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
- 2.砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- 3.砂防えん堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

なお、ダブルウォール砂防えん堤は中詰材を主体とした構造のため、上流端での引張応力の発生が問題とならないことから、転倒に対する安定条件は、合力の作用線が原則として底部の中央1/3以内に入ることを検討する必要はなく、転倒の安全率で検討すればよい。また、重力式構造物として一体で機能することを保証するために、中詰材のせん断変形に対する安全性の検討を行う必要がある

解説

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎（岩級区分でCM以上）の場合にはせん断強度（※：注意 堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮し $N=4.0$ とする。砂礫基礎（岩級区分でCM以下）ではせん断強度を無視し、えん堤高が15m未満の場合を原則として $N=1.2$ 、えん堤高が15m以上の場合は、 $N=1.5$ とする。

なお、不透過型鋼製（ダブルウォール）砂防えん堤の場合は、安定計算に用いる荷重に対しては、構造計算によってえん堤が一体となって荷重に対抗するよう設計しなければならない。そのため、堤体と地盤の摩擦係数は、ダブルウォール砂防えん堤のように石礫や土砂が中詰めされた構造の場合には、中詰材料または基礎地盤のもつ摩擦係数のいずれか小さい方の値を採用する必要がある。

ここに注意



※：堤体のせん断強度は、「直接せん断強度」を用いる。コンクリートの設計基準強度を 18N/mm^2 とすると堤体のせん断強度は、 $2,760\text{kN/mm}^2$ となり、硬岩（A）以外は全て地盤のせん断強度を用いる。

2.1.2 設計断面

砂防えん堤の設計断面は、構造上の安全性・経済性・施工性等を考慮して決定する。

解 説

- ① 土石流対策砂防えん堤の越流部断面の下流法勾配を緩くすることは、巨石等による破損の面で問題があり慎重な検討が必要である。
- ② 非越流部の断面は、越流断面と同一とすることを標準とするが、越流部の断面と変える場合は、平常時・洪水時のほかに未満砂で湛水してない状態で安全な断面とする。
- ③ 設計断面の位置は通常、越流部であるが、図 1-6の様に越流部より非越流部のえん堤高が高くなる場合は、最高えん堤高位置で断面設計を行う。
(この場合えん堤高はこの位置の水通し高までをいう)
- ④ ダブルウォール砂防えん堤の下流面法勾配は、落下砂礫による衝撃および摩耗を考慮し、鉛直～1：0.2にしておくことを原則とする。また、上流面法勾配は、施工時における中詰の転圧を考慮し、鉛直～1：0.5を原則とする。

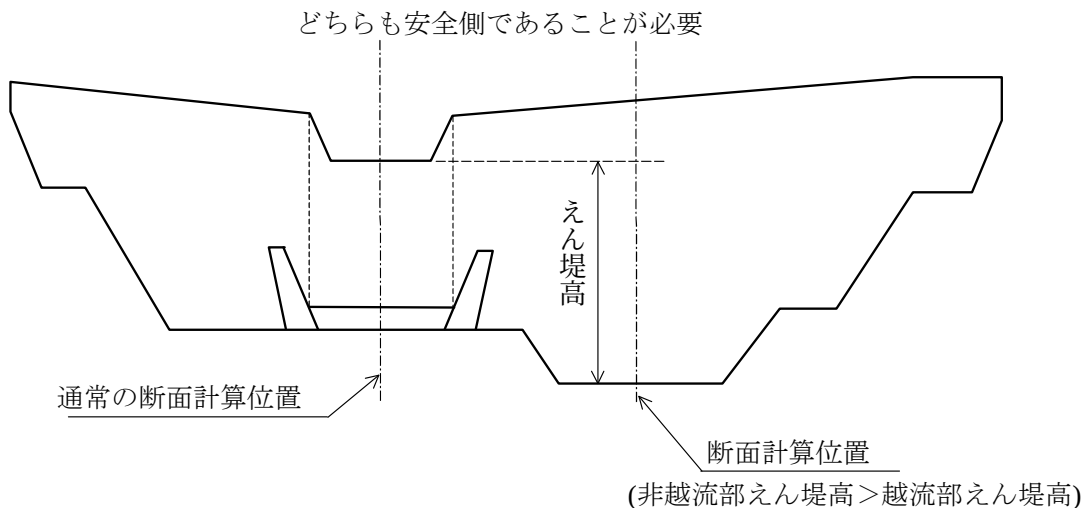


図 1-6 断面計算位置

2.1.3 設計外力

不透過型砂防えん堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」(以後、「土石流荷重」という。)である。

土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力(以後、「土石流流体力」という。)と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防えん堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

解 説

河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕第3章2.2.1に示した設計外力の組み合わせ(平常時、洪水時)に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。

設計外力の組み合わせは、砂防えん堤の自重の外は表 1-15、表 1-16のとおりとする。本指針でいう、「設計外力(平常時、洪水時)」は河川砂防技術指針(案)設計編〔Ⅱ〕第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

表 1-15 不透過型砂防えん堤の安定計算に用いる設計外力（コンクリート重力式砂防えん堤）

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
えん堤高 15m 未満		静水圧、堆砂圧、土石流の自重、土石流流体力	静水圧
えん堤高 15m 以上	静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流の自重、土石流流体力	静水圧、堆砂圧、揚圧力

※えん堤高 15m 未満の砂防えん堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防えん堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

表 1-16 不透過型砂防えん堤の安定計算に用いる設計外力（ダブルウォール砂防えん堤）

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
えん堤高 15m 未満		静水圧、堆砂圧、土石流の自重、土石流流体力	静水圧
えん堤高 15m 以上	静水圧、堆砂圧、浮力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、浮力、土石流の自重、土石流流体力	静水圧、堆砂圧、浮力

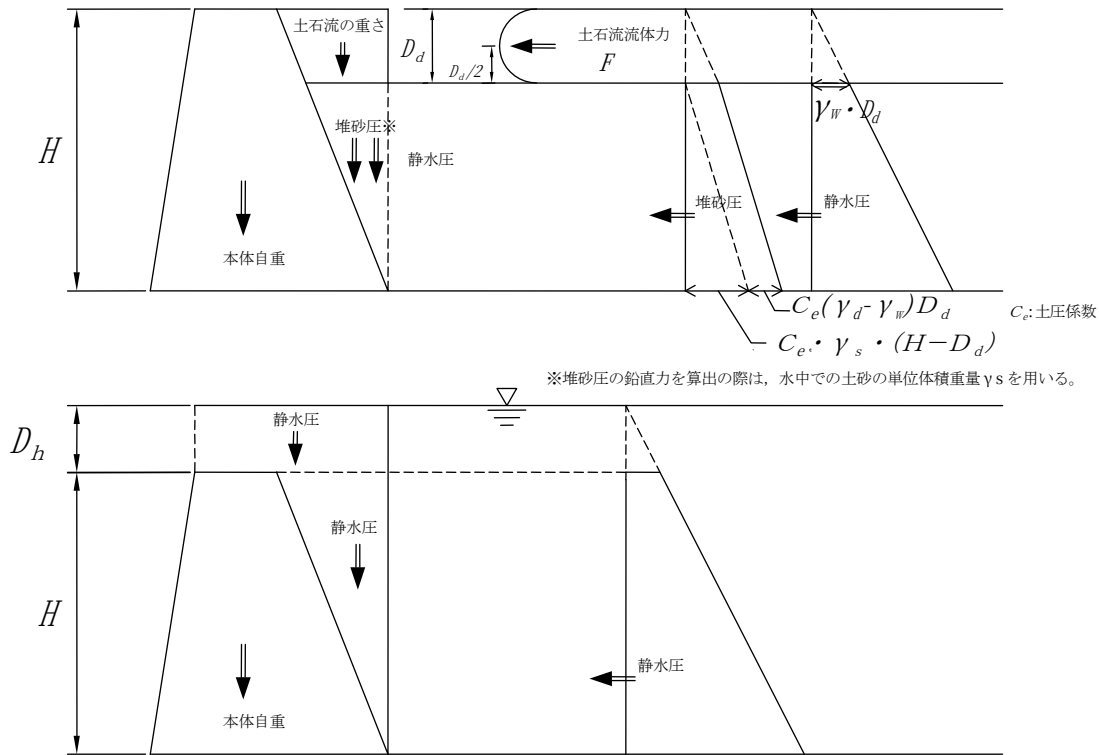


図 1-7 不透過型砂防えん堤 越流部の設計外力図
($H < 15\text{m}$, 上段:土石流時, 下段:洪水時)

(1) 自重

えん堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m^3) を乗じて求められる。

$$W = W_i \cdot A$$

W : 単位幅当たりのえん堤堤体の自重 (kN)

W_i : 堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m^3)

A : えん堤堤体単位幅当たりの体積 (m^3/m)

なお、ダブルウォール砂防えん堤のように中詰めをする形式で浮力を見込む場合、単位幅当たりのえん堤堤体の自重は、浸潤線以上の部分は空中単位体積重量、浸潤線以下の部分は水を加えた重量を用いる。

ここに注意



残存型枠や化粧型枠を用いる場合は、安定計算が断面内か断面外の取り扱いを明確にし、図面との整合性に注意すること。

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算する。

$$P = \gamma_w H_w \quad \dots (1)$$

P : 水深 H_w の点における静水圧 (kN/m^2)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

えん堤高 $\geq 15\text{m}$ の時 $\gamma_w = \rho \cdot g = \rho_w \cdot g$ (水の単位体積重量 1.0×9.81
 9.81 kN/m^3)

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

えん堤高<15m の時 $\gamma_w = \rho \cdot g = \rho_n \cdot g$ (泥水単位体積重量 1.2×9.81
 11.77 kN/m^3)

H_w : 水面からの任意の点の水深 (m)

ダブルウォール砂防えん堤で浮力又は揚圧力を見込んで検討する場合、水の単位体積重量は 9.8 kN/m^3 とする。

●洪水時

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \rho g H^2$$

$$F_{P_{H2}} = \rho g D_h H$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : えん堤高 (m)

D_h : 越流水深 (m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \rho g D_h B$$

$$F_{P_{V2}} = \rho g D_h m H$$

$$F_{P_{V3}} = \frac{1}{2} \rho g m H^2$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V2}}$: 単位幅当たりの P_{V2} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V3}}$: 単位幅当たりの P_{V3} による荷重 (kN/m)

B : 本体の天端幅 (m)

m : 本体上流ののり勾配

●土石流時

土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \rho g (H - D_d)^2$$

$$F_{P_{H2}} = \rho g D_d (H - D_d)$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F_{Rv1} = \frac{1}{2} \rho g m (H - D_d)^2$$

F_{Pv1} : 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

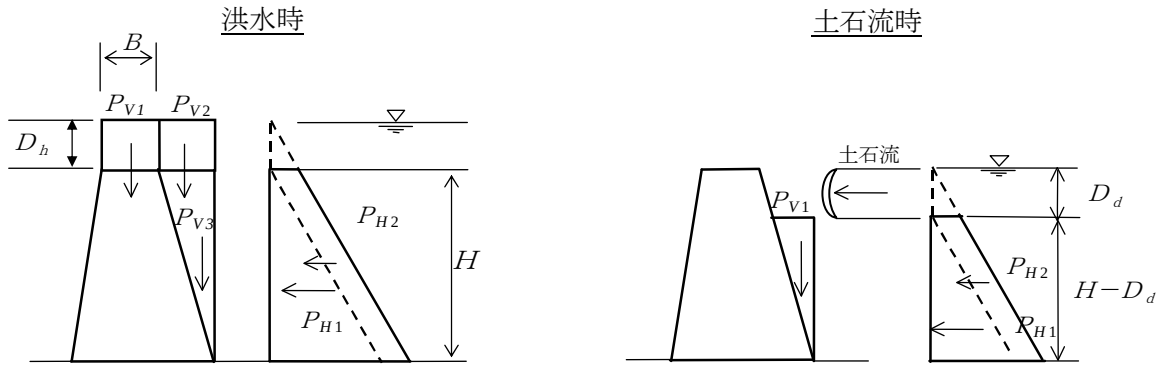


図 1-8 静水圧

(3) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、砂防えん堤完成時に想定される堆砂高とし、アーチ式コンクリートえん堤については満砂時についても考慮する。堆砂深は、完成後1年以内で満砂するえん堤にあつては計画堆砂深を、その他にあつては施工時の埋戻深とする。

$$P_{eV} = W_{si} \cdot h_e \quad \dots (2)$$

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{si} \cdot h_e \quad \dots (3)$$

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

C_e : 土圧係数

W_{si} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

$$H < 15\text{m} : W_{si} = C_* \cdot (\sigma \cdot g - \rho_n \cdot g)$$

$\sigma \cdot g$: 礫の単位体積重量 (kN/m³)

$\rho_n \cdot g$: 泥水単位体積重量 (kN/m³)

C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度

$\sigma \cdot g = 25.50 \text{ kN/m}^3$, $\rho_n \cdot g = 11.77 \text{ kN/m}^3$, $C_* = 0.6$ のとき,

$$W_{si} = 0.6 (25.50 - 11.77) = 8.24 \text{ kN/m}^3$$

$$H \geq 15\text{m} : W_{si} = \rho_s' \cdot g - (1 - \nu) \rho_w \cdot g$$

$\nu = (\sigma - \rho_s') / \sigma$: ただし, $0.3 \leq \nu \leq 0.45$

$\rho_s' \cdot g$: 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m³)

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

$$\begin{aligned} \rho_w' \cdot g &: \text{水の単位単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \\ \sigma \cdot g &= 25.50 \text{ kN/m}^3, \quad \rho_s' \cdot g = 15.0 \text{ kN/m}^3, \\ v &= 0.4117 \quad 0.45, \quad \text{のとき,} \\ W_{si} &= 15.0 - (1 - 0.45) \cdot 9.8 = 9.60 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

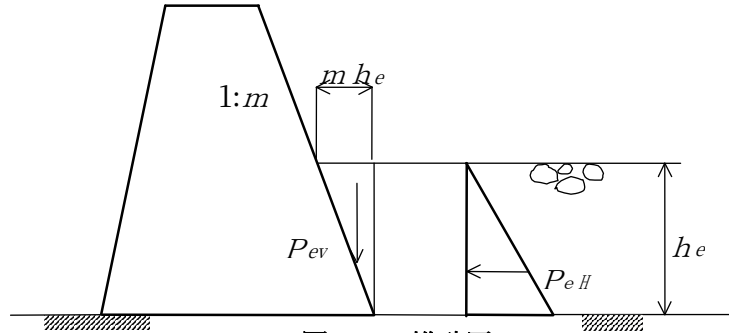


図 1-9 堆砂圧

●土石流時

土石流時は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重として作用し、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$ を加えた大きさとなる。

水平方向

$$F_{PeH1} = \frac{1}{2} C_e W_{si} (H - D_d)^2$$

$$F_{PeH2} = C_e (\gamma_d - \rho g) D_d (H - D_d)$$

F_{PeH1} : 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

F_{PeH2} : 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H : えん堤高 (m)

D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深(m)

C_e : 土圧係数

W_{si} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

ρ : 水の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度

垂直方向

$$F_{PeV1} = \frac{1}{2} W_{si} m (H - D_d)^2$$

F_{PeV1} : 単位幅当たりの P_{eV1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流ののり勾配

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$$

$$\gamma_w = \rho g$$

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

γ_s :水中での土砂の単位体積重量(kN/m³)

γ_w :水の単位体積重量(えん堤高が15m未満の場合は11.77kN/m³程度, えん堤高が15m以上の場合は9.81 kN/m³程度)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度

ρ : 水の密度(kg/m³)

σ : 礫の密度(kg/m³),

g :重力加速度(m/s²) (9.8m/s²)

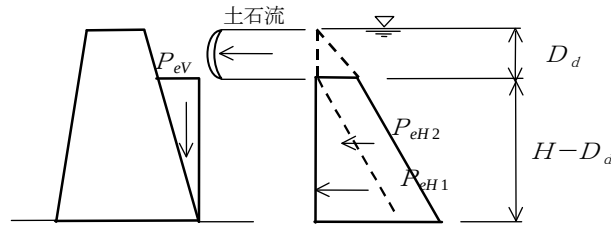


図 1-10 堆砂圧（土石流時）

(4) 揚圧力

揚圧力は、えん堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 1-17 を基準として計算する。

ただし、地盤支持力の検討をする場合は無視する。

表 1-17 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)
岩 盤	$(h_2 + \mu \Delta h) \rho_w$	$h_2 \rho_w$
砂 礫 盤	$h_1 \rho_w$	$h_2 \rho_w$

*建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔II〕 P5 より抜粋，一部加筆

μ :揚圧力係数

h_1 :えん堤上流側水深(m)

h_2 :えん堤下流側水深(m)

$\Delta h = h_1 - h_2$: 上・下流の水位差 (m)

$\rho_w \cdot g$: 水の単位体積重量 (kN/m³)

任意の点 (X) における揚圧力は、次式による。

$$U_x = [h_2 + \mu \Delta h (1 - \frac{X}{L})] \rho_w \cdot g \quad \dots (4)$$

U_x : X地点の揚圧力 (kN/m³)

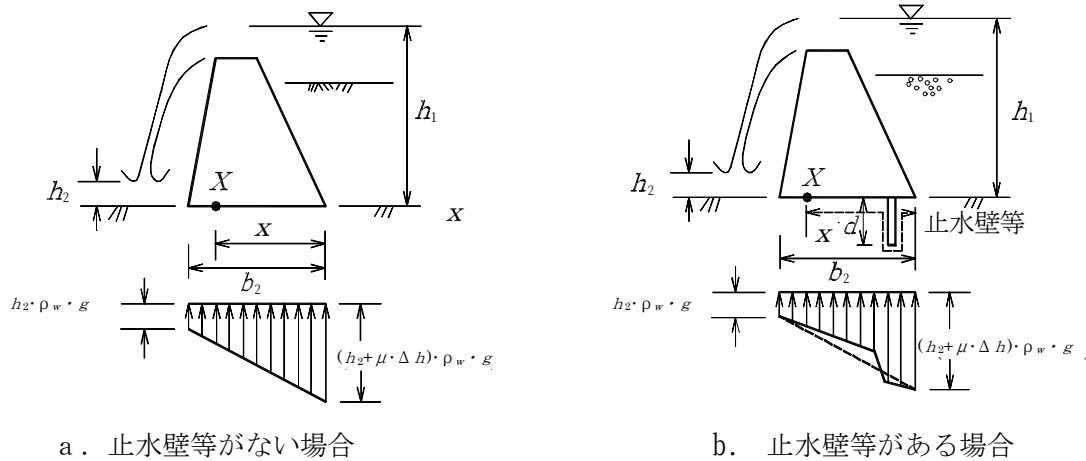
L : 全浸透経路 (m), $L = b_2$

ただし、止水壁等をもうける場合は、 $L = b_2 + 2d$ とする。

b_2 : 堤底幅(m)

d : 止水壁の長さ(m)

x : 上流端から X地点までの浸透経路長(m)



＊建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 P6 より抜粋，一部加筆

図 1-11 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力

地震時慣性力は，堤体に水平方向に作用するものとし，えん堤の自重に設計震度を乗じた値とし次式により求められる。

$$I = K \cdot W \cdots (5)$$

I ：単位幅当たりのえん堤堤体に作用する地震時慣性力（kN/m）

K ：設計震度

W ：単位幅当たりのえん堤堤体の自重（kN/m）

設計震度は通常の岩盤の場合，表 1-18 の値を標準とし，えん堤の高さが 20m を越え，かつ風化または破碎の著しい岩盤基礎，もしくは新第三紀以降の地層で未固結の岩盤基礎の場合には表 1-19 の値とする。

表 1-18 設計震度（通常の岩盤）

えん堤の種類	設計震度
コンクリート重力式砂防えん堤	0.12
アーチ式コンクリートえん堤	0.24

＊建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 P6 より抜粋，一部加筆

表 1-19 設計震度（えん堤高＞20m，かつ，風化または破碎の著しい岩盤基礎，もしくは新第三紀以降の地層で未固結の岩盤基礎）

えん堤の種類	設計震度
コンクリート重力式砂防えん堤	0.15

＊鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P20 より抜粋，一部加筆

(6) 地震時動水圧

地震時動水圧は、えん堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式（Zanger の式）により求めるものとする。

$$\left. \begin{aligned} P_x &= C \rho_w g K H \\ C &= 2 \frac{C_m}{2} \left[\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right] \\ P_d &= \eta \frac{C_m}{2} \rho_w g K H^2 \sec \theta \\ h_d &= \lambda h_x \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

P_x : X 地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面から X 地点までの全地震動水圧 (kN/m)

$\rho_w \cdot g$: 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

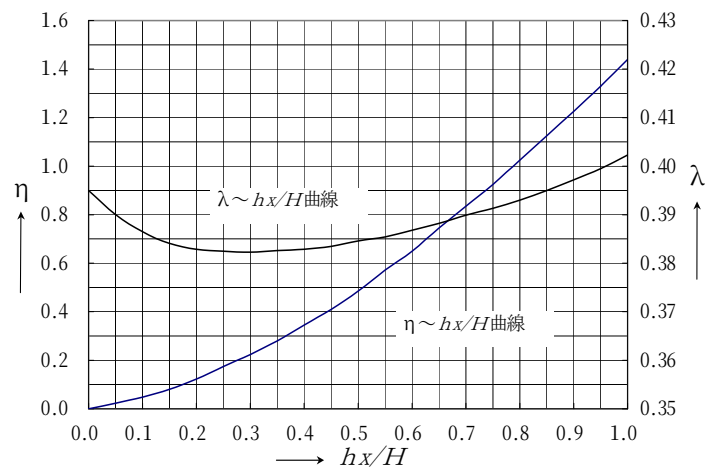
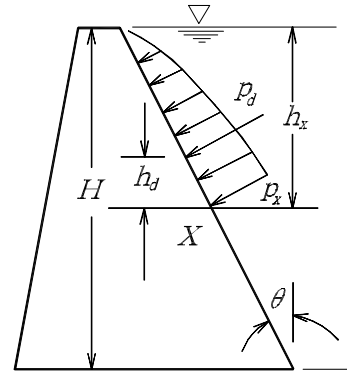
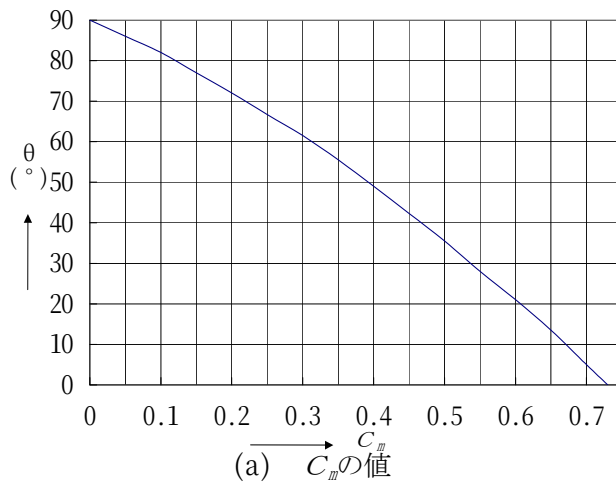
h_x : 貯留水面から X 地点までの水深 (m)

C_m : C が最大となるときの (P_x が最大となるときの) の C の値
(図 1-12 (a)参照)

h_d : X 地点から P_d の作用点までの高さ (m)

(図 1-12(c)から求められる係数

C : 圧力係数



*建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 P7 より抜粋

図 1-12 地震時動水圧の係数

注) Zangerの式はえん堤の上流側の法面が傾斜している場合に使用するもので、えん堤上流側の法面が鉛直か鉛直に近い場合は、Westergaard の近似式を使用するものとする。

<参 考> Westergaardの近似式

$$P_x = \frac{7}{8} \rho_w g K \sqrt{h_0} h_4$$

$$P_d = \frac{7}{12} \rho_w g K h_0^{1/2} h_x^{1/2}$$

$$h_d = \frac{2}{5} h_4$$

(7) 温度荷重

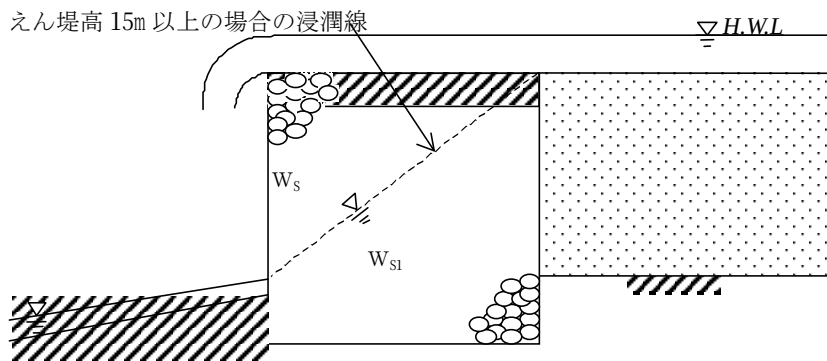
アーチ式コンクリートえん堤以外のコンクリートえん堤において、温度荷重は小さいので無視する。アーチ式コンクリートえん堤の場合は、建設省河川砂防技術基準（案）設計編〔Ⅰ〕第2章 3.5.7 を参照とする。

鋼製砂防えん堤では温度荷重として、温度変化 $\pm 30^\circ$ を見込む。

(8) 浮力

鋼製不透過型砂防えん堤のように石礫や土砂を中詰めする形式の場合には、堤体内の浸潤線以下の中詰材などの固体には浮力が作用する。天端がコンクリートなどの不透水層で被覆されている場合には浸潤線の設定は、図 1-13 のように直線的に変化すると単純化して想定してよい。ただし、15m未満のえん堤の場合は浮力を見込まない。

なお、浮力を考慮した中詰材の見かけの単位体積重量は、堆砂圧の項で示した W_{si} であり、土砂の空中単位体積重量から 9.81kN/m^3 を引いた値ではないことに注意する。



*鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P18 より抜粋

図 1-13 浸潤線の位置

(9) 土石流流体力

$$F = K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d U^2 \dots (7)$$

F ：単位幅当りの土石流の流体力（kN/m）

U ：えん堤地点における土石流の平均流速（m/s）

D_d ：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深（m）

g ：重力の加速度（ 9.8m/s^2 ）

K_h ：係数（1.0とする）

γ_d ：土石流の単位体積重量（ kN/m^3 ）

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（ D_d ）分だけ残して堆砂した状態で土石流が本えん堤を直撃したケースを想定する（図 1-7 参照）。土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。

2.1.4 設計流量

砂防えん堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。

解 説

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値を用い、第Ⅲ編計画編第1章2.7.4に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

土石流ピーク流量は、第Ⅲ編計画編第1章2.7.3に示した方法に基づき算出する。

2.1.5 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

解 説

設計水深は①から③の値の内、最も大きい値とする。

①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕第3章に示された(8)式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \cdots (8)$$

Q : 土砂含有を考慮した流量(m^3/s)

C : 流量係数(0.6~0.66)

g : 重力加速度(9.8m/s^2)

B_1 : 水通しの底幅(m)

B_2 : 越流水面幅(m)

D_h : 越流水深(m)

m_2 : 袖小口勾配

$C=0.6$, $m_2=0.5$ の場合には、(9)式になる。

$$Q = (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \cdots (9)$$

②土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、第Ⅲ編計画編第1章2.7.5に示した方法に基づき算出する。

③最大礫径の値

2.2 本体構造

2.2.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現溪床の中央に位置するものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

解 説

- ①両岸あるいは片岸に岩盤がなく砂礫層の地層である場合は、岩盤のある山腹側に寄せ水通しを設けるとよい。
- ②下流溪流沿いに耕地、宅地、あるいは既設構造物がある場合は、流心および堰堤の方向をも加味して水通しの位置を決定するとよい。
- ③堰堤サイト上流の地形が屈曲している場合には、上下流部の流心を検討の上、位置を決定するとよい。
- ④堰堤附近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに流水の影響を与えないようにするためできる限り水通しの位置を遠ざけるように配慮する。

2.2.2 水通し断面

砂防えん堤の水通し断面は設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。なお、水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

解 説

①余裕高は、表 1-20 に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表 1-21 に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 1-20 余裕高

設計流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表 1-21 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	(余裕高)/(設計水深)
1/10以上	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

②「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる(図 1-14 参照)。但し、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値とする。なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。

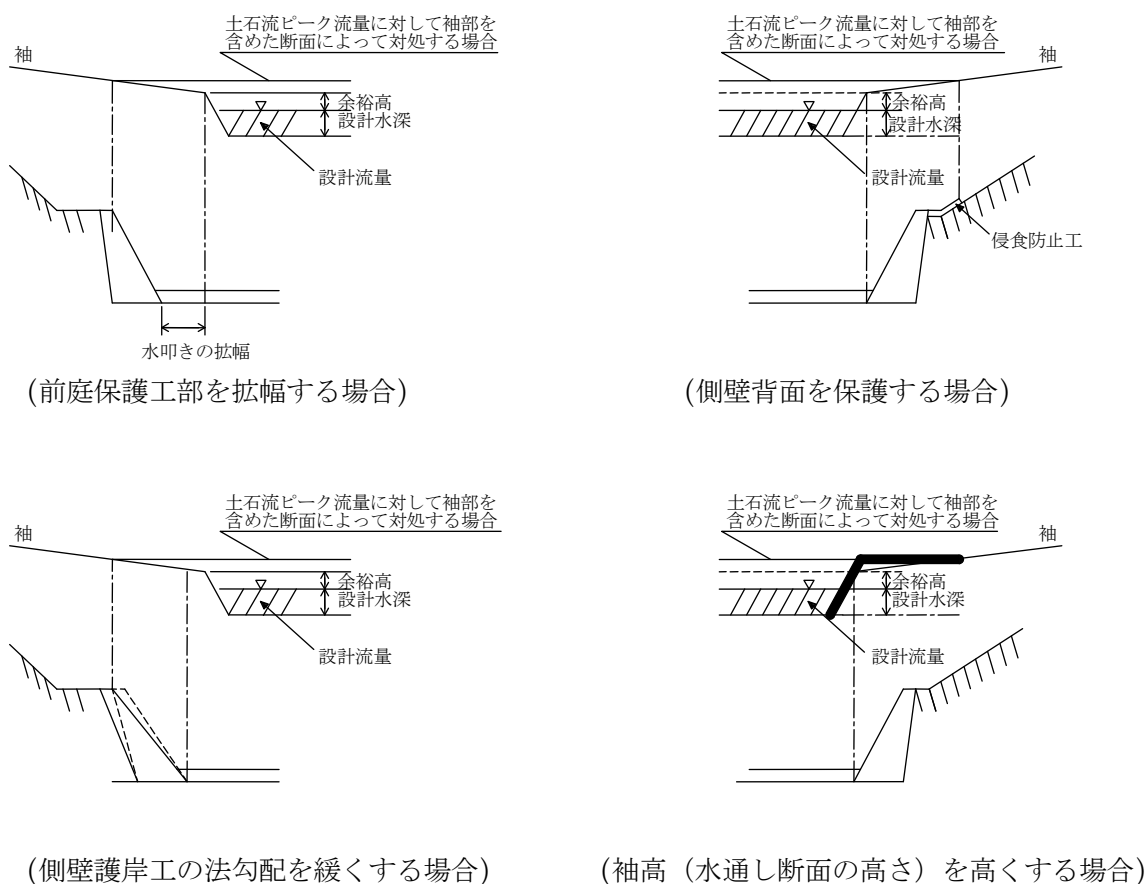


図 1-14 水通し断面

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

2.2.3 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。広島県において土石流対策砂防えん堤の天端は3mを標準とする。

解説

- ①砂防えん堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

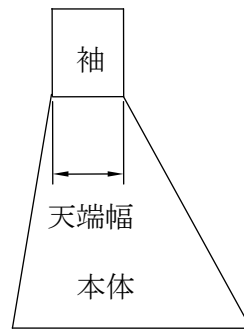


図 1-15 砂防えん堤側面図（事例）と部位名称

②コンクリート砂防えん堤では、溪床構成材料と土砂の流出形態に応じて、表 1-22 のような基準が示されている。

表 1-22 コンクリート砂防えん堤の天端幅の基準

天端幅 (m)	1.5～2.5	3.0～4.0
河床構成材料	砂混じり砂利～玉石混じり砂利	玉石～転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的小さい地域 ～ 常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区 ～ 大規模の土石流常襲地区

*建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 P10 より抜粋

③ダブルウォール砂防えん堤の天端はえん堤サイト付近の溪床構成材料、流出土砂形態、対象流量などの要素を考慮して、流出土砂などの衝撃に耐えるとともに、水通し部では流下砂礫による摩耗にも耐えるような幅とする。また、天端の表面は摩耗しろを考慮した鋼材またはコンクリートなどの耐摩耗性材料で被覆するのを原則とする。最近の実例によると、土石流地域に対して単位セメント量 300kg/m^3 の富配合のコンクリートで、厚さ **50cm** 程度をカバーすることが多い。この被覆層の厚さは、天端付近の鋼材と一体化して、クラックの発生を防止するのに必要な最小厚さ（**30cm** 程度）以上であることが必要である。なお、不同沈下に備えて目地を設ける場合もある。

④中詰材を使用するダブルウォール砂防えん堤では、その抵抗性などを考慮して少なくとも上記コンクリート砂防えん堤の場合以上とするが、最小幅は **2.0m** とするのを原則とする。なお、ブルドーザーでまき出し、転圧しながら施工する場合は、最小幅 **4.0m** 以上必要である。

2.2.4 下流のり

砂防えん堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。砂防えん堤の越流部における下流のりの勾配は一般に1:0.2とする。

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

解 説

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 $U(\text{m/s})$ と、えん堤高 $H(\text{m})$ より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \cdots (10)$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0を上限とする。

土砂が活発に流送され始める流速 $U(\text{m/s})$ は設計外力(本指針2.1.3)で用いた流速の50%程度とする。えん堤高が高くなると $1/H$ の値は小さくなるが、0.2を下限とする。

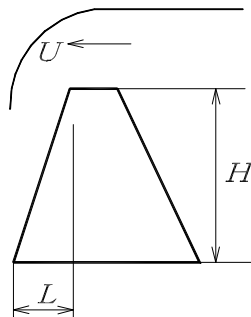


図 1-16 下流のり勾配

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

表 1-23 砂防えん堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時 $h_3=0$ ）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント ($M=VL$ + HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2}W_c nH^2$	(+)		$mH + B + \frac{1}{3}nH$	(+)
	W_2	$W_c BH$	(+)		$mH + \frac{1}{2}B$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2}W_c mH^2$	(+)		$\frac{2}{3}mH$	(+)
静 水 圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2}\rho_w g mH^2$	(+)		$\frac{1}{3}mH$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2}\rho_w g H^2$		(+)	$\frac{1}{3}H$	(+)
堆 砂 圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2}W_{si} m h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3}m h_e$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2}C_e W_{si} h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3}h_e$	(+)
揚 圧 力	U					
	U_1	$\frac{1}{2}\rho_w g \mu b_2 (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3}b_2$	(-)
	U_2	$\rho_w g b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2}b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2}K \rho_c g nH^2$		(+)	$\frac{1}{3}H$	(+)
	I_2	$K \rho_c g BH$		(+)	$\frac{1}{2}H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2}K \rho_c g mH^2$		(+)	$\frac{1}{3}H$	(+)
地震時動水力	P_d					
	P_{dV}	$\frac{1}{2}\eta C_m K \rho_w g mH^2$	(+)		λmH	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2}\eta C_m K \rho_w g H^2$		(+)	λH	(+)
合 計			V	H		M

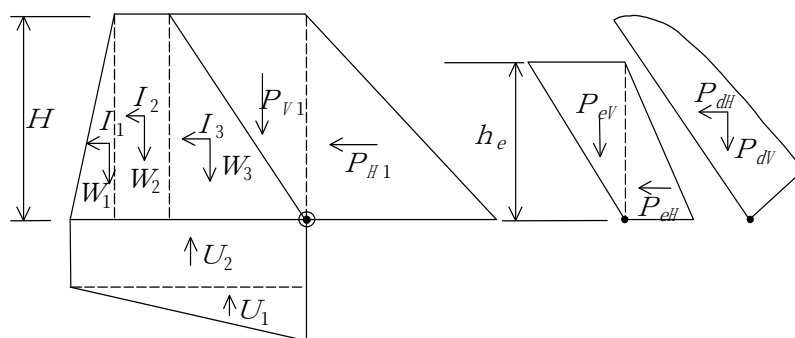


図 1-18 砂防えん堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時 $h_3=0$ ）

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

表 1-24 砂防えん堤の単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

設 計 荷 重	記 号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント ($M=VL$ + HL)
堤 体 の 自 重	W					
	W_1	$\frac{1}{2}W_c nH^2$	(+)		$mH + B + \frac{1}{3}nH$	(+)
	W_2	$W_c BH$	(+)		$mH + \frac{1}{2}B$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2}W_c mH^2$	(+)		$\frac{2}{3}mH$	(+)
静 水 圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2}\rho_n g m(H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3}m(H - D_d)$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2}\rho_n g(H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3}(H - D_d)$	(+)
	P_{H2}	$\rho_n g D_d(H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2}(H - D_d)$	(+)
堆 砂 圧	P_e					
	P_{eV1}	$\frac{1}{2}W_{si}m(H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3}m(H - D_d)$	(+)
	P_{eH1}	$\frac{1}{2}C_e W_{si}(H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3}(H - D_d)$	(+)
	P_{eH2}	$C_e \rho_f D_d(H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2}(H - D_d)$	(+)
揚 圧 力	U					
	U_1	$\frac{1}{2}\rho_n g \mu b_2(H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3}b_2$	(-)
	U_2	$\rho_n g b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2}b_2$	(-)
土 石 流 の 重 さ	P_d					
	P_{d1}	$\gamma_d D_d m(h - D_d)$	(+)		$\frac{1}{2}m(H - D_d)$	(+)
	P_{d2}	$\frac{1}{2}\gamma_d m D_d^2$	(+)		$m(H - D_d) + m \frac{D_d}{3}$	(+)
流 体 力	F	$\alpha (\gamma_d / g) D_d U^2$		(+)	$(H - D_d) + D_d / 2$	(+)
合 計			V	H		

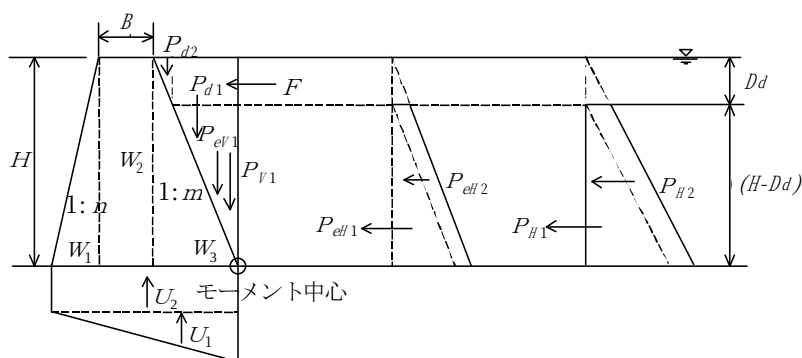


図 1-19 砂防えん堤の単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

表 1-25 砂防えん堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント ($M=VL+HL$)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2}W_c nH^2$	(+)		$mH + B + \frac{1}{3}nH$	(+)
	W_2	$W_c BH$	(+)		$mH + \frac{1}{2}B$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2}W_c mH^2$	(+)		$\frac{2}{3}mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2}\rho_w g mH^2$	(+)		$\frac{1}{3}mH$	(+)
	P_{V2}	$\rho_w g mD_h H$	(+)		$\frac{1}{2}mH$	(+)
	P_{V3}	$\rho_w g BD_h$	(+)		$mH + \frac{1}{2}B$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2}\rho_w g H^2$		(+)	$\frac{1}{3}H$	(+)
	P_{H2}	$\rho_w g D_h H$		(+)	$\frac{1}{2}H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2}W_{si} m h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3}m h_e$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2}C_e W_{si} h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3}h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2}\rho_w g \mu b_2 (H + D_h - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3}b_2$	(-)
	U_2	$\rho_w g b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2}b_2$	(-)
合計			V	H		M

えん堤 15m未満の場合は堤体の自重 W 及び静水圧 P を用いる。

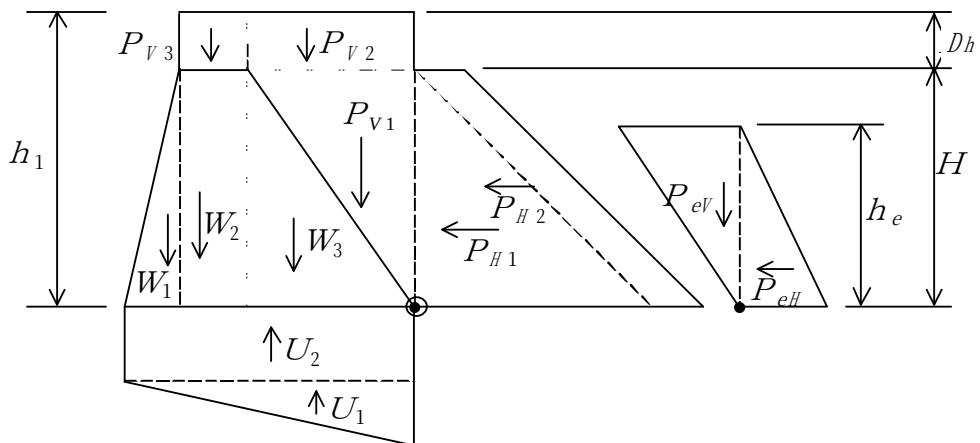


図 1-20 砂防えん堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

(1) 転倒に対する安定計算

$$X = \frac{M}{V} \quad \dots (11)$$

$$0 \leq X \leq b_2 \quad \dots (12)$$

X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

b_2 : 堤底幅 (m)

砂防えん堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあれば確保される。したがって式 (12) にあてはまれば砂防えん堤は転倒しない。

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{fV + \tau_0 L}{H} \quad \dots (13)$$

n : 安全率

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

f : えん堤堤体と基礎地盤との摩擦係数

τ_0 : えん堤堤体または基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度 (kN/m²)

(コンクリートの設計基準強度18N/mm²の場合、堤体の剪断強度2,760kN/m²)

L : 剪断抵抗を期待できる長さ (m)

えん堤の設計荷重が作用したときに、えん堤堤体内、堤底と基礎地盤との接触面、基礎地盤内のいかなる部分においても滑動してはならない。

式 (13) は、堤底と基礎地盤との接触面における剪断力による滑動に対して、安全な剪断摩擦抵抗力を有しているか検討するものである。

f および τ_0 の値は下表を参照すること。また L は、一般にえん堤堤底幅 (b_2) とすることが多い。

表 1-26 地盤の許容せん断応力 (kN/m²) ・ 内部摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	許容せん断応力	内部摩擦係数	区 分	許容せん断応力	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中 硬 岩 (B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩 (Ⅱ) (C_H)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩 (Ⅰ) (C_M)	600	0.7	粘土層	—	0.45

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度および走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

改訂版 砂防設計公式集 (マニュアル) P118 を基に単位系を変換、一部加筆

(3) えん堤堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \quad \dots (14)$$

$$e = x - \frac{1}{2}b_2 \quad \dots (15)$$

b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

式(14)は、堤底の上流端または下流端における垂直応力を求める式で、値が(+)であれば圧縮応力、(−)であれば引張応力である。

堤底に引張応力を生じないためには $-1 \leq \frac{6e}{b_2} \leq 1$ でなければならない。これに $e = x - \frac{1}{2}b_2$ を代入すると $\frac{1}{3}b_2 \leq x \leq \frac{2}{3}b_2$ となる。

これらのことから、転倒に対して安定であり、かつ堤底に引張応力を生じないためには、荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3内でなければならない。

一般的には $x = \frac{2}{3}b_2$ となる断面が経済的である。

式(14)で求めた σ の値が、えん堤堤体および基礎地盤の許容応力より小さければ破壊に対して安定である。

最大垂直応力の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

えん堤堤体および基礎地盤の許容応力は表 1-27、および「1.3 2) (1 0) 地盤の許容支持力」を参照する。なお、この値は標準的なものであり、構造物の重要度・地盤の風化や亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いて良い。

表 1-27 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	6,000	岩 塊 玉 石	600
中 硬 岩 (B)	4,000	礫 層	400
軟 岩 (II) (C_H)	2,000	砂 質 層	250
軟 岩 (I) (C_M)	1,200	粘 土 層	100

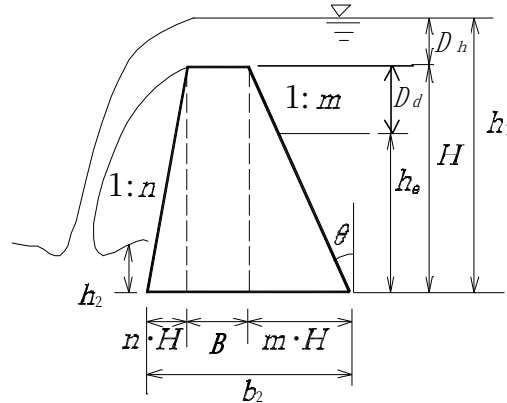
* 改訂版 砂防設計公式集 (マニュアル) P118 を基に単位系を変換

2) 鋼製不透過型（ダブルウォール）砂防えん堤

安定計算は、第1章2.1.3 表 1-16に示す設計荷重を組み合わせで行うものとする。

解 説

表 1-28～表 1-30, 図 1-21～図 1-24 はダブルウォール砂防えん堤に作用する荷重等を示したものである。



H : えん堤高 (m)

B : 水通し天端幅 (m)

b_2 : 堤体幅 (m) $b_2 = B + (m + n) h$

m : 上流のり勾配 $m = \tan \theta$

n : 下流のり勾配

D_d : 土石流水深 (m) $D_d = H - h_e$

h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + D_h$

h_2 : 下流側水深 (m)

D_h : 越流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

γ_t : 中詰土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_o : 中詰土の浮力を考慮した水中の単位体積重量 (kN/m³)

(えん堤高 15m 未満の場合は, 浸潤線を見ないので $\gamma_o = \gamma_t$ として扱う)

γ_{sat} : 中詰土の飽和重量 (kN/m³)

$\rho_w \cdot g$: 流水の単位体積重量 (kN/m³)

$\rho_n \cdot g$: 泥水単位体積重量 (kN/m³)

$\rho_s \cdot g$: 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m³)

(ただし, 土石流時では堆砂の泥水中における単位体積重量とする。)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

$\rho_f \cdot g$: 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (kN/m³) $\rho_f = \gamma_d - \rho_n \cdot g$

C_e : 土圧係数

K : 設計震度

α : 土石流流体力係数

η, C_m, λ : 「2.1.3 (6) 地震時動水圧」参照

図 1-21 ダブルウォール砂防えん堤の安定計算

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

表 1-28 ダブルウォール砂防えん堤単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の下流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (転倒 M_0) (抵抗 M_r)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2}\gamma_t B H$	(+)		$\frac{1}{3}(B + 2nH)$	M_r
	W_2	$\frac{1}{2}\gamma_0(nH + B)H$	(+)		$\frac{2}{3}(nH + B)$	M_r
	W_3	$\frac{1}{2}\gamma_0 m H^2$	(+)		$b_2 - \frac{2}{3}mH$	M_r
静水圧	P					
	P_{v1}	$\frac{1}{2}\rho_n g m H^2$	(+)		$b_2 - \frac{1}{3}mH$	M_r
	P_{v2}	$\rho_n g m D_h H$	(+)		$b_2 - \frac{1}{2}mH$	M_r
	P_{v3}	$\rho_n g B D_h$	(+)		$nH + \frac{1}{2}B$	M_r
	P_{H1}	$\frac{1}{2}\rho_n g H^2$		(+)	$\frac{1}{3}H$	M_0
	P_{H2}	$\rho_n g H D_h$		(+)	$\frac{1}{2}H$	M_0
堆砂圧	P					
	P_{eV}	$\frac{1}{2}W_{si} m h_e^2$	(+)		$b_2 - \frac{1}{3}m h_e$	M_r
	P_{eH}	$\frac{1}{2}C_e W_{si} h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3}h_e$	M_0
合計			V	H		M_0 M_r

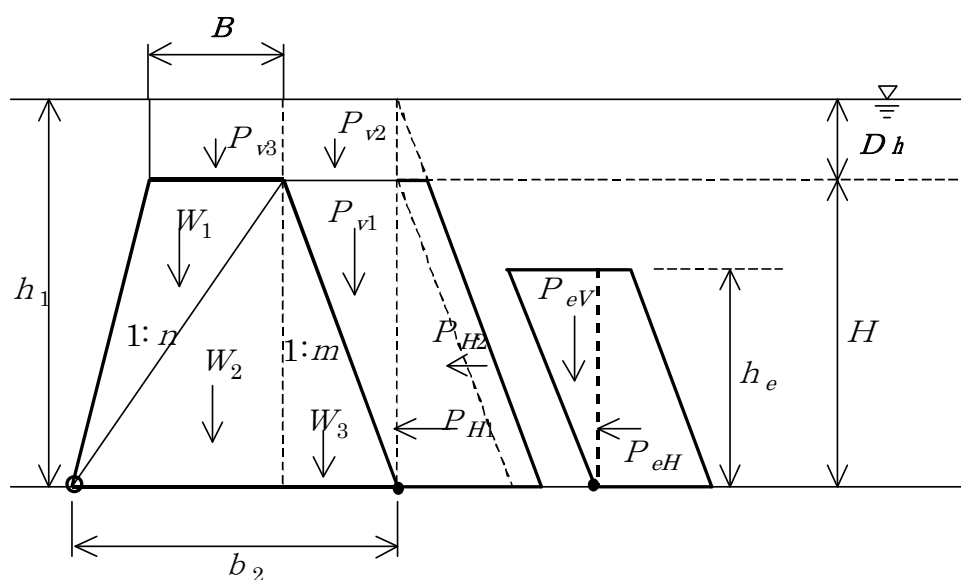


図 1-22 ダブルウォール砂防えん堤の荷重図（洪水時）

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

表 1-29 ダブルウォール砂防えん堤単位幅当たり断面に作用する力（平常時）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の下流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (転倒 M_0) (抵抗 M_r)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2}\gamma_1 BH$	(+)		$\frac{1}{3}(B+2nH)$	M_r
	W_2	$\frac{1}{2}\gamma_0(nH+B)H$	(+)		$\frac{2}{3}(nH+B)$	M_r
	W_3	$\frac{1}{2}\gamma_0 mH^2$	(+)		$b_2 - \frac{2}{3}mH$	M_r
静 水 圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2}\rho_w g m H^2$	(+)		$b_2 - \frac{1}{3}mH$	M_r
	P_{H1}	$\frac{1}{2}\rho_w g H^2$		(+)	$\frac{1}{3}H$	M_0
堆 砂 圧	P					
	P_{eV}	$\frac{1}{2}W_{si} m h_e^2$	(+)		$b_2 - \frac{1}{3}m h_e$	M_r
	P_{eH}	$\frac{1}{2}C_e W_{si} h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3}h_e$	M_0
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2}\gamma_1 BHK$		(+)	$\frac{2}{3}H$	M_0
	I_2	$\frac{1}{2}\gamma_{sat}(nH+B)HK$		(+)	$\frac{1}{3}H$	M_0
	I_3	$\frac{1}{2}\gamma_{sat} m H^2 K$		(+)	$\frac{1}{3}H$	M_0
地震時動水力	P					
	P_{dV}	$\frac{1}{2}C_m \eta K \rho_w g m H^2$	(+)		$b_2 - \lambda m H$	M_r
	P_{dH}	$\frac{1}{2}C_m \eta K \rho_w g H^2$		(+)	λH	M_0
合 計			V	H		M_0 M_r

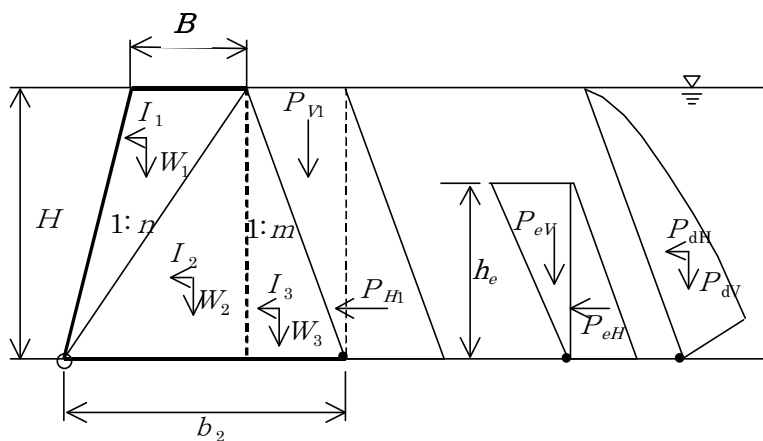


図 1-23 ダブルウォール砂防えん堤の荷重図（平常時）

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

表 1-30 ダブルウォール砂防えん堤単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の下流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (転倒 M_0) (抵抗 M_r)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2}\gamma_t B H$	(+)		$\frac{1}{3}(B + 2nH)$	M_r
	W_2	$\frac{1}{2}\gamma_0(nH + B)H$	(+)		$\frac{2}{3}(nH + B)$	M_r
	W_3	$\frac{1}{2}\gamma_0 m H^2$	(+)		$b_2 - \frac{2}{3}mH$	M_r
静 水 圧	P					
	P_{v1}	$\frac{1}{2}\rho_n m (H - D_d)^2$	(+)		$b_2 - \frac{1}{3}m(H - D_d)$	M_r
	P_{H1}	$\frac{1}{2}\rho_n (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3}(H - D_d)$	M_0
	P_{H2}	$\rho_n D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2}(H - D_d)$	M_0
堆 砂 圧	P_e					
	P_{ev1}	$\frac{1}{2}W_{si} m (H - D_d)^2$	(+)		$b_2 - \frac{1}{3}m(H - D_d)$	M_r
	P_{eH1}	$\frac{1}{2}C_e W_{si} (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3}(H - D_d)$	M_0
	P_{eH2}	$C_e \rho_f g D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2}(H - D_d)$	M_0
土 石 流 の 自 重	P_d					
	P_{d1}	$\gamma_d D_d m (H - D_d)$	(+)		$b_2 - \frac{1}{2}m(H - D_d)$	M_r
	P_{d2}	$\frac{1}{2}\gamma_d m D_d^2$	(+)		$nH + B + \frac{2}{3}mD_d$	M_r
流 体 力	F	$\alpha \frac{\gamma_d}{g} D_d U^2$		(+)	$(H - D_d) + \frac{1}{2}D_d$	M_0
合 計			V	H		M_0 M_r

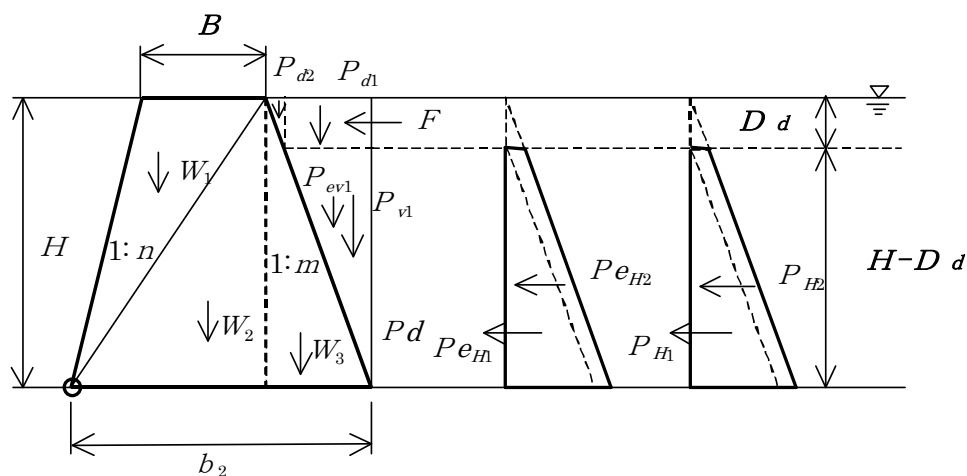


図 1-24 ダブルウォール砂防えん堤の荷重図（土石流時）

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

転倒の安全性は、一般に次式によって確かめられる。安全率は、1.2以上とする。ただし、えん堤高15m以上の場合は1.5以上とする。

$$F = M_r / M_o \quad \cdots (16)$$

ここに、 F ：安全率

M_o ：単位幅当たり断面に作用する外力による転倒モーメント (kN・m)

M_r ：単位幅当たり断面の自重等による抵抗モーメント (kN・m)

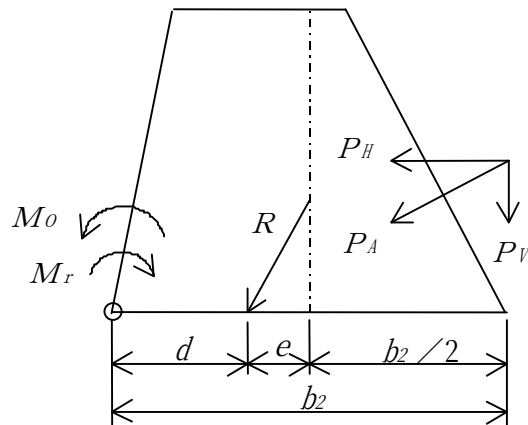
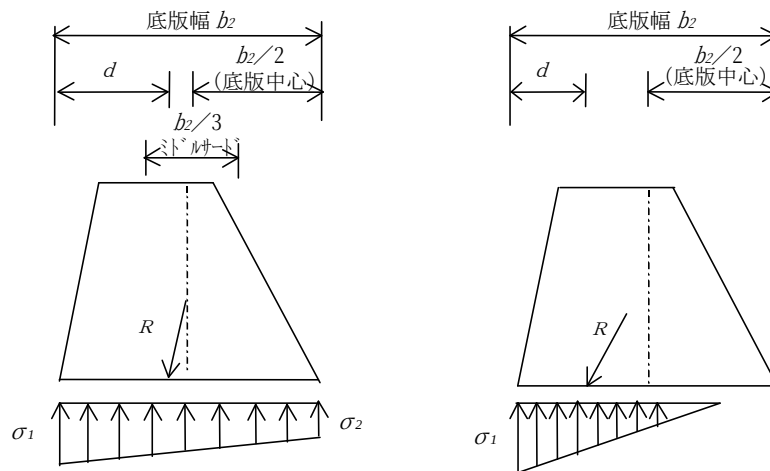


図 1-25 合力作用位置の求め方



(a) 合力作用点が底版中央の底版幅 1/3 の中にある場合 (台形分布) (b) 合力作用点が底版中央の底版幅 1/3 の外にある場合 (三角形分布)

$$\textcircled{1} \quad \sigma_1 = \frac{\Sigma V}{b_2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{b_2} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{b_2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{b_2} \right)$$

$$\textcircled{2} \quad \sigma_1 = \frac{2\Sigma V}{3d}$$

図 1-26 地盤反力度の求め方

2.2.6 中詰材のせん断抵抗性の検証

中詰材のせん断抵抗性の検討は、原則として、水通し部分の2次元断面について行うものとし、せん断変形に対し、十分な抵抗性を有していなければならない。

中詰材のせん断変形に対する抵抗は、次式で求めることとする。

$$F \leq M_r / M_d$$

ここに、 F ：安全率（1.2以上）

M_d ：単位幅当たりの基礎地盤（底面）における変形モーメント（外力によるモーメント）（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）

M_r ：中詰材単位幅当たりの抵抗モーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）

抵抗モーメントの計算法には、以下に述べる二つの考え方がある。これまでは鋼矢板セル式係船岸の設計計算法である（2）の北島式が用いられており、これは矩形断面における抵抗モーメントの推定式である。これに対し、（1）の香月・石川・伊藤の推定式は、上流面が傾斜（階段型）している場合についても実験を行い、提案されたものである。

解 説

（1）香月・石川・伊藤の推定式

$$M_r = \frac{P_t}{6} (2 h_1^2 + h_2^2 + 3 h_1 h_2 - \eta H^2) \quad \dots (17)$$

H ：堤体高（m）

h_1 ：前壁から 45° に延長した線が後壁面と交わる点Tの高さ（m）

h_2 ：T点から堤体頂部までの高さ（ $H - h_1$ ）（m）

η ：前壁面下部の増分礫圧の基準値に対する低減係数

P_t ：後壁面に生ずる増分礫圧の基準値（ kN/m^2 ）

$$= 4 \bar{M} P_v \tan \phi_s$$

ϕ_s ：中詰材のせん断抵抗角（度）

P_v ：底面に作用する垂直礫圧（ kN/m^2 ）

$\bar{M}$ ：無次元モーメント

$$= a \gamma_a + b \gamma_a^c$$

γ_a ：許容せん断変形量

a, b, c ：実験定数

この抵抗モーメントは、図 1-27 に示す香月・石川によって提案された増分礫圧モデルを、底面周りのモーメントとして積算したものである。

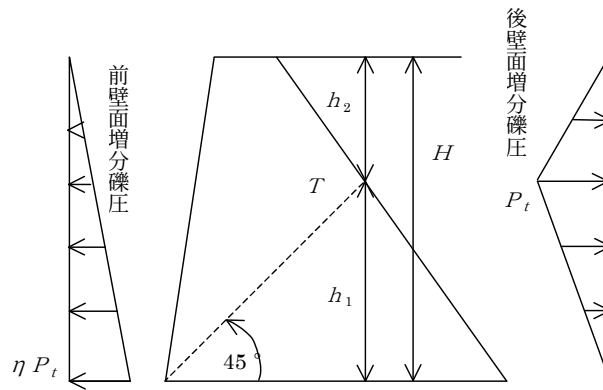


図 1-27 増分礫圧モデル

底面に作用する垂直礫圧 P_v は、図 1-28 に示すように底面上部にある中詰材および貯砂による重量を堤体幅 b_2 で除したものである。

すなわち、

$$P_v = (W_{s1} + W_{s2} + W_e) / b_2$$

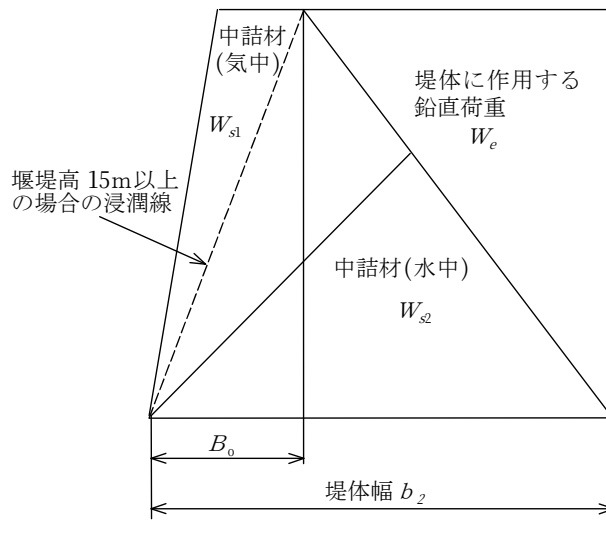


図 1-28 底面に作用する重量と B_o

また、低減係数 η については、図 1-27 に示す交叉点 T が後壁面との間に得られる堤体幅においては、

$$\eta = 0.5$$

それ以上の堤体幅においては、

$$\eta = 1 - B_o / 2H \quad (\text{ただし、} B_o / H \text{ が } 2.0 \text{ を超える場合には、} \eta = 0.0)$$

とする。

ここに、 B_o ：図 1-28 に示す天端上流側と前壁下端とのなす幅
許容せん断変形量 γ_a は、次の 3 つの許容値の最小値を用いる。

- ① 0.01 (1%)
- ② 施設の要求性能から許容される許容値
- ③ 継ぎ手構造等の許容するせん断変形量

実験定数 a , b , c は、次式によるものとする。

$$a = 2.1 \times e^{-7.2}$$

$$b = 0.39 \times e^{-3.0}$$

$$c = 0.2$$

ここで、 e は締固めによる定数で次の値を用いるものとする。

- ・ 締固めが良好なもの 0.75
- ・ 締固めが普通のもの 0.80
- ・ 締固めが弱いもの 0.85
- ・ 締固めが極めて弱いもの 1.00

なお、割栗石、砕石等は単位体積重量が 18kN/m^3 以上である場合は締固めが良好なものとして 0.75 とする。

堤体の変形後の中詰土圧は、図 1-29 のように中詰材の初期礫圧荷重（主働土圧係数を用いた礫圧）と中詰材の増分礫圧荷重となる。

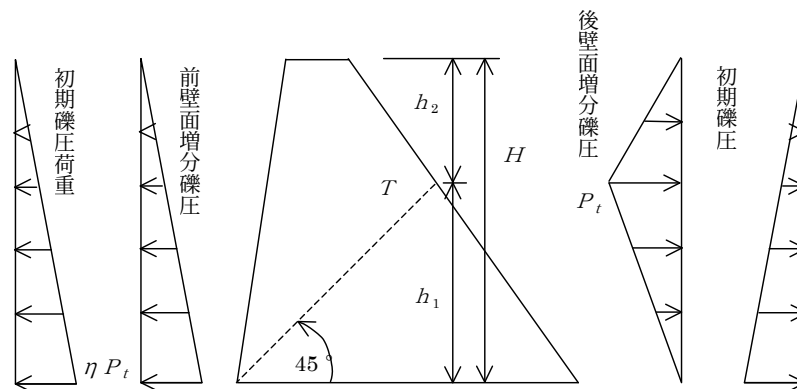


図 1-29 中詰材の初期礫圧と増分礫圧

部材の構造計算を行う場合の中詰土圧は、前壁面に作用する礫圧分布荷重を用いるものとする。なお、矩形単純せん断枠および階段形単純せん断枠実験によると、せん断変形量が 1 % 以内では、前壁面に作用する礫圧の測定値は、計算上の主働土圧値の 2 倍を超えることはなかった。したがって、前壁面に作用する礫圧分布荷重の算定にあたって、増分礫圧 ($\eta \cdot P_T$) は、主働土圧値を超えないものとする。

(2) 北島の推定式

$$M_r = 1/6 (\gamma R_o H_o^3) \quad \dots (18)$$

$$R_o : 2/3 \{ \nu_o^2 (3 - \nu_o \cos \phi) \tan \phi \sin \phi \} \text{ (変形を許さない場合)}$$

$$\nu_o^2 (3 - \nu_o \cos \phi) \sin \phi \text{ (変形を許す場合)}$$

γ : 中詰めの換算単位体積重量 (中詰材の単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量) (kN/m^3)

H_o : 換算壁高 (中詰材の換算単位体積重量を用いた場合の中詰材による抵抗モーメントを計算するための仮定の壁高) (m)

ν_0 : B/H_0

B : 換算壁体幅 (m)

ϕ : 中詰材のせん断抵抗角 (度)

この計算法は、鋼矢板セル式係船岸壁の設計計算法であり、この種の構造物の解析法としてはほぼ確立された方式である。

抵抗モーメントの計算式中で、 R_0 は変形を許す場合と許さない場合とで異なる。変形を許す場合 R_0 は、セル体のせん断変形を1～2%程度許した中詰めが塑性化した場合の R_0 に対応している。砂防えん堤の場合は多少変形しても機能的に支障がなく、また静的荷重に対しては、進行性の変形ではないので、せん断変形に対する抵抗モーメントの計算は、変形を許す場合の算定式によってよい。ただし、高さ10mを超え人家に近い構造物では、変形を許さない場合の式によって抵抗モーメントを算出することが望ましい。

また、部材の構造計算を行う場合の中詰材の土圧係数については、北島の研究によると、セルの前壁に対する中詰土圧は、中詰完了直後に最大で静止土圧状態となり、水平荷重によるセルの変形に伴い、次第に減少して主働土圧へと移行していくことが知られ、この実験結果から、中詰めの土圧係数は、 $\tan\phi$ とすることを、提案している。したがって、ここでは中詰完了時で静止土圧係数(0.4～0.6)とし、長期荷重として考えた場合は主働土圧係数とする。

2.2.7 構造計算

ダブルウォール砂防えん堤の構造計算に用いる荷重は、次のとおりとする。

- (1) 抵抗要素を鋼骨組のみと考える場合は、安定計算に用いる荷重のほか、中詰材の土圧を加える。
- (2) 抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、中詰材の土圧とする。
- (3) 土石流区間に設置し、礫の衝突を受ける場合は衝突荷重に対しても検討を行う。

ダブルウォール砂防えん堤の構造計算は、上記に示す荷重により部材力を策定し、各部材の応力度の照査、継手部の照査を行う。この場合の構造計算は、許容応力度法による。

解 説

ダブルウォール砂防えん堤は、作用荷重に対してえん堤が一体となって荷重に抵抗することが、保証されなければならない。この場合、部材応力の照査は許容応力度法によることとし、鋼材の許容応力度は、第1章1.2.5に示す値とする。

ダブルウォール砂防えん堤は、中詰材の流出を防止する上下流の壁面材とその壁面材をつなぐ腹起しおよびタイロッドからなり、抵抗要素を中詰材のみと考えるため、中詰材の土圧に対して部材力を算定する。

(1) 壁面材

中詰材の土圧に対して単純梁や引張材(2ヒンジドアーチ材)として部材力を算定す

る。

(2) 腹起し

腹起しは、壁面材に作用する中詰めの土圧をタイロッドに伝達する部材であり、中詰材の土圧に対して単純梁や連続梁として部材力を算定する。

(3) タイロッド

タイロッドは腹起しから伝達される中詰材の土圧に対して抵抗し、上下流の壁面材を一体とする部材であり、引張材として部材力を算定する。

2.3 基礎

えん堤の基礎は、所要の支持力並びに剪断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。えん堤の基礎は、必要に応じカットオフ、遮水壁等により補強するものとする。

砂防えん堤の基礎は岩着することが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティング基礎としても良い。但し、その場合、砂防えん堤のえん堤高は15m未満であることを原則とする。

解説

砂防えん堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防えん堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防えん堤の高さは15m未満であることを原則とする。

なお、地すべり地や軟弱地盤等においてやむをえず砂防えん堤を計画しなければならない場合には、枠えん堤等地盤支持力に適したタイプを選定する。また、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

2.3.1 根入れ

えん堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても基礎の不均質性や風化の速度を考慮して決定する。

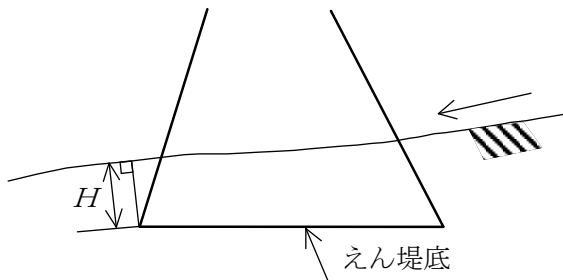
解説

えん堤基礎の根入れは、表 1-31の標準値以上とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂地盤の固結の程度により割増しできるものとする。

表 1-31 基礎の根入れ深さ

土 質	標準根入れ深さ	摘 要
砂礫・岩塊玉石	2.0m	流出堆積土は支持層と考える。 流出堆積土は根入れ深さに見込むことができる。
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.5m	
中硬岩・硬岩	1.0m	

(1) 砂礫地盤の場合

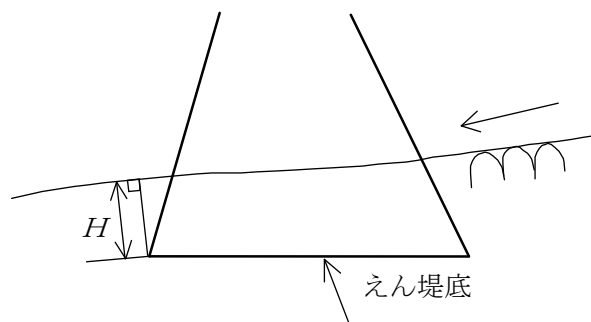


H : 根入れ深さ(m)

$H=2.0\text{m}$ 以上

図 1-30 基礎の根入れ深さ (1)

(2) 岩盤の場合



H : 根入れ深さ(m)

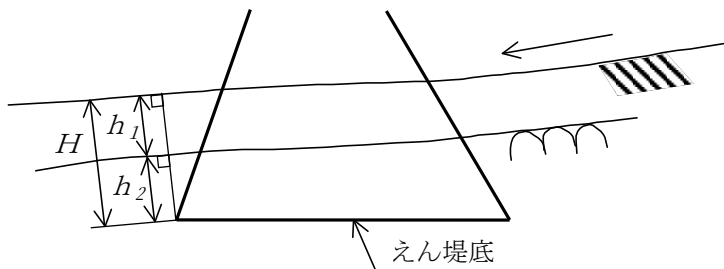
1. 軟岩 (I), 軟岩 (II) の場合

$H=1.5\text{m}$ 以上

2. 中硬岩, 硬岩の場合 $H=1.0\text{m}$

図 1-30 基礎の根入れ深さ (2)

(3) 砂礫層の下に岩盤のある場合



H : 根入れ深さ (m) $= h_1 + h_2$

h_1 : 被覆土の根入れ深さ (m)

h_2 : 岩盤の根入れ深さ (m)

1. 被覆土のある軟岩 (I), (II) の場合 H は, $h_1 + 1.5\text{m}$ と 2.0m の値のうち小さい方を採用する。

2. 被覆土のある中硬岩, 硬岩の場合 H は, $h_1 + 1.0\text{m}$ と 2.0m の値のうち小さい方を採用する。

図 1-30 基礎の根入れ深さ (3)

2.3.2 カットオフ

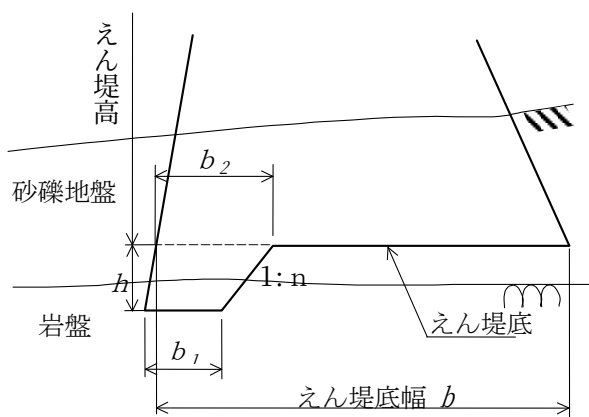
カットオフはパイピングの恐れが有り遮水する場合と、下流部の洗掘から基礎部を保護する場合等に設置する。

解 説

カットオフは、目的を明確にして計画するものとする。

(1) 遮水を目的で設置する場合

パイピングに対する検討を実施して計画する。



h : パイピング防止に必要な深さ
(ただし h は 3.0m 以下とする)

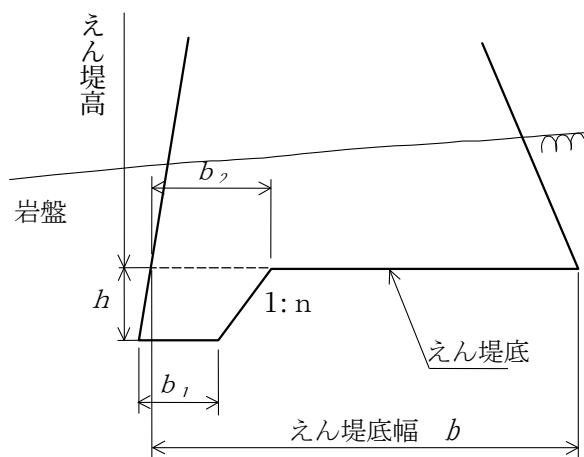
n : 土質による床掘勾配

b_1 : 2.0m を標準とする

注1) カットオフの施工長は、堤底長と同一かそれ以上とする。

図 1-31 カットオフ (1)

(2) 下流部の洗掘に対して設置する場合



h : 1.0m を標準とする

n : 土質による床掘勾配

b_1 : 2.0m を標準とする

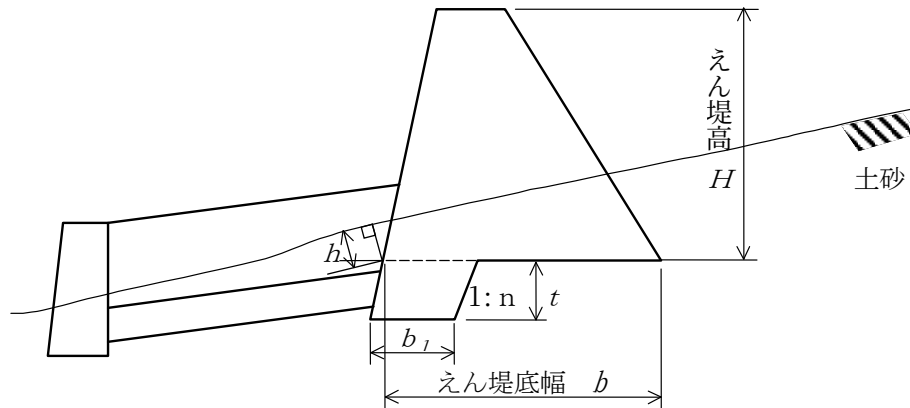
ただし、 b_2 がえん堤底幅 b の $1/3$ を超える場合は b_2 をえん堤底幅 b の $1/3$ 程度として b_1 を決定する。

(0.1m 単位とする)

注1) カットオフの施工長は、堤底長と同一とする。

図 1-31 カットオフ (2)

(3) 前庭保護の取合いが目的の場合

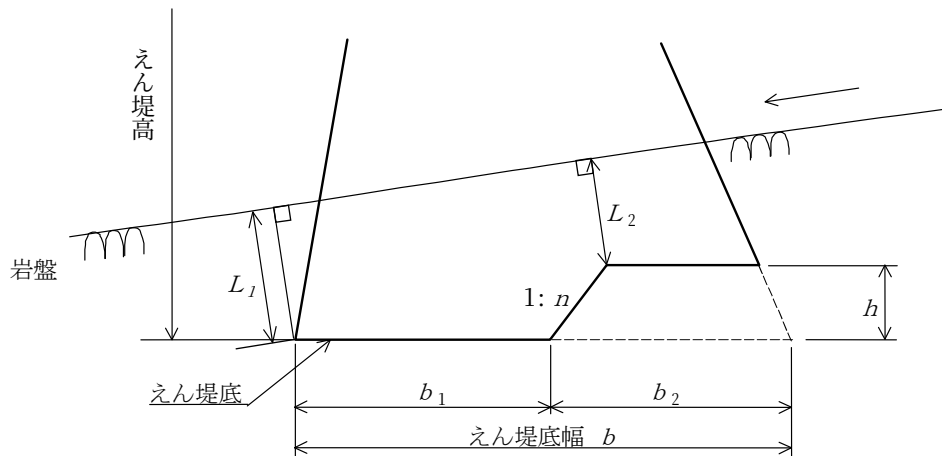


- t : 表法における水叩き底面高より深い位置とする
- b_1 : $b/3$ 以下で最小は2.0mとする (0.5m単位とする)
- h : 土質・岩質による所定の根入れ
- n : 土質・岩質による掘削勾配

図 1-31 カットオフ (3)

2.3.3 断面節約

基礎が岩盤（軟岩（Ⅱ）以上）で、溪床勾配が急な場合に掘削量，コンクリート量等を減じ経済性を高めるために断面節約を計画する。



下記条件による断面設定ができない場合，断面節約を実施しない。

- h : 1.0m以上，3.0m以下を標準とする
- n : 土質による床掘勾配
- $L_1 \cdot L_2$: 土質による所定の根入れ深さ
- b_1 : えん堤底幅の1/3以上 最小2.0m (切り上げて0.5m単位とする)
- b_2 : えん堤底幅の1/3以上

図 1-32 断面節約

2.3.4 水通し部における基礎部の長さの割増

砂防えん堤基礎部は、落下水による洗掘等を考慮し水通し肩線を鉛直に下した線から余裕をもった長さとする。

解 説

水通し部における基礎部の長さの割増は、下図を標準とする。

A 、 B の値は表 1-32により決定のこと。

表 1-32 基礎部の長さの割り増し（水通し部）

	砂礫・岩塊玉石	軟岩（Ⅰ）（Ⅱ）	中硬岩・硬岩
A	———	———	1.2m以上
B	2.0m以上	1.5m以上	1.0m以上

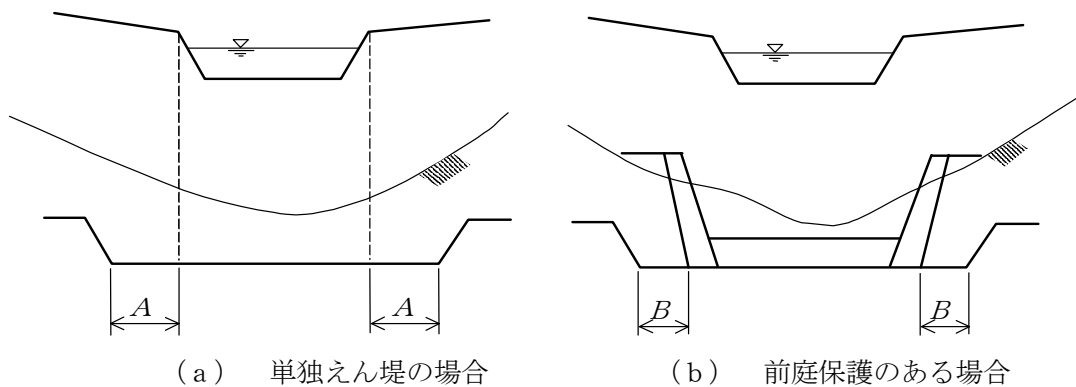


図 1-33 基礎部の長さの割増

2.3.5 基礎処理

えん堤の基礎として十分強度を得ることができない場合は、想定されるそれぞれの現象に対応できるよう経済性・施工性等を検討し、適切な基礎処理を設ける。

解 説

基礎処理としては、近年よく使用されている基礎処理工法と従来から使用されてきた砂礫層が深い場合の基礎処理工法について記載している。

使用にあたっては、想定されるそれぞれの現象に対応できるように経済性・施工性等を検討し、基礎処理工を選択する必要がある。

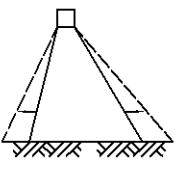
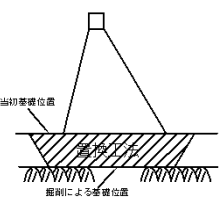
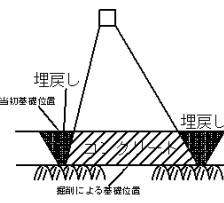
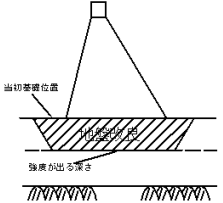
2.3.5.1 近年使用されている基礎処理工法

近年使用されている基礎処理工法は、砂礫層が浅い場合の基礎処理工法である。基礎工法は、現地状況や経済性等に考慮し、選定する

解 説

近年使用されている基礎処理工法の概要を表1-33に示す。

表 1-33 地盤支持力・せん断摩擦抵抗力改善の一般的な工法

工 法	応力分散	置換工法 (良質土または砕石)	通常打設	地盤改良
概 要 図				
工 法 の 概 要	堤底幅を広くし、応力を分散させる。	所定の強度が出る深さまで掘削して、良質土に置き換える。	所定の強度が出る深さまで掘削して、コンクリートを打設する。	所定の強度が出る深さまで地盤改良を行う。
適用基礎地盤	・N 値 30 未満の地盤	・土石流堆積物 ・N 値 30 未満の地盤 ・必要強度が足りない地盤(※1)	・土石流堆積物 ・N 値 30 未満の地盤 ・必要強度が足りない地盤(※1)	・土石流堆積物 ・N 値 30 未満の地盤 ・必要強度が足りない地盤(※1)
参 考	・堰堤規模が大きくなる。	・用地制約等により広い範囲の掘削が困難な場合は適用し難い。	・用地制約等により広い範囲の掘削が困難な場合は適用し難い。	・現位置での改良や現地発生土の有効利用が可能な工法がある。 ・有機物を多く含む土砂では適用し難い

※1：図 1-34 の模式図に示すとおり、N 値が 30 以上の土砂を支持層とした場合は、置換等により、強度が高い層を支持層とした場合より不経済となることがあるため、経済性や施工性を比較した上で判断が必要である。

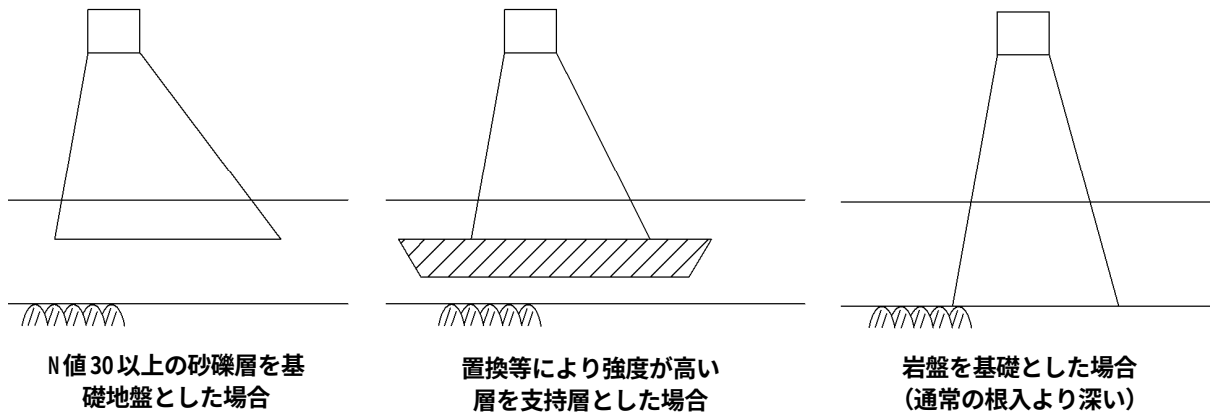


図 1-34 模式図

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

(1) 置換工法

良質土や碎石による置換工法は、平常時に流水がある溪流では、細粒分が流出することが懸念されるため、平常時の流水がない溪流や、袖部等で部分的に基礎処理が必要な場合に採用することを原則とする。

(2) 地盤改良工法

地盤改良工法の概要を表 1-34 に示す。

表 1-34 地盤改良工法の概要

工法名	概要	特徴	適用範囲
浅層混合 処理工法 注)1	地盤の表層部にセメント系固化材を添加・混合して、目的に応じた必要強度を有する改良層を造成する工法である。	混合方法は機械混合攪拌に限られ、固化材の添加方式によって粉体方式とスラリー方式に区分される。混合位置によって「原位置混合方式」と「事前混合方式」とがある。	改良深さは2～3mまで程度が一般的であるが、近年、中間的な表現として3～10m程度の改良を中層と呼ぶ場合もある。
深層混合 処理工法 注)1	専用機械を用いて比較的深い深度まで削孔（貫入）して土と固化材とを混合して改良層を造成する工法である。	混合方法は機械攪拌（粉体系・スラリー系）と噴射攪拌（スラリー系）に区分される。さらに固化材の添加方式によって粉体方式とスラリー方式に区分される。	改良深度が3mより深い場合に一般的に用いる。
I N S E M 工法注)2	現地発生土とセメントを混合し、振動ローラーで締固め、構造物を構築する工法である。	砂防ソイルセメントにより地盤の改良を行うため、現地発生土を有効活用した工法である。	掘削可能な範囲において適用可能となる。
I S M工法 注)3	構造物を築造する現位置において、現地の玉石や砂礫等とセメント・セメントミルクをバックホウに装着したツインヘッドを用いて攪拌混合し、所定の強度を有する混合体を形成する工法である。	砂防ソイルセメントにより地盤の改良を行うため、現地発生土を有効活用した工法である。	掘削可能な範囲において適用可能となる。

注)1 セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第3版 平成15年9月発行：社団法人セメント協会

注)2 砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年10月28日発行：(財)砂防・地すべり技術センター

注)3 現位置攪拌混合固化工法（I S M工法）設計・施工マニュアル 第1 回改訂版、平成19年3月
：(財)先端建設技術センター I S M工法研究会

(3) 改良体の設計

①目標強度の検討

地盤改良工法を用いる際の改良体の目標強度は、構造物の鉛直応力に対して、十分安全な値を設定する必要がある、その下限値は次式のように表わす。

$$\text{目標強度} \geq \text{最大垂直応力}(\sigma) \times \text{安全率}(n) \quad (\text{一般に } n=3) \text{注4)}$$

最大垂直応力（ σ ）：安定計算により算定される下流端垂直応力度もしくは上流端垂直応力度のうち最大となる応力とする。

注4) セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第3版 平成15年9月発行：(社)セメント協会

砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年10月28日発行：(財)砂防・地すべり技術センター

②配合の検討

配合強度は、配合試験において基準とする標準供試体の圧縮強度の目標値である。配分強度は、施工後の改良体が所要の目標強度を発現するように下式のように設定するものとする。なお、配合強度は材齢28日を標準とする。

$$\text{配合強度} \geq \text{目標強度} \times \text{割増係数}(k)$$

割増係数(k)については、選定する工法により違うため、以下のとおり適宜決定する。

【INSEM工法】注5)

一般的には以下の値を割増係数として採用する

$$k=1.5$$

【ISM工法】注5)

割増係数は以下の表に示すとおり、変動係数(V)により求める。

表 1-35 ISM の変動係数と割増係数

ISM タイプ	I	II	III	
設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	$18 \leq f'_{ck}$	$10 \leq f'_{ck} \leq 18$	$6 \leq f'_{ck} < 10$	$1 \leq f'_{ck} < 6$
変動係数 (V)	15%	20%	25%	30%
割増係数 (k) $k = \frac{1}{1 - \frac{1.645 \times V}{100}}$	1.33	1.49	1.7	1.97

【その他の地盤改良工法】注6)

その他の地盤改良工法における割増係数は、一般的な2.0程度を目安とする。

注5) 砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年10月28日発行：(財)砂防・地すべり技術センター

注6) セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第3版 平成15年9月発行：(社)セメント協会

(4) 改良範囲の検討

範囲は、応力分散を考慮した範囲とする。改良深度は、地盤の許容支持力が満足する位置までとする

①縦断・横断方向の改良範囲

縦断方向の改良範囲は、図 1-35 に示すとおり、本堤上下流端から応力分散角 30° を考慮した範囲とする。応力分散角 30° は、「道路土工 擁壁工指針」を参考とした。

また、②で設定する深度方向の改良範囲内に基盤（岩盤）が存在する場合は、図 1-35、図 1-36 に示すとおり、改良範囲は基盤（岩盤）までとする

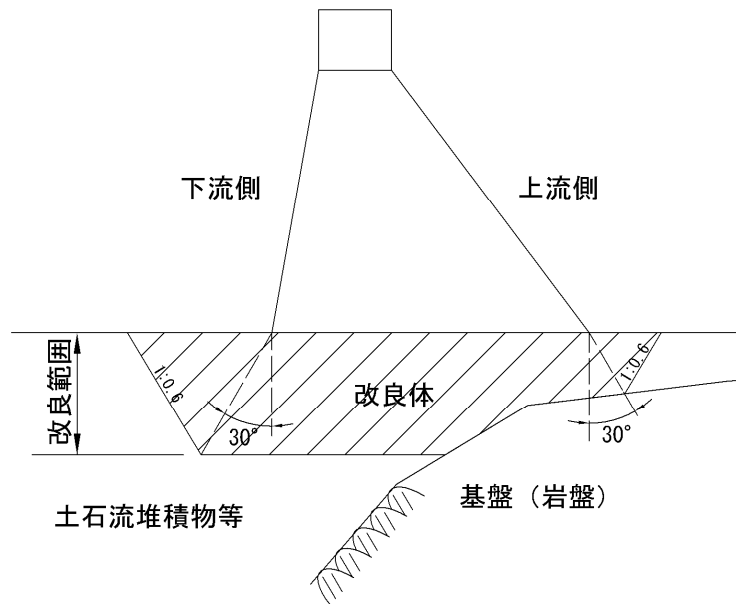


図 1-35 縦断方向の基礎工施工範囲

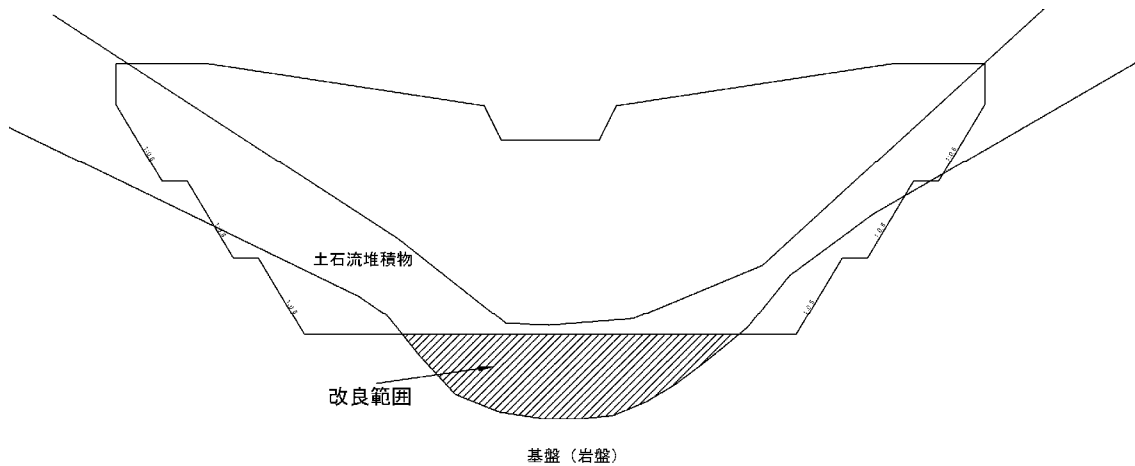


図 1-36 横断方向の基礎工施工範囲

②深度方向の改良範囲

深度方向の改良範囲は、改良する地盤の許容支持力が満足する深度まで改良する。

算定に用いる許容支持力は「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」の基礎底面地盤の極限支持力とする。この場合、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対し、安全率3を確保するものとする。

算定式等については「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 平成14年3月：(社)日本道路協会 (10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力)」や、「セメント系固化材による地盤改良マニュアル第3版 平成15年9月：(社)セメント協会 (3.浅層改良の設計と施工)」を参照する。参照文献は、最新のものであることを確認した上で使用する。

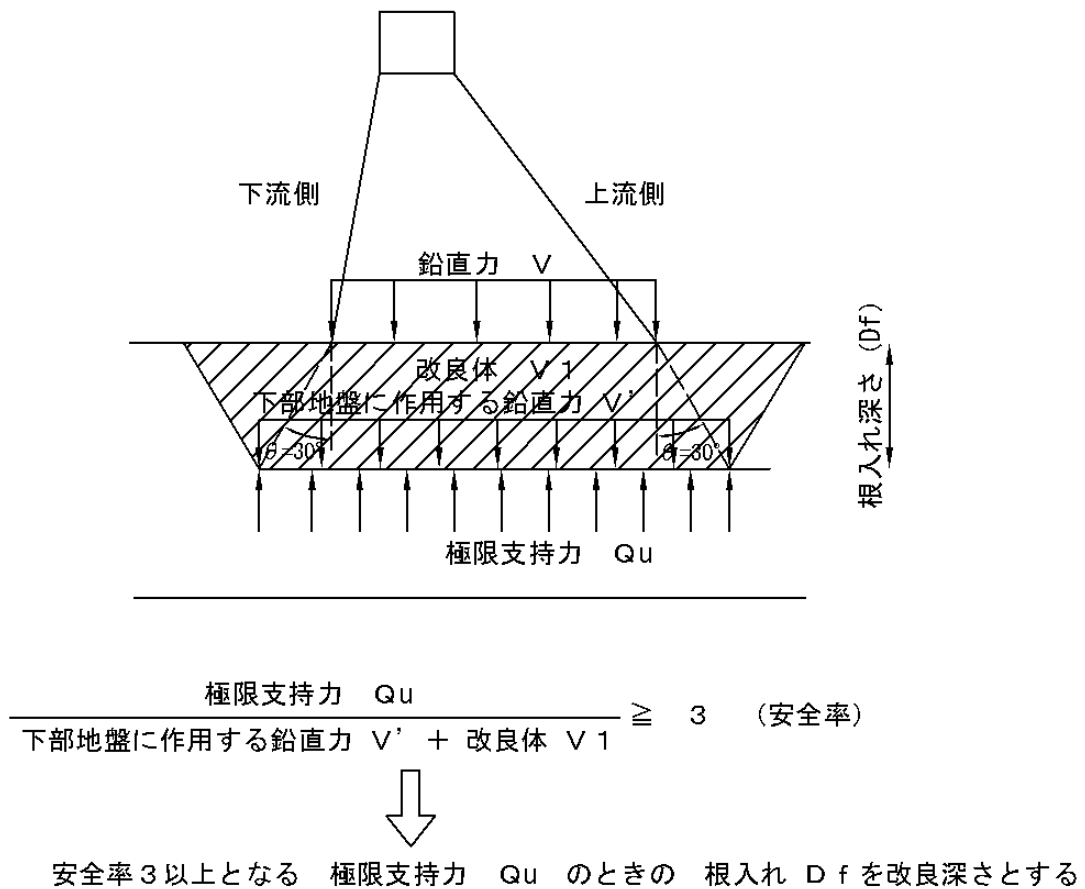


図 1-37 深度方向の改良範囲

2.3.5.2 砂礫層が深い場合の基礎処理工法

砂礫層が深い場合の基礎処理工法である。基礎工法は、現地状況や経済性等に考慮し、選定する。

解 説

(1) 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善の一般的工法

- ① 所定の強度が得られる深さまで掘削する。
- ② えん堤の堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ③ グラウト、岩盤P S工等による改善。
- ④ 基礎杭工法、ケーソン工法等。

(2) 透水性改善の一般的工法

- ① グラウト等の止水工による改善。

(3) パイピングに対する一般的工法

- ① えん堤の堤底幅を広くする。
- ② カットオフ等を設ける。

表 1-36 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩着工	インテグレーション工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
略図						
止水効果 地盤支持力	止水効果および地盤支持力問題ない	効果確認の方法および永続性は信頼できないが空隙を完全に充てんすれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法、永続性については信頼できないが空隙を充てんすれば完全止水である。併せて地盤強化の効果がある。	くいの先端において玉石のため裂傷を受けることがあり局部的に浸透路ができ浸食されるおそれがある。	効果の確認可能	壁体完全施工にすれば完全に止水、周辺地盤に与える影響は全くない。
効果に対する信頼性	最も確実、信頼性あり	不確実	不確実	最も不確実	比較的確実	確認はできない
施工に対する難易性	施工全般に困難	削孔が数多く困難	削孔が数多く困難、注入材無効流出がある	打込み不可能	玉石等の障害排除に難	孔壁崩落防止に技術を要する
長 所	最も信頼性が望める	基礎支持力の増加が見込まれる		経済的である	効果、施工比較的確実	経済的である
短 所	最も高価、施工困難	高価、注入高価判定が難しい	高価、注入効果不確実	施工不可能となる可能性が大、打込み可能でも地中で裂ける	やや高価	効果は構造に不安がある

* 改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P122 より抜粋

2.4 非越流部の安定性および構造

2.4.1 非越流部逆断面の設計

えん堤サイトの状況等により堤長が長くなる場合（100m以上）は、袖部（非越流部）の断面は経済性・施工性を考慮して、上流側を1分から3分程度の勾配をつけた逆断面を検討する。

解 説

えん堤下流面勾配を緩くした方が、滑動に対して有利となり経済性に優れる。ただし、空虚の時の安全性の検証が必要である。

（1）逆断面の摺付け

越流部と非越流部の断面変化点は1割で摺付し、収縮継手工の位置から各1.0m以上離す。

（2）摺付けコンクリート量の算出例

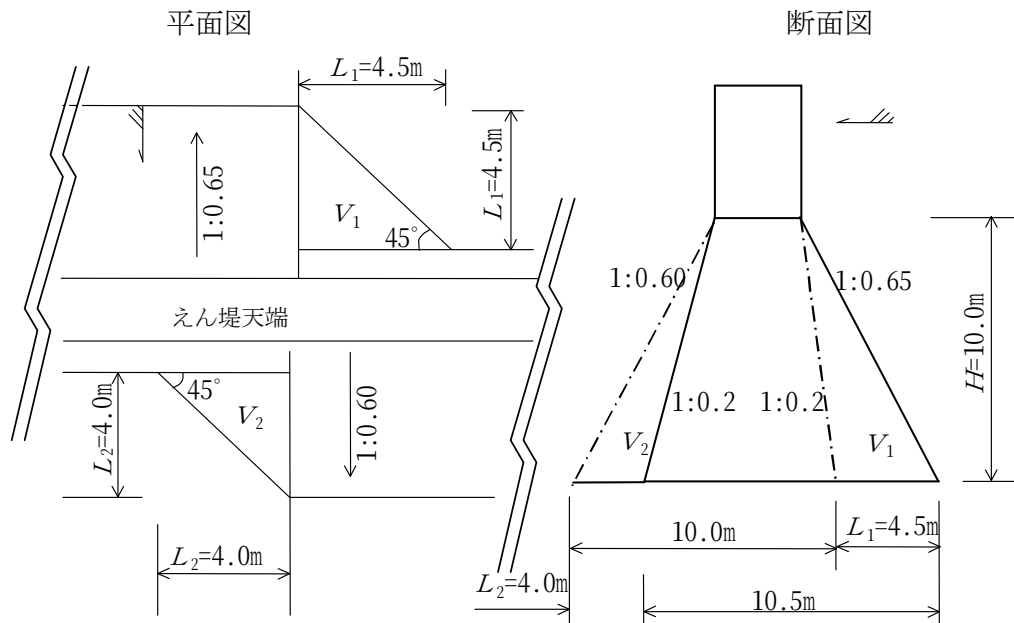


図 1-38 非越流部逆断面

摺付コンクリートは三角すいの容積計算で求まる。

$$V_1 = \frac{1}{2} \cdot L_1^2 \cdot H \cdot \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \cdot L_1^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4.5^2 \times 10$$

$$33.75 \text{ m}^3$$

$$V_2 = \frac{1}{2} \cdot L_2^2 \cdot H \cdot \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \cdot L_2^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4.0^2 \times 10$$

$$26.67 \text{ m}^3$$

$$\therefore V = V_1 + V_2 = 33.75 + 26.67 = 60.42 \text{ m}^3$$

2.4.2 袖の設計

えん堤の袖は洪水を越流させないことを原則とし、十分強固なものとしなければならない。

袖の天端には土石流対策砂防えん堤では溪床勾配程度、その他のえん堤では上流の堆砂勾配と同程度もしくはそれ以上の勾配を付けるものとし、特に屈曲部に築造する砂防えん堤の凹岸の袖高は、凸岸の袖高より高くするように計画すること。

解 説

えん堤の袖部は非越流を原則とするため、計画高水位以上の安全な高さとし、地山に十分取り付けて構造的にも強固なものにしなければならない。

特に上流部のえん堤で土石流等の大きな衝撃力が加わることが予想される場合には、袖の増厚を検討し、また異常な水位で袖部を越流することもあるので設計上注意が必要である。

また、土石流は運動エネルギーが大きいうえに直進性を有しているため屈曲部でも直進するし、洪水流も屈曲部では凹岸に水位の上昇が見られる。そこでこれら洪水や土石流による袖部の越流を防ぐため屈曲部の凹岸は十分な高さを確保しておく必要がある。

えん堤の袖は、洪水等を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造とする。構造は次による。

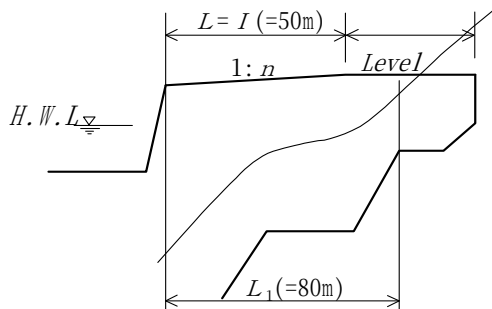
- (1) 袖天端の勾配は、土石流対策砂防えん堤では現溪床勾配程度とし、その他は上流の平常時堆砂勾配程度とし、山際では水平とする。
- (2) 袖の勾配長は、地山までを原則とする。ただし地形上袖長が長くなる場合は、平常時堆砂勾配の分母値までとする。

このとき、袖高の上限値は土石流対策砂防えん堤の場合、原則5.0m以下とする。

勾配長（ L ）の決定方法

- ① $I < L_1$ の場合 $L = I$ とする。

（例 平常時堆砂勾配 1/50 $L_1 = 80\text{m}$ の場合）



凡例 n : 袖勾配

I : 平常時堆砂勾配(現況床勾配の1/2)
の分母値

L : 袖勾配をつけた区間の水平長

L_1 : 水通し肩から地山取付け部までの
水平長

注) 土石流対策砂防えん堤では n は現況床勾配とする。

図 1-39 袖の勾配長 (1)

ただし、平常時堆砂勾配 I を横断方向に延長したとき地山との交点で袖高は計画水深 $h\text{m}$ 以上とする。

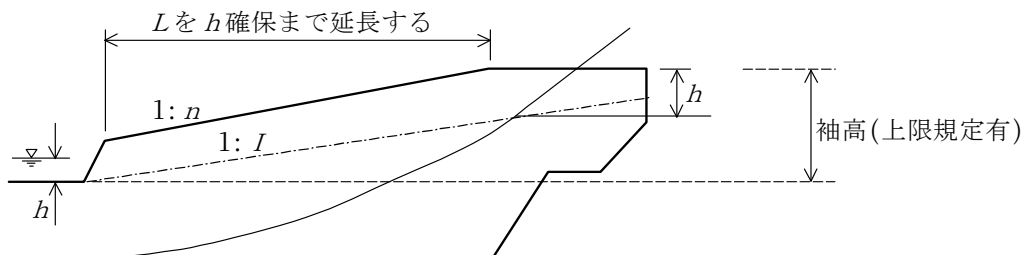


図 1-39 袖の勾配長 (2)

- ② $I > L_1$ の場合

勾配を付けた長さは地山に最低1.0m程度嵌入し、あとは $Level$ にする。

（例 平常時堆砂勾配 1/40 $L_1 = 30\text{m}$ いわゆる $I > L_1$ ）

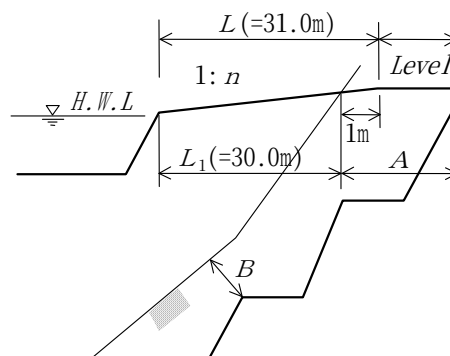


図 1-39 袖の勾配長 (3)

(3) 屈曲部におけるえん堤の袖高は、偏流を考慮して定める。

(4) 袖の天端幅は、水通し天端幅と同一とする。ただし、中硬岩・硬岩の嵌入部において水通し天端幅と同一にすると、自然景観・環境面で著しい影響がある場合は別途考慮することができる。

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

(5) 嵌入は、表 1-37に示す土質に応じた深さ以上を標準とする。

表 1-37 袖の嵌入深 (単位 : m)

土質 \ 寸法	Aの寸法	Bの寸法
砂礫・岩塊玉石	3.0	2.0
軟岩 (I) (II)	2.5	1.5
中硬岩・硬岩	2.0	1.0

注) A, Bの寸法は地山線もしくは、間詰め仕上げ線のうち不利な方で規定する。

袖部地山嵌入部の形状は、地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合および岩盤の場合は地山勾配とし、地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合は段切とする。端部は0.5m～1.0mを直にする。

ただし、えん堤底部は土砂の場合、勾配にかかわらず段切とする。

(6) 段切は、直高で最大4.0m以下とし、水平にステップを2.0m以上設ける。段切勾配は表 1-38を標準とするが、摘要にあたっては経済性に注意すること。

表 1-38 最急段切勾配

土 質	段切勾配	備 考
土 砂	1 : 0.5	粘性土の場合は現状状況による
礫交り土・転石交り土	1 : 0.5	
軟岩 (I) ・ 軟岩 (II)	1 : 0.3	
中 硬 岩 ・ 硬 岩	1 : 0.1	

注 1) 袖端部の掘削勾配で直高5.0mを超えるものは1:0.6で切る。

→第356条の表より、掘削面の高さが5m以上の場合、掘削面の勾配を60度以下としている（その他の地山の場合）。

注 2) えん堤軸に直角方向の掘削法勾配も本表に準ずる。

(a) 地山が砂礫・岩塊玉石で勾配が1.5割より急な場合

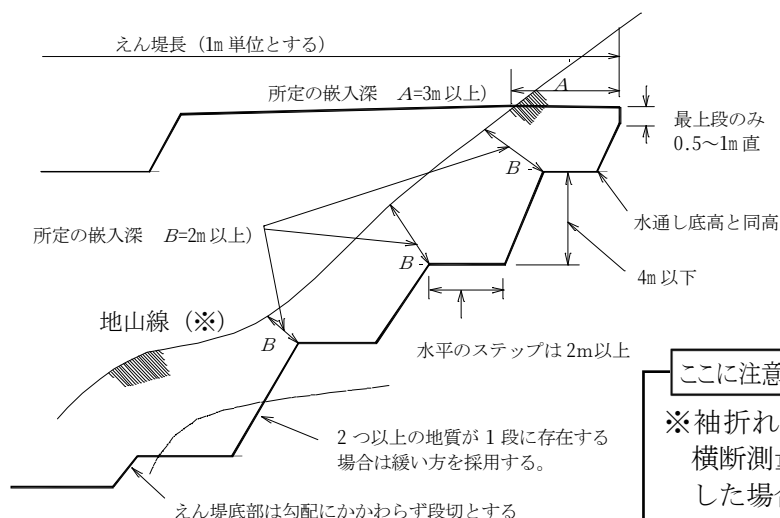


図 1-40 段切り形状 (1)

ここに注意

※袖折れえん堤で複数のえん堤袖横断測量 (複数の折れ角) を実施した場合は、上流と下流のどちらも横断測量成果の取り違いに注意する。

(b) 地山が砂礫・岩塊玉石で勾配が1.5割より緩い場合

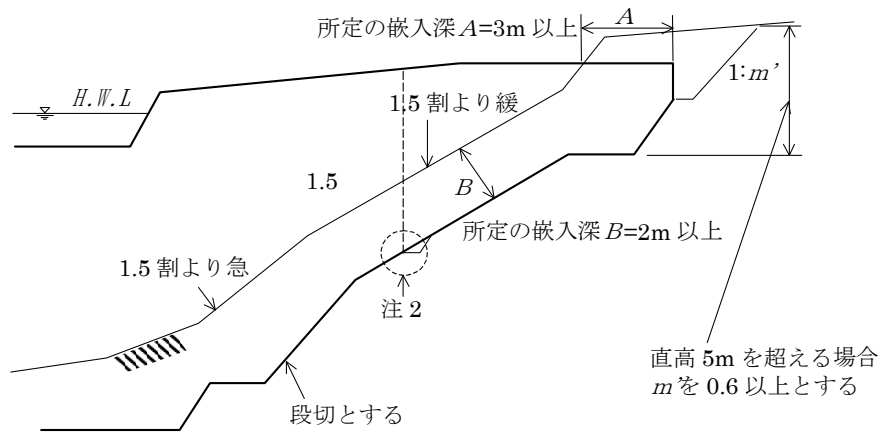


図 1-40 段切り形状 (2)

- 注1) 地山勾配に合わせてできるだけえん堤底部の変化点は少なくする。
 注2) 地山勾配が2割より急で区間が長い場合は、小段等を検討すること。

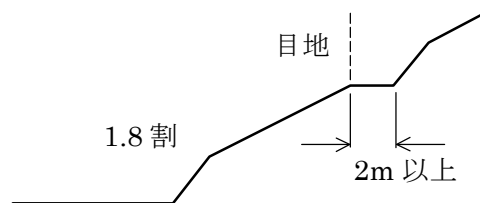


図 1-41 小段

(c) 地山が岩盤の場合

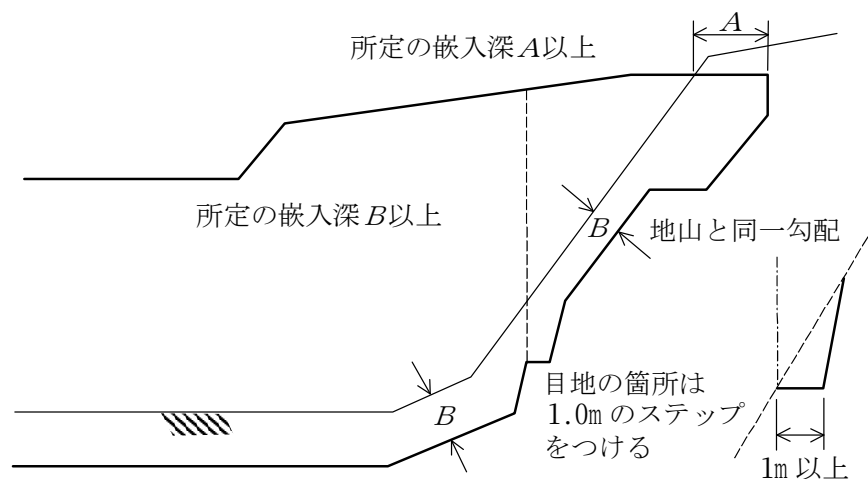


図 1-40 段切り形状 (3)

参 考

労働安全衛生規則

第356条

1 事業者は、手掘り（パワー・ショベル、トラクター・ショベル等の掘削機械を用いないで行なう掘削の方法をいう。以下次条において同じ。）により地山（崩壊又は岩石の落下の原因となる、亀裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く。以下この条において同じ。）の掘削の作業を行なうときは、掘削面（掘削面の奥行きが2m以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。以下同じ。）の勾配を、次の表の上欄に掲げる地山の種類及び同表の中欄に掲げる掘削面の高さに応じ、それぞれ同表の下欄に掲げる値以下としなければならない。

地山の種類	岩盤又は堅い粘土からなる地山		その他の地山		
掘削面の高さ (単位：m)	5未満	5以上	2未満	2以上 5未満	5以上
掘削面の勾配 (単位：度)	90	75	90	75	60

2 前項の場合において、掘削面に傾斜の異なる部分があるため、その勾配が算定できないときは、当該掘削面について同項の基準に従い、それよりも崩壊の危険が大きくないように当該各部分の傾斜を保持しなければならない。

第357条

事業者は、手掘りにより砂からなる地山又は発破等により崩壊しやすい状態になっている地山の掘削の作業を行なうときは、次に定めるところによらなければならない。

1. 砂からなる地山にあつては、掘削面の勾配を35度以下とし、又は掘削面の高さを5m未満とすること。
2. 発破等により崩壊しやすい状態になっている地山にあつては、掘削面の勾配を45度以下とし、又は掘削面の高さを2m未満とすること。
3. 前条第2項の規定は、前項の地山の掘削面に傾斜の異なる部分があるためその勾配が算定できない場合について準用する。

(趣 旨)

第357条は粘着性の少ない地山を手掘りによる場合に、地山の崩壊による災害を防止するため、掘削面の勾配および高さの限度を定めたものである。

(解 説)

砂からなる地山や発破等により崩壊しやすい状態となっている地山は、一般の地山と違って地山を構成する各粒子が摩擦力によって安定を保っているため、ある勾配以上の勾配で掘削するとざらざらと崩壊してくる。

そこで357条項では、この掘削につれてざらざらと崩壊した部分をも掘削面に含め、掘削面の勾配と高さとをそれぞれ別々に規制することにより、地山の崩壊による災害を防止しようとしたものである。

2.4.3 非越流部の安定計算

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。

解 説

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とするが、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行う。安定条件は2.1.1、設計外力は2.1.3に従うが、その作用位置は図 1-42に従う。

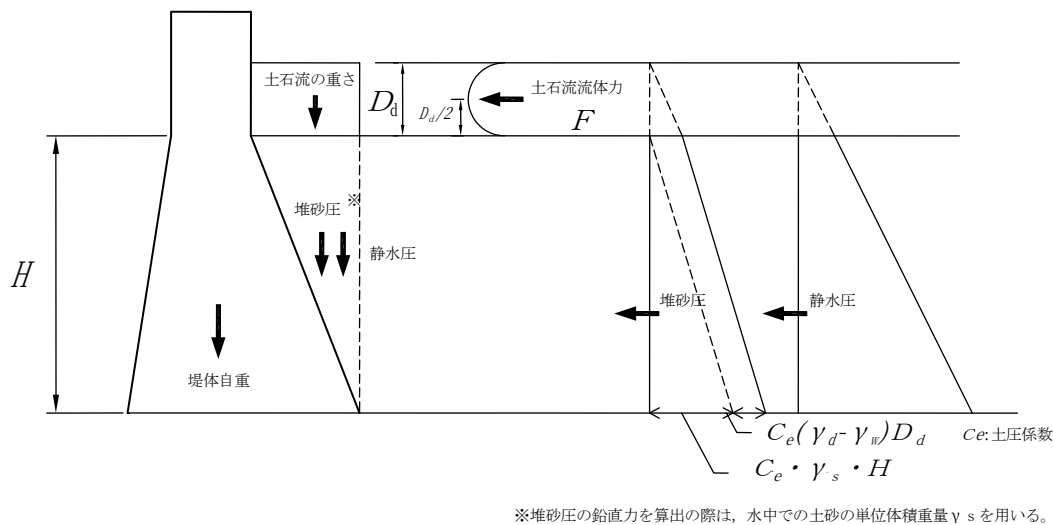


図 1-42 不透過型砂防えん堤非越流部の設計外力図

($H < 15\text{m}$, 上段:土石流時, 下段:洪水時)

2.4.4 袖部の破壊に対する構造計算

砂防えん堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

解 説

(1) 袖部断面形状の基本条件

袖部の断面は次の2つの条件を満たす形状とする。

- ①袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ②袖部の下流のり勾配は直とすることを原則とする。

(2) 設計外力と作用位置

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図1-44に示す通りとする。

- ・袖部の自重
- ・土石流流体力
- ・礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

(3) 安定条件と対処方法

設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる(図1-43)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。

なお、礫の衝撃力および流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径とする。また、礫および流木は図1-44に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は第Ⅲ編計画編第1章2.7.5に示した方法に基づき算出するものとする。

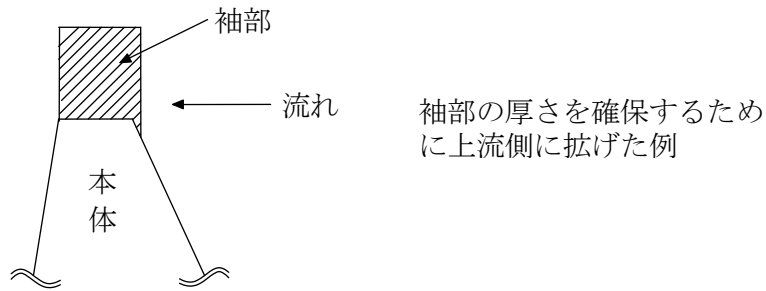


図 1-43 袖部の断面

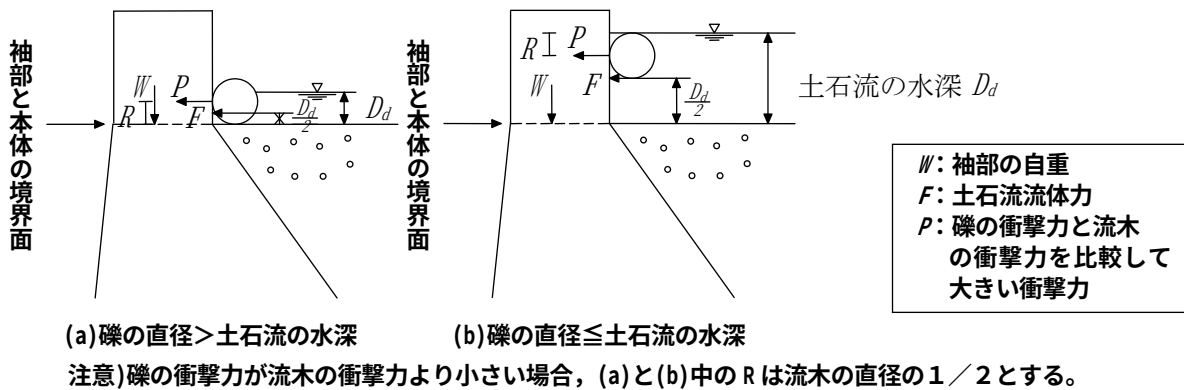


図 1-44 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

(4) 安定計算

砂防えん堤の袖部は、打継目毎に1ブロックに対して土石流流体力および礫の衝撃力、流木の衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態で、打継目毎に1ブロックと考え、土石流流体力及び衝撃力を水平に与えて、袖部コンクリートの安定を自重だけで安定かどうか計算を行う。

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は1/100～1/1,000秒オーダーであり、極めて短時間であるので、同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定し、単位幅当たりの衝撃力に対して安定計算を行う。

袖部の安定計算は次のとおりである。

①単位幅あたりの礫の衝撃力 (P_1) を算出する。

$$P_1 = \beta n \alpha^{3/2}$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1}$$

$$K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{m_2}{m_1} V^2$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_2 : 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : コンクリートの質量 (kg)

m_2 : 礫の質量 (kg)

R : 礫の半径 (m)

V : 礫の速度 (m/s)

α : へこみ量

β : 実験定数

②単位幅あたりの流木の衝撃力 (P_2) を算出する。

$$P_2 = \beta n \alpha^{3/2}$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}$$

$$K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3}$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_3}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{m_3}{m_1} V^2$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_3 : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_3 : 流木のポアソン比 (0.40)

m_1 : コンクリートの質量 (kg)

m_3 : 流木の質量 (kg)

R : 流木の半径 (m)

V : 流木の速度 (m/s)

α : へこみ量

β : 実験定数

③ 単位幅あたりの礫の衝撃力 (P_1) と流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きいほうを袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

④ せん断摩擦安全率の検討結果と袖部の補強に関する検討結果から、外力に対して袖部の安全性が確保できない場合は、袖部の補強を行う。

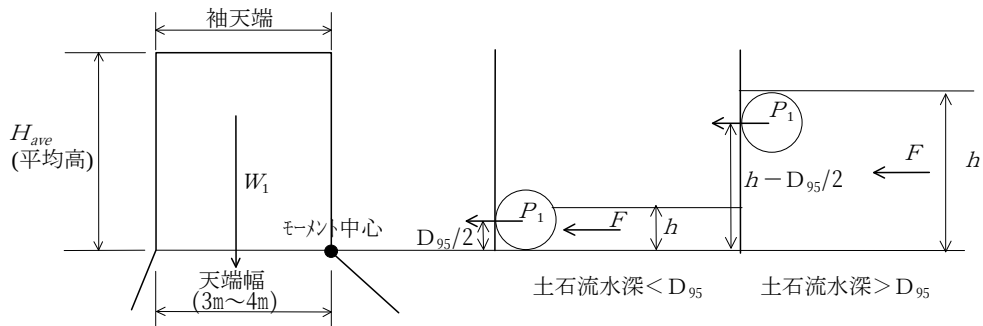


図 1-45 袖に対する礫の衝突荷重

- I せん断摩擦安全率の検討: 「2.2.5 1) (2)」参照。袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上として評価する。
- II 袖部の補強に関する検討: 「2.2.5 1) (3)」参照。ただし、短期荷重として袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下として評価する。

(5) 鉄筋による袖部の補強

鉄筋による補強においては、袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討する。単位幅あたりに必要な鉄筋量は、袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。

また、鉄筋に働く付着応力が鉄筋の付着応力度を上回らないことはもちろん、コンクリート部に働くせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度以下でなければならない。

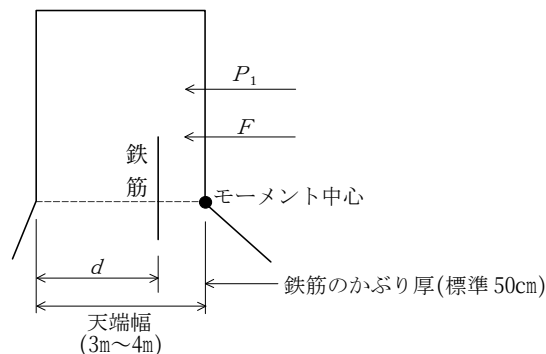


図 1-46 鉄筋による袖部の補強

① 単位幅当たり必要な鉄筋量

$$A_s = \frac{M_{max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d}$$

A_s : 単位幅当たりに必要な鉄筋量 (cm²/m)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・m/m)

$$M_{max} = P_1 \times D_{95}/2 + F \times h/2 \quad (\text{土石流水深} < D_{95} \text{の場合})$$

P_1 : 単位幅当たりの衝撃力 (N/m)

F : 土石流流体力 (N/m)

σ_{sa}' : 鋼材の許容引張応力度に、短期強度を考慮して1.5倍したもの (N/cm²)

$$\sigma_{sa}' = \sigma_{sa} \times 1.5 = 264 \text{ N/mm}^2 = 26,400 \text{ N/cm}^2$$

σ_{sa} : 鋼材 (SD295A) の許容引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{sa} = 176 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d : 鉄筋の水通し前面からの距離 (cm)

② 鉄筋に働く付着力

$\tau_0 < \text{異形鉄筋の付着応力度}$

$$\tau_0 = \frac{S_{max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 210 \text{ N/cm}^2$$

τ_0 : 鉄筋に働く付着力

S_{max} : 最大せん断力 (N/m)

$$S_{max} = P_1 + F$$

X : 引張鉄筋周長の総和 (cm/m)

異形鉄筋の付着応力度 : 1.4 (N/mm²)

短期強度を考慮して1.5倍をする $1.4 \times 1.5 = 2.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 210 \text{ (N/cm}^2\text{)}$

③ コンクリート部に働くせん断応力度

$\tau < \text{コンクリートの許容せん断応力度}$

$$\tau = \frac{S_{max}}{b \cdot 7/8 \cdot d} < 82 \text{ N/cm}^2$$

コンクリートの許容せん断応力度 : 0.55 (N/mm²)

短期強度を考慮して1.5倍とする $0.55 \times 1.5 = 0.825 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 82.5 \text{ (N/cm}^2\text{)}$

④ 鉄筋の定着長

鉄筋の定着長は40φ以上(設計基準強度18N/mm²)とし、リフト高を考慮して決定する。

φ : 公称直径 (mm)

2.4.5 袖小口

砂防えん堤の袖小口は原則として1:0.5またはこれより緩くする。

解 説

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩い勾配を設けるものとする。

2.4.6 袖の天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。

解 説

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。

非越流部に鋼製不透過構造を用いる場合は、一般に袖天端の勾配を図 1-47に示すようにコンクリートえん堤の場合を包絡し、階段状または水平にしている。

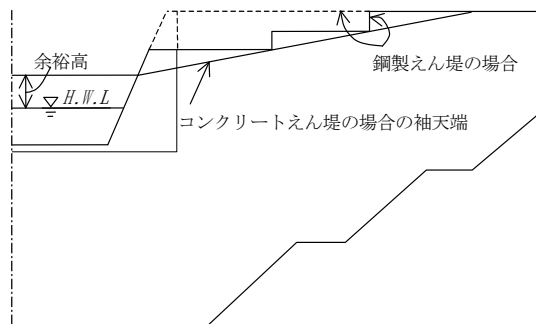


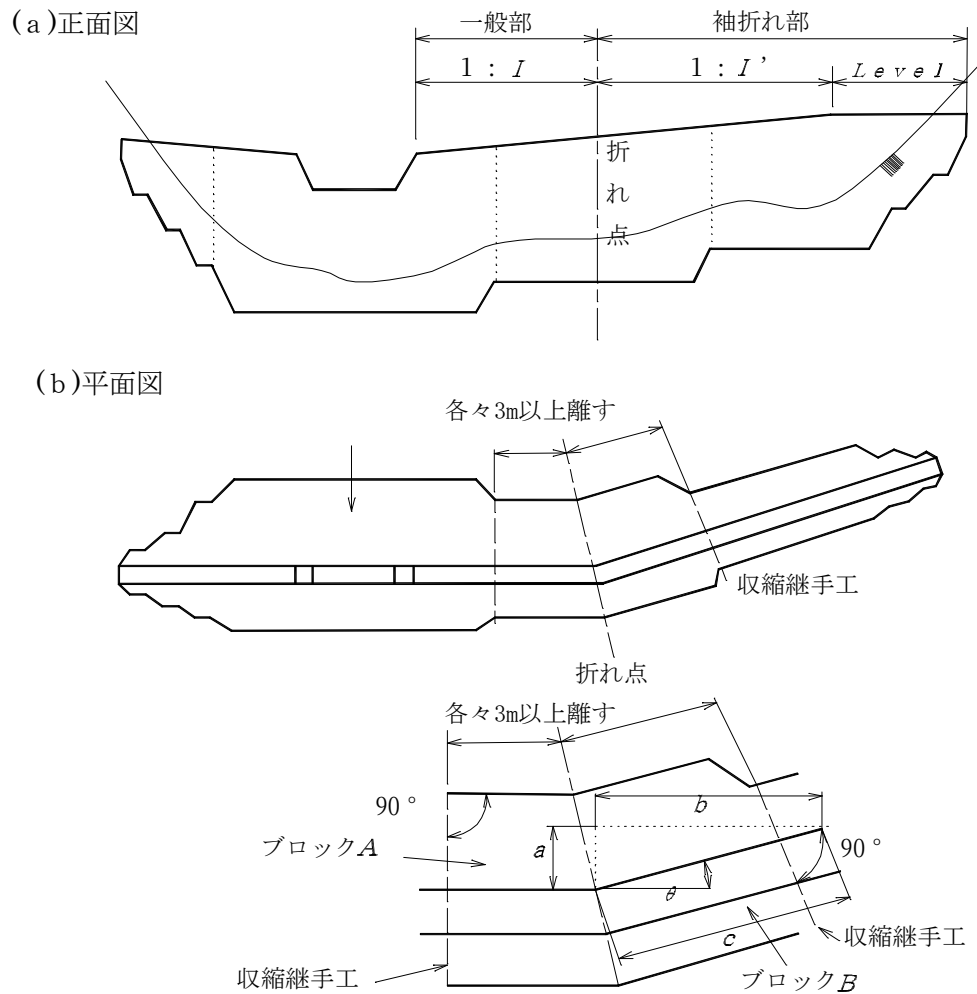
図 1-47 ダブルウォール砂防えん堤の袖の形状

2.4.7 袖折れえん堤の設計

袖の形状は、一般に直線を原則とするが、土石流対策砂防えん堤等、えん堤施工位置が限定され、かつ直線では良好なえん堤サイトが得られない場合は、袖折れえん堤が計画できるものとする。

解 説

- (1) えん堤サイトの直下流の地形が谷状から急に開けて袖長が長くなる場合は、経済性を考慮して上流側に袖を折ることを考慮しても良い。
- (2) 折れ部より袖端部までの袖勾配は、式 (19) により算出し、山際においては水平とする。
- (3) 折れ点付近の収縮継手工は、折れ点から3.0m以上離し袖部の軸方向に直角に設ける。



注) A, B間のブロックは3.0m以上を一体として打設

図 1-48 袖折部の基本形状

$$I' = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta} \quad \dots (19)$$

I' : 袖折れ部の袖勾配

I : 一般部の袖勾配

θ : 袖折れ角度

注1) I' の数値は小数点以下を切捨て、整数止めとする。

注2) $I' = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta}$ の誘導式

$$a = c \cos \theta \quad b = c \sin \theta \quad \frac{a + b}{I} = \frac{c}{I'}$$

$$I' = I \frac{c}{a + b} = I \frac{c}{c \cos \theta + c \sin \theta} = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta}$$

例) $I=40$, $\theta=45^\circ$ の場合

$$I' = I \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta} = 40 \times \frac{1}{\cos 45^\circ + \sin 45^\circ} = 28.3 \quad 28$$

(4) 袖折れえん堤割増しコンクリート (V') および型枠 (A') の算出法

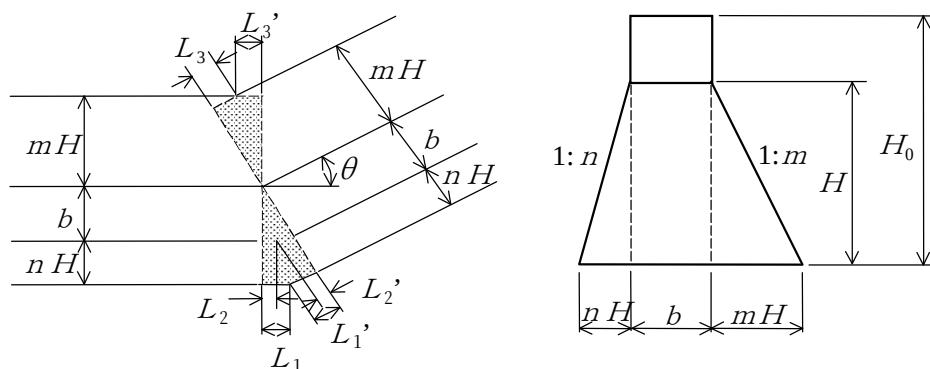


図 1-49 袖折部のコンクリート・型枠の数量算出

① コンクリート

$$V' = L_2 b H_0 + \frac{1}{3} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{3} L_3 m H^2 \quad \dots (20)$$

注1) 上式の誘導式

$$L_1 = L'_1 = (b + n H) \tan \frac{\theta}{2}$$

$$L_2 = L'_2 = b \tan \frac{\theta}{2}$$

$$L_3 = L'_3 = m H \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\begin{aligned} V' &= \frac{1}{2} L_2 b H_0 + \frac{1}{2} L'_2 b H_0 + \frac{1}{6} n H^2 (2L_2 + L_1) \\ &\quad + \frac{1}{6} n H^2 (2L'_2 + L'_1) - \frac{1}{6} L_3 m H^2 - \frac{1}{6} L'_3 m H^2 \\ &= \frac{1}{2} L_2 b H_0 + \frac{1}{2} L_2 b H_0 + \frac{1}{6} n H^2 (2L_2 + L_1) \\ &\quad + \frac{1}{6} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{6} L_3 m H^2 - \frac{1}{6} L_3 m H^2 \\ &= L_2 b H_0 + \frac{1}{3} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{3} L_3 m H^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{② 型枠 } A' &= (L_1 + L_2) \times \frac{1}{2} \times H \sqrt{1+n^2} \times 2 + L_2 (H_0 - H) \times 2 - L_3 \times H \sqrt{1+m^2} \times \frac{1}{2} \times 2 \\ &= (L_1 + L_2) \times H \sqrt{1+n^2} + 2L_2 (H_0 - H) - L_3 H \sqrt{1+m^2} \quad \dots (21) \end{aligned}$$

③ 袖折れえん堤割増しコンクリートおよび型枠の算出例

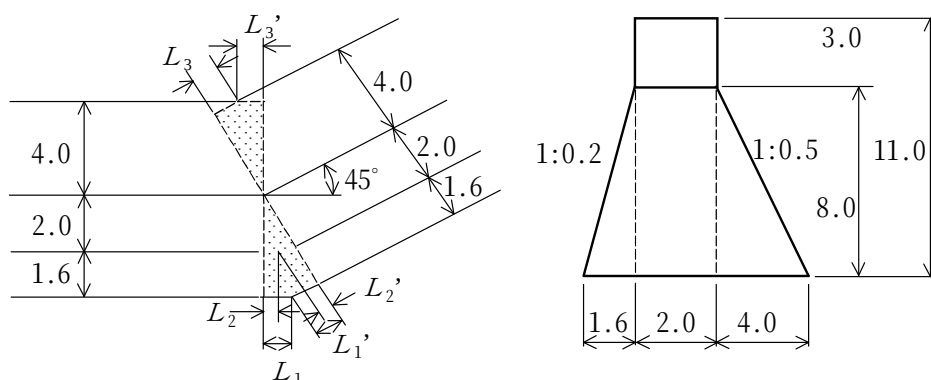


図 1-50 袖折れえん堤割増しコンクリートおよび型枠の算出例

(a) 袖折れによる増量分

$$L_1 = (b + nH) \tan \frac{\theta}{2} = (2.0 + 0.2 \times 8.0) \tan \frac{45^\circ}{2} = 1.491$$

$$L_2 = b \tan \frac{\theta}{2} = 2.0 \times \tan \frac{45^\circ}{2} = 0.828$$

$$L_3 = mH \tan \frac{\theta}{2} = 0.5 \times 8.0 \times \tan \frac{45^\circ}{2} = 1.657$$

$$\begin{aligned} V' &= L_2 b H_0 + \frac{1}{3} n H^2 (2L_2 + L_1) - \frac{1}{3} L_3 m H^2 \\ &= 0.828 \times 2.0 \times 11.0 + \frac{1}{3} \times 0.2 \times 8.0^2 \times (2 \times 0.828 + 1.491) - \frac{1}{3} \times 1.657 \times 0.5 \times 8.0^2 \\ &= 18.216 + 13.427 - 17.675 = 13.968 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

(b) 型枠増量分

$$\begin{aligned} A' &= (L_1 + L_2) \times \frac{1}{2} \times H \sqrt{1 + n^2} \times 2 + 2L_2 (H_0 - H) - L_3 H \sqrt{1 + m^2} \\ &= (1.491 + 0.828) \times \frac{1}{2} \times 8.0 \times \sqrt{1 + 0.2^2} \times 2 + 2 \times 0.828 \times (11.0 - 8.0) \\ &\quad - 1.657 \times 8.0 \times \sqrt{1 + 0.5^2} \\ &\doteq 9.07 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- (5) ダブルウォール砂防えん堤はフィル構造で施工スピードが速いことを特徴としている。しかしながら、ダブルウォール砂防えん堤で袖を折る場合は、タイ材の配置などの構造が複雑になり、壁面コーナー部に異形コーナーパネルや現場打ちコンクリートを併用する必要があるので、施工性、経済性等を総合的に判断する必要がある。

2.5 前庭保護工

砂防えん堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

解 説

前庭保護工は、設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図 1-14に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。

副えん堤の下流のり勾配は、本指針2.2.4の考え方に従う。副えん堤の水通し断面は、本えん堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕第3章に従い決定する。

副えん堤に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する(図 1-83)。また、土石流の諸元は本えん堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる溪床勾配は計画堆砂勾配とする。

2.5.1 前庭保護工

前庭保護工は、えん堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の溪床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

解 説

前庭保護工は副えん堤および水褥池による減勢工・水叩き・側壁護岸・護床工等から成る。

砂防えん堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等によりえん堤基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況溪流の水理条件にもどる地点まで溪床底下が生じる。このためえん堤基礎と下流の溪床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

2.5.2 水叩き

水叩きは、えん堤下流の溪床の洗掘を防止し、えん堤基礎の安定および兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるよう設計するものとし、えん堤を越流落下してくる衝突水および流送土砂礫に対して安全なものとする。また、揚圧力に対しても充分耐えるものとする。

解 説

えん堤基礎およびその下流が硬岩で亀裂が少なく、かつ兩岸の崩壊および下流洗掘に対しても支障がなければ水叩工を設置する必要はない。水叩き工法としては、以下に示す①・②・③のようなタイプがあるが、広島県では①・②に示すタイプが多い。

① 標準タイプ

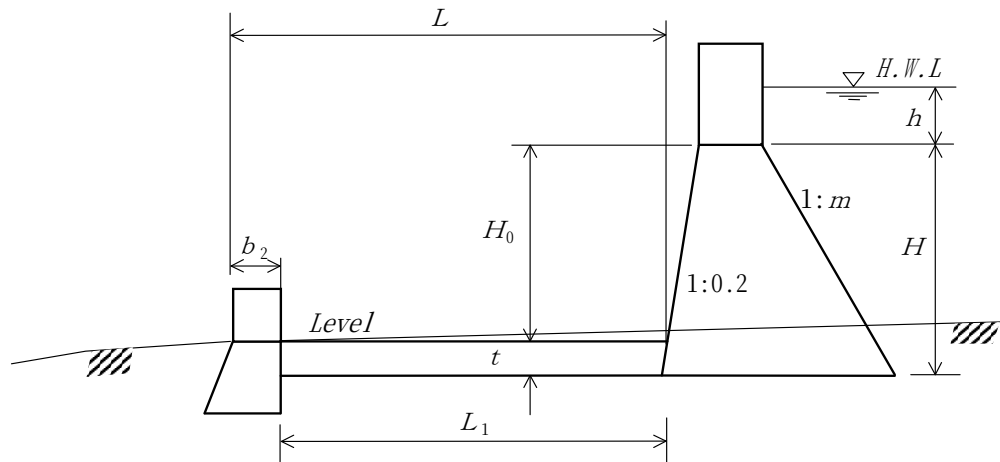


図 1-51 水叩き (1)

② 現溪床が急勾配の場合

溪床勾配が急で、水叩きを水平にすると垂直壁天端が溪床より浮き出る場合は水叩きに勾配をつける。水叩き勾配は、計画堆砂勾配と1/10のいずれか緩い方以下とする。

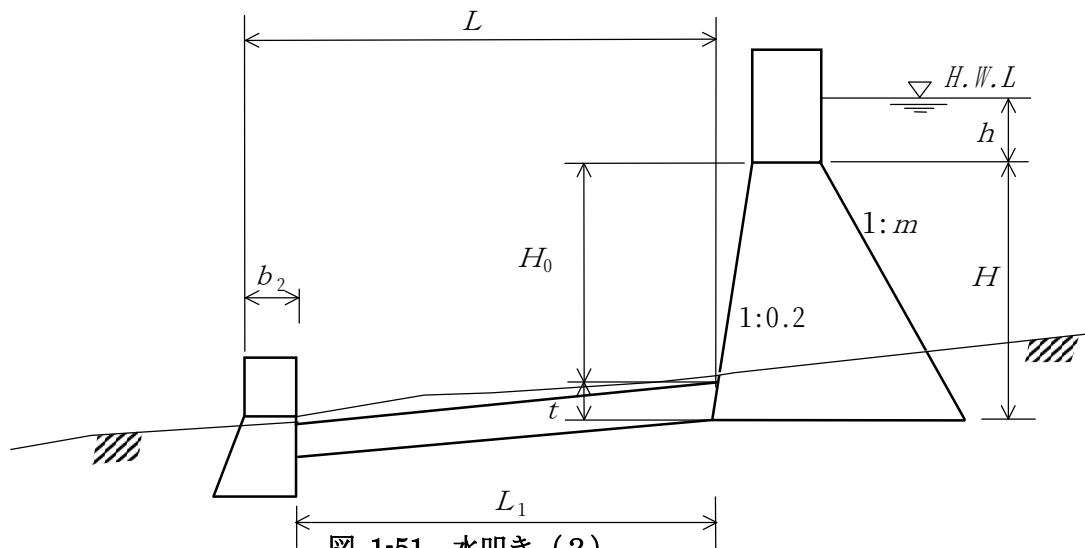


図 1-51 水叩き (2)

③ ウォータークッション併用の場合（水褥池）

えん堤基礎が砂礫層で粒径が比較的小さく流量が大きい場合は、ウォータークッション工法のみでは、重複高を相当大きくしなければ洗掘を防止できないため水叩工法を併用する。

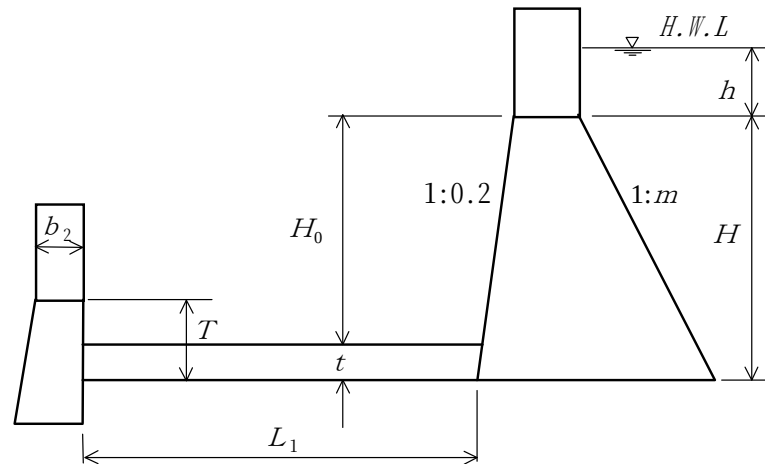


図 1-51 水叩き（3）

（1）水叩厚

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無、および水叩き工の基礎地盤によって左右される。このため水叩きの厚さは、落下水の衝撃力に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えなければならない。

水叩きの厚さの決定は、次の計算式による。厚さは 0.1m単位とし、端数は切り上げるものとする。

① 基礎が砂礫地盤の場合

砂礫地盤では水叩厚（ t ）は最低0.6m～最大3.0mとする。

（a）水褥池がない場合

$$t = 0.2 (0.6 H_0 + 3 h - 1.0) \quad \dots (22)$$

注）水叩き厚が2mを越える場合は、水褥池の設置を検討すること。

（b）水褥池がある場合

$$t = 0.1 (0.6 H_0 + 3 h - 1.0) \quad \dots (23)$$

t : 水叩きの厚さ (m)

H_0 : 水叩き天端から本えん堤水通し天端までの高さ (m)

h : 本えん堤の越流水深 (m)

（22）及び（23）式はRiediger氏の理論に経験常数を入れて導かれた経験式である。

② 基礎が岩盤の場合

岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの7割とする。

ただし、軟岩（Ⅰ）、軟岩（Ⅱ）の水叩き厚（ t ）は最低0.5mとする。中硬岩、硬岩については、上部の不整形岩を補強するため0.5m程度の水叩きを設ける。

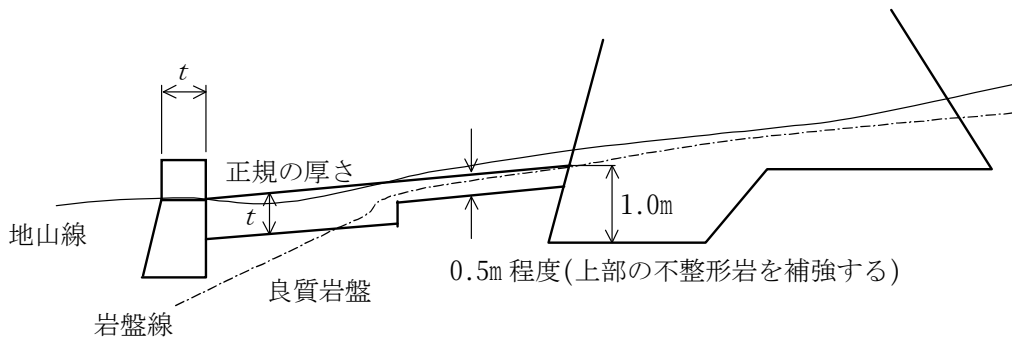


図 1-52 水叩厚（岩盤基礎の場合）

(2) 水叩長

水叩きの長さは、落下水が射流から現溪流の水利条件に戻るまでの長さで、かつパイピングに対して安全であること。

水叩きの長さを求めるためには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、堤高15mの高さまでは経験式を用い、堤高15m以上の場合は半理論式を用いるものとする。

水叩きの長さは0.5m単位とし、端数は切り上げるものとする。

① 経験式（堤高15m未満の場合）

$$L = \alpha \times (H_0 + h) - n \times H_0$$

L : 水叩きの長さ (m)

α : $H_0 = 1.00 \sim 2.90$ $\alpha = 2.00$

$H_0 = 3.00 \sim 6.90$ $\alpha = 1.75$

$H_0 = 7.00 \sim$ $\alpha = 1.50$

H_0 : 水叩き天端(または基礎岩盤面)からの本えん堤水通し底までの高さ (m)

n : 本えん堤下流の法勾配

h : 本えん堤越流水深 (m)

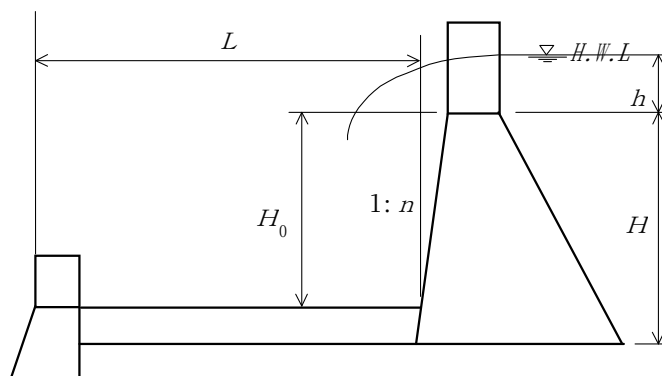


図 1-53 水叩き長

② 半理論式（堤高15m以上の場合）

$$L = L_w + X - n H_0$$

L : 水叩きの長さ (m)

L_w : 水脈飛距離 (m)

$$L_w = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_0 + \frac{1}{2} h \right)}{g} \right\}^{1/2}$$

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

V_0 : 本えん堤越流部流速 (m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h}$$

q_0 : 本えん堤越流部単位幅当たり流量 (m³/s)

h : 本えん堤の越流水深 (m)

H_0 : 水叩き天端 (または基礎岩盤面) からの本えん堤の高さ (m)

g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta h_j$$

β : 係数 (4.5~5.0)

h_j : 水叩き天端, または基礎岩盤面から垂直壁越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

$$h_1 = \frac{q_1^2}{V_1}$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_0 + h)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

b_2 : 副えん堤の天端幅 (m)

H_2 : 本・副えん堤の重複高 (本えん堤堤底高と副えん堤天端高の差) (m)

H : 本えん堤のえん堤高 (m)

h_2 : 副えん堤の堰の公式によって求められる越流水深 (m)

(一般に本えん堤の越流水深と同一としている)

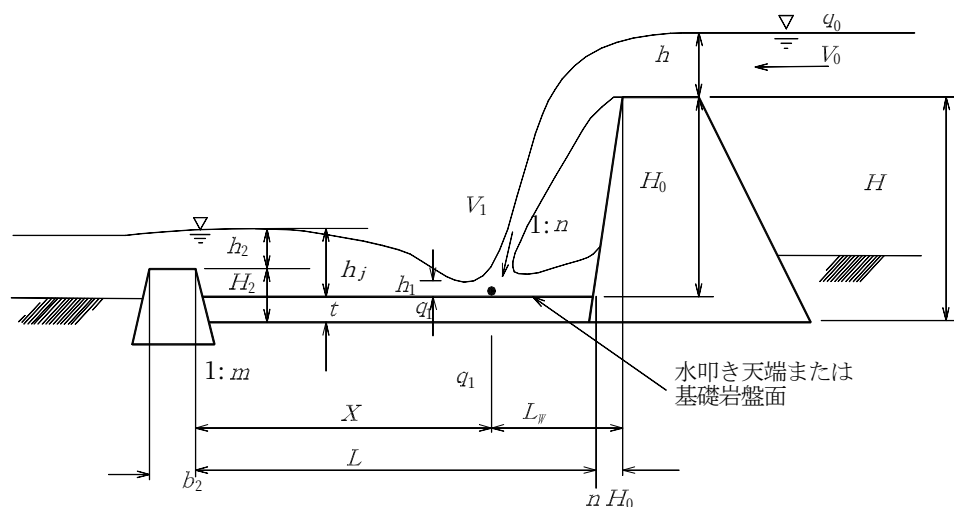


図 1-54 水叩きの長さ

2.5.3 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため副えん堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

解 説

- (1) 垂直壁の水通し底高は、現溪床高と同程度とする。
- (2) 垂直壁には、必ず袖を設ける。
- (3) 垂直壁の水通し天端幅は水叩厚と同じにする。ただし 1.0mを最小とする。
- (4) 表法は1：0.2、裏法は直とする。
- (5) 水叩き下端からの根入れの標準値は、基礎地盤により次のとおりとする。

表 1-39 垂直壁の根入れ長

基 礎 地 盤	根 入 れ
砂 礫 ・ 岩 塊 玉 石	1.5m以上
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.0m以上
中 硬 岩 ・ 硬 岩	0.5m以上

- (6) 水通し底幅は、本えん堤の水通し底幅と同じにする。
- (7) 袖天端勾配は水平を標準とし、袖端部は地山に取り付けることを原則とし、嵌入量は表 1-40を標準とする。ただし、袖長がいちじるしく大きくなる場合は別途検討すること。
- (8) 地形の状況等により本えん堤を下流流心に対して直角にできない場合は、垂直壁を下流流心に対して直角にする。

側面図

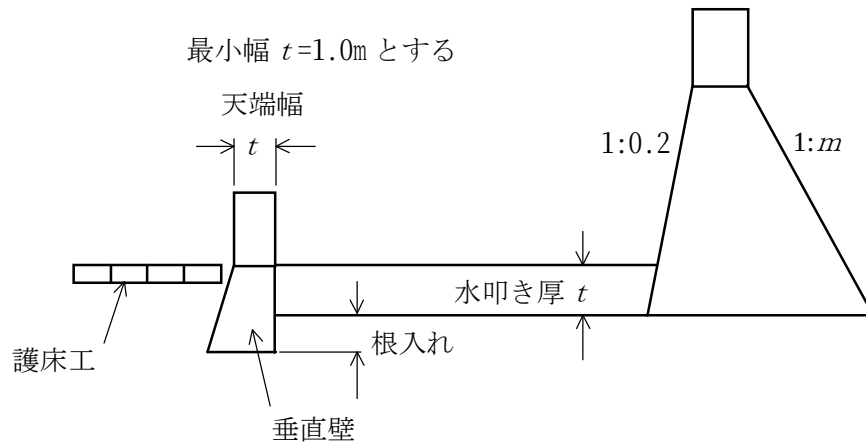


図 1-55 垂直壁側面図

垂直壁構造図

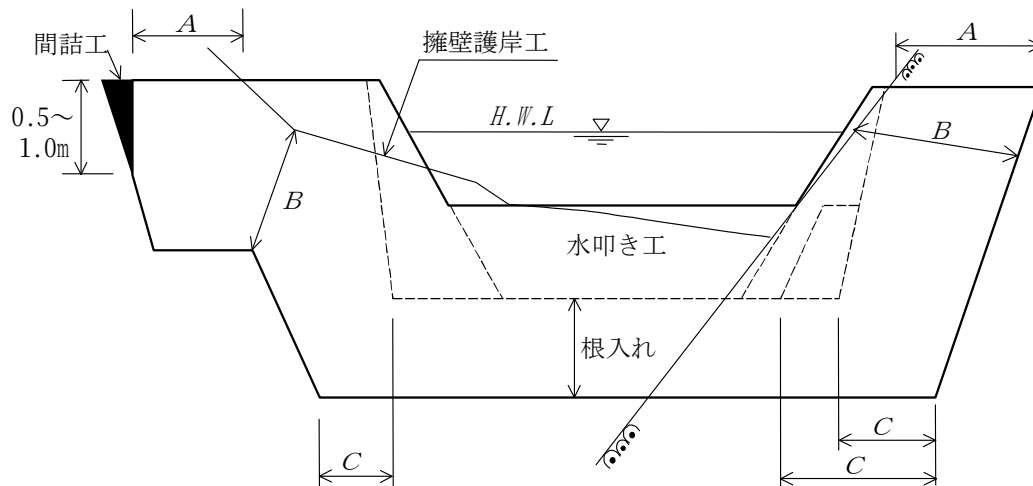


図 1-56 垂直壁構造図

表 1-40 垂直壁の嵌入長

基礎地盤	A	B	C
砂礫・岩塊玉石	2.0m以上	2.0m以上	1.5m以上
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.5m以上	1.5m以上	1.2m以上
中硬岩・硬岩	1.0m以上	1.0m以上	1.0m以上

平面図

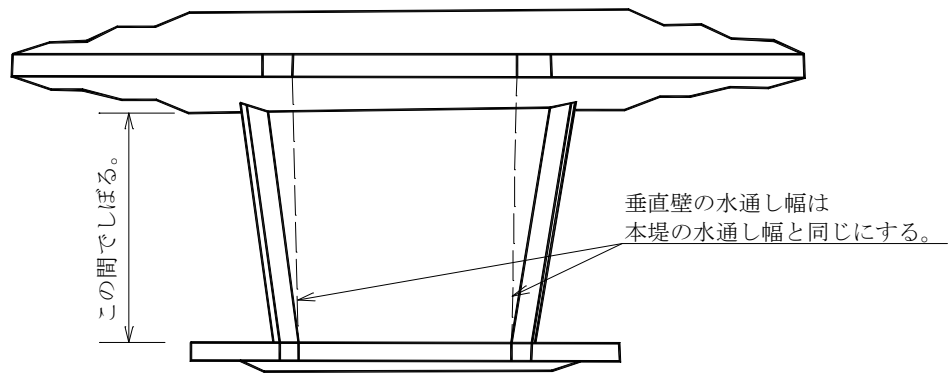


図 1-57 垂直壁平面図（直線法線）

平面図

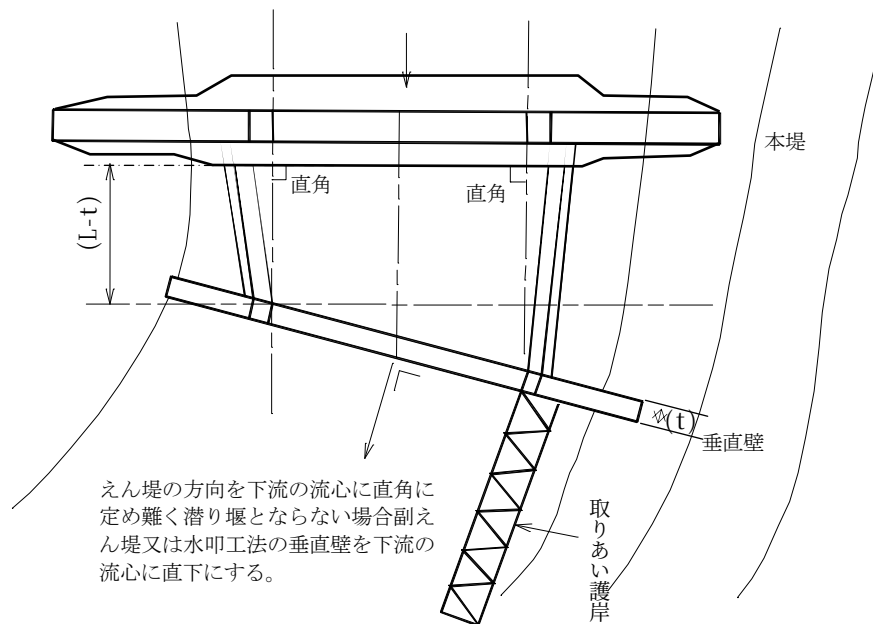


図 1-58 垂直壁平面図（湾曲法線）

ここに注意



湾曲部に垂直壁を設置する場合は、内湾側において経験式で求めた所定の水叩長を確保する。

2.5.4 側壁護岸工

側壁護岸は、えん堤の水通し天端より落下する流水によって本えん堤と副えん堤または垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。

側壁護岸の基礎の平面位置は、えん堤の水通し肩線を鉛直に下した位置より前に出してはいけない。

解 説

- (1) 高さは、本えん堤水通し断面の高さと同様にする。ただし、背後地盤によってはこれより高くしてもよい。
- (2) 本えん堤取付部では、その基盤前面は必ず本えん堤水通し肩の直下もしくは、これより後退させるものとする。
- (3) 側壁の断面は、天端幅 0.5m、表法は1:0.5、裏法は1:0.3のもたれ式擁壁タイプを標準とする。
- (4) 側壁護岸は、受け持つ土圧に対して安全な構造とする。

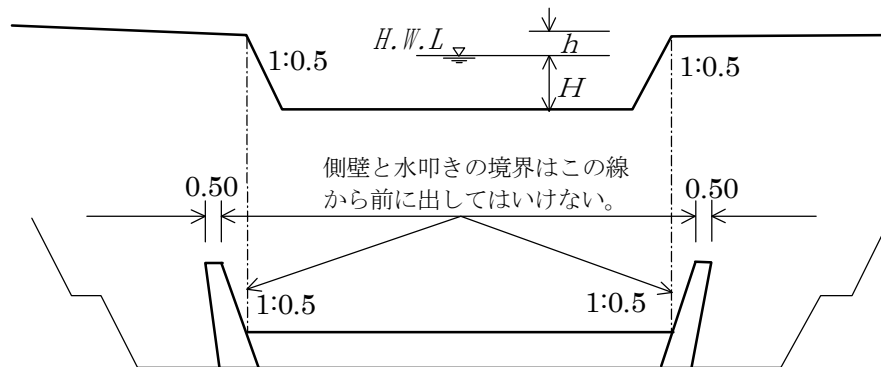


図 1-59 側壁護岸工

2.5.5 護床工

副えん堤、垂直壁の下流の洗掘防止のため、必要に応じて護床工および護岸工を設置する。
護床工は、溪床材料、溪床勾配、洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定する。

解 説

- (1) 使用材料は、大転石、ブロック等とする。
- (2) 施工延長は、次式によって算出した長さ以上とする。

$$L = (2.0 + 0.2)H + H + 0.5 = 3.2H + 0.5 \quad \dots (24)$$

L ：護床工の設置長

H ：垂直壁天端よりの根入

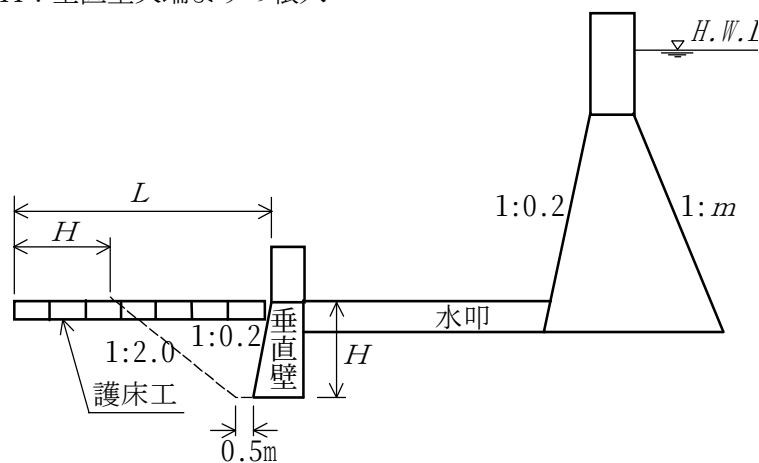


図 1-60 護床工

- (3) すりつけ護岸の長さおよび高さ

すりつけ護岸の長さは、原則として護床工長と同じにする。高さは余裕高までとする。
ただし、地形状況等によってはこの限りでない。

2.5.6 副えん堤

副えん堤の位置および天端の高さは、えん堤基礎地盤の洗掘および下流溪床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副えん堤の水通し、本体、基礎部、袖の設計は本えん堤に準じて行う。

ただし、袖勾配は水平を標準とする。

解 説

- (1) 副えん堤工法は、基礎が亀裂の少ない岩盤、もしくは大転石交り土以上のときに用いる。
- (2) 本えん堤の堤高が高く（10m以上）越流水深が大きい（2m以上）場合。
- (3) 副えん堤下流の洗掘に対処するため第2副えん堤または水叩き工を要する場合もある。

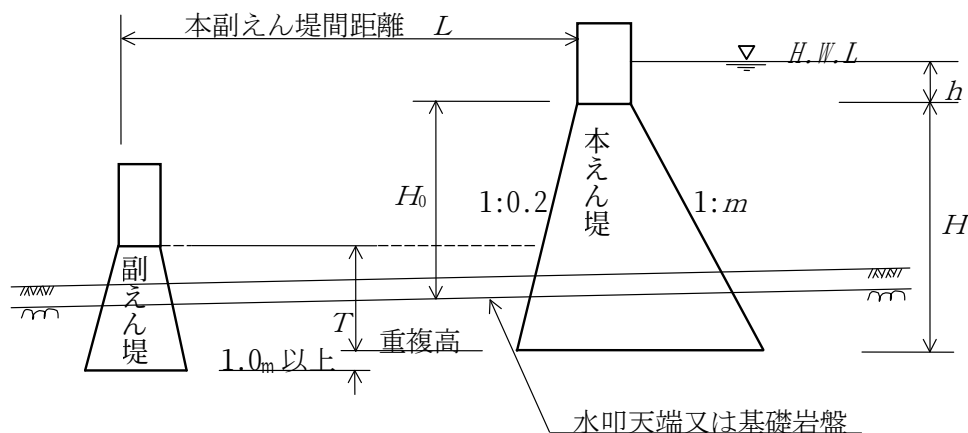


図 1-61 副えん堤

- (4) 副えん堤の水通し天端幅は、本えん堤天端幅より0.5m差し引いたものとする。
また、水叩工法の垂直壁天端幅より小さくしてはならない。
- (5) 表法は1:0.2とし、裏法は本えん堤に準じ安定計算をする。
- (6) 副えん堤の位置は、2.5.2水叩き（2）水叩長による算出式によって決定する。
- (7) 本えん堤との重複高は次式による（ T は0.1m単位とする）。

表 1-41 副えん堤の重複高

条 件	重 複 高
$H < 5.0$	$T = H/3$
$5.0 \leq H < 8.0$	$T = 0.33/3(H - 5) + 1.67$
$H \geq 8.0$	$T = H/4$

T = 重複高：本えん堤底から副えん堤水通し天端高の重複した高さ（m）

L = 本えん堤下流端から副えん堤の下流端までの距離（m）

H = 本えん堤高（m）

h = 越流水深（m）

H_0 = 水叩き天端（または基礎岩盤面）からの本えん堤の高さ（m）

2.6 付属物の設計

2.6.1 水抜き暗渠

えん堤には必要に応じ水抜き暗渠を設ける。

水抜き暗渠は、その目的により大きさ・数・形および配置を定めるものとする。

解 説

- (1) 施工中の流水の切替えと堤冠を補修する際の足場確保を目的として水抜きを配置する。
- (2) 施工時の平水量に基づいて、現況河床高の位置に流水の切替えに必要な $\Phi 0.45 \sim \Phi 1.0\text{m}$ の水抜き暗渠を配置する。
- (3) 水通し天端より下方 $1.5 \sim 2.0\text{m}$ 程度の位置に堤冠補修を目的とした水抜きを配置する。
- (4) 水抜きは水通し幅の内に配置する。
- (5) 水抜き暗渠の布設（第V編第2章2.1.7 参照），コンクリート打設リフト割を考慮して水抜き暗渠を配置する。
- (6) 水抜き同士や目地から 1.5m 以上離して水抜きを配置する。配列は、千鳥状にして隣接する水抜き間に適当な間隔を置く。
- (7) 材料は一般的に入手が容易で安価なヒューム管等とする。

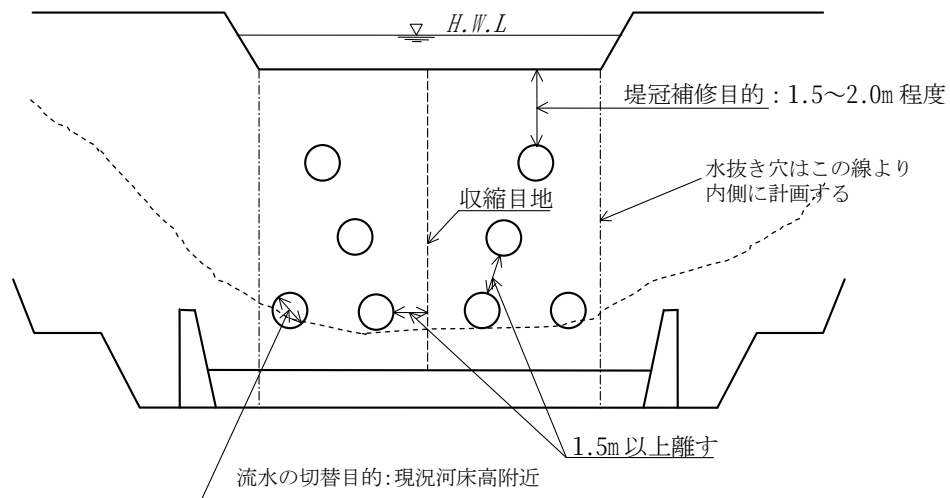


図 1-62 水抜き暗渠の配置

2.6.2 収縮目地

重力式えん堤の収縮目地は、コンクリートが冷えたときの収縮によるひび割れの発生をコントロールする目的で設けられる継目である。収縮目地の位置および間隔は、えん堤地点の気温、えん堤の高さ、えん堤建設の速度、コンクリートの品質の程度等、直接ひび割れ防止に関係する要素のみでなく、コンクリートの搬入能力、えん堤地点の横断面の形、岩盤の種類および状態等、施工および構造に関する要素を総合して決定する。

解 説

- (1) 一般に、収縮目地の間隔は10～15m程度とする（袖部は10m、水通し部は15mを目安とする。）
- (2) 両岸取付部付近で最もひび割れが発生しやすく、両岸取付部と水通し袖部の中間の断面の変移点に設けるものとする。また収縮目地は、水通し肩から水通厚の1.5倍以上離すこととする。
- (3) 水通し部にはできるだけ収縮目地を設けないようにする。
- (4) 収縮目地には止水板を設置する。

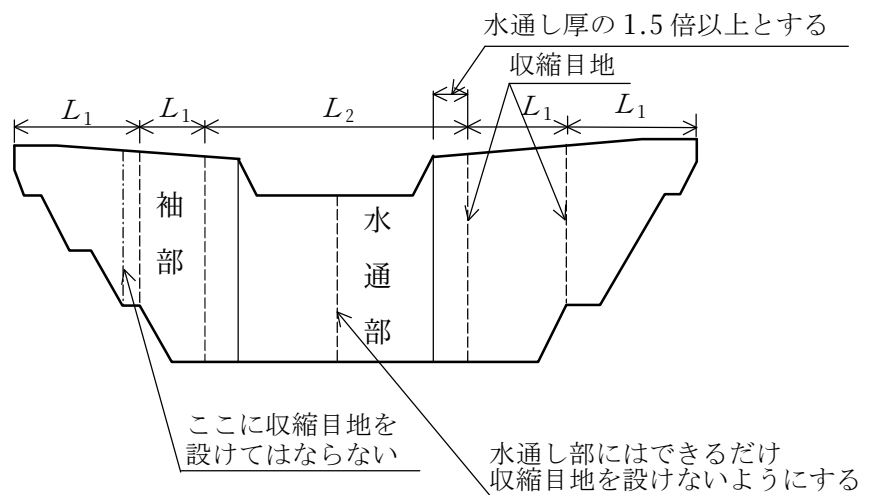


図 1-63 収縮目地の配置

2.6.3 間詰め

砂防えん堤の基礎および袖の嵌入部における余掘部は間詰めにより保護しなければならない。

解 説

間詰めとは、砂防えん堤の基礎および袖を地山に嵌入させるために掘削した余掘部の埋戻しおよび埋戻し部の表面の保護等をいう。

間詰めは次の目的で実施する。

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

- (1) 基礎部の保護
- (2) 袖部の地山崩壊による砂防えん堤の袖抜け防止
- (3) 降水による法面侵食の防止

また、設計にあたっては次のことを考慮するものとする。

- (4) 景観との調和
- (5) 自然環境への影響
- (6) 経済性

間詰めが不完全な場合、浸透水または洪水時の流水により袖部の崩壊や袖抜け等が生じ、堆積土砂の流出、さらにはえん堤倒壊の危険をはらんでいる。したがって、間詰の計画施工に当たっては、これらのことをふまえて、十分注意して行わなければならない。

また、周辺環境との調和を図るために特に景観への配慮が必要な場合は、別途間詰め工の工法を検討する必要がある。

間詰め工の標準的適用工法を表 1-42に示す。

表 1-42 間詰め工の標準的な適用工法

地 質	埋 戻 し		表 面 の 保 護 等	
	適用区分	工 法	適 用 区 分	工 法
砂礫地盤	全 般	土砂による埋戻し	表面処理勾配（地山勾配）が2割以上緩い場合	植生工 法粋工 ブロック張工（控25cm）
			表面処理勾配が1割以上2割までの場合	ブロック張工（控25cm） 石羽口工
			表面処理勾配が1割より急な場合	ブロック積工（控35cm）
岩 盤	全 般	階段状 間詰コンクリート工		特には不要
岩 盤 ＋ 砂礫地盤	砂礫厚<1.0m	階段状 間詰コンクリート工		特には不要
	砂礫厚≥1.0m	岩盤線までの間詰 コンクリート工 ＋ 土砂による埋戻し	表面処理勾配が2割以上緩い場合	植生工 法粋工 ブロック張工（控25cm）
			表面処理勾配が1割以上2割までの場合	ブロック張工（控25cm） 石羽口工
			表面処理勾配が1割より急な場合	ブロック積工（控35cm）

注) 上表は、一応の目安であり現地の状況を十分に勘案の上、適切な工法を検討することが必要。

(1) 間詰め工配置図

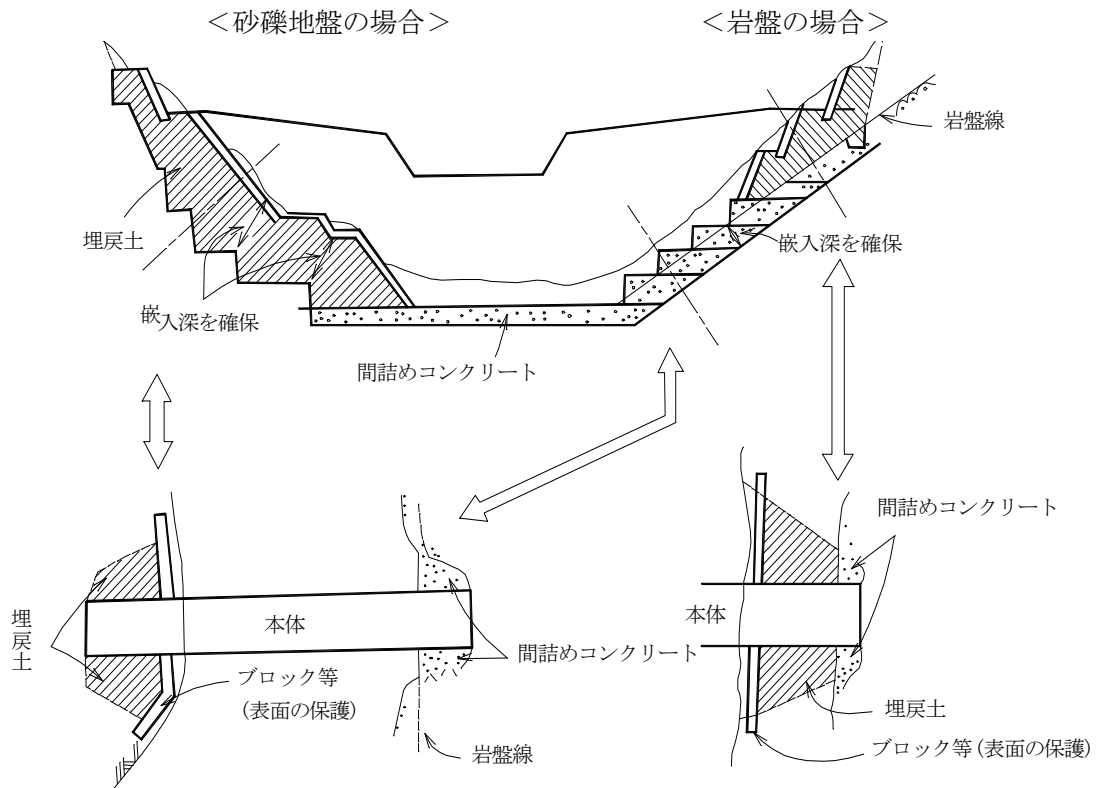


図 1-64 間詰め工の配置

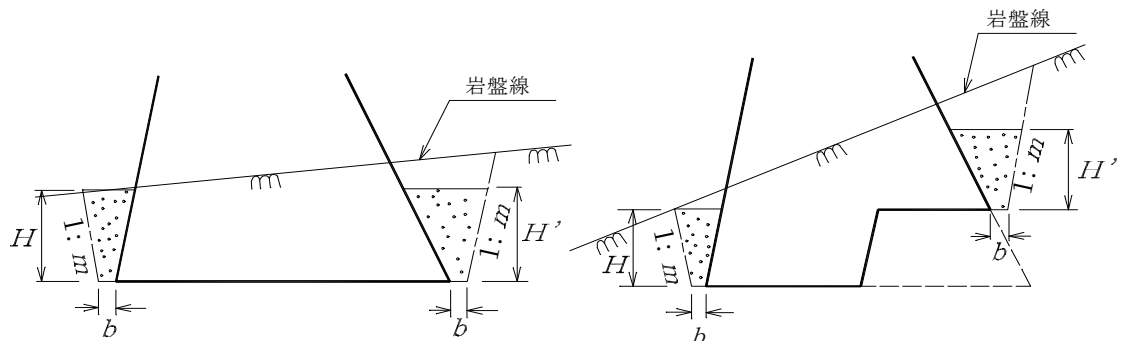
(注) 袖部間詰コンクリートは、階段状に本体と同時打設することを原則とする。

(2) 砂防えん堤基礎部における間詰コンクリート

下流側間詰コンクリートの打ち上げ高さ (H) は、岩盤線までとする。

上流側間詰コンクリートの打ち上げ高さ (H') は、下流側と同程度とする。

ただし、下流側に水叩き工を設けた場合の H' は岩質に応じた根入れ深さと同程度とする。



$H' : H = H$ とする。 m : 土質による床掘勾配 b : 0.30m (岩盤で別途打設の場合)
0.0m (岩盤の場合の原則)

図 1-65 間詰め工

(3) ブロック積工, ブロック張工

間詰工の適用工法の1つであるブロック積工, ブロック張工の適用基準は以下を標準とする。

表面処理勾配が1割よりも急な場合はブロック積工, 1割以上2割までの場合はブロック張工を用いる。また, 直高はどちらも5m以内とし, 5mを超える場合は下段と上段の間に2m以上の小段を設けるものとする。

ブロック積工に設置する水抜きについては, VU150を7m²に一箇所設けるものとする。ただし, ブロック積工を護岸部(最下段)に設ける場合は, 水抜きを設置してはならない。なお, 湧水が著しい等の場合, 護岸縦断方向の裏込材部に暗渠を用いたり, 基礎部で排水する等速やかに排水を行うこと。また裏面の排水処理を行う場合は裏込材を単粒に変更するなど吸い出しについて十分考慮すること。

ブロック張工に設置する水抜きについては, VU50を2~3m²に1箇所設けるものとする。なお, 使用用途が護岸構造物の場合は, 水抜きを設置してはならない。但し, 湧水が著しい箇所等については基礎部に水抜きを設ける場合もある。

また, ブロック張工の変わりに異なる工種(ブロックマット他)を採用した場合においても, 直高は5m以内とし, 5mを超える場合は, 下段と上段との間に2m以上の小段を設けるものとする。〔「道路土工 擁壁工指針(社) 日本道路協会」参照〕

2.6.4 型枠の適用

型枠の選定については、一般型枠と残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）の3案を経済比較し、選定する。

解 説

型枠の選定については、一般型枠と残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）の3案を経済比較し、選定する。特に残存型枠については、次頁仕様を満足するものを選択すること。

型枠については、従来の脱却するものから、足場を不要とする型枠、構造物と一体となる型枠とあり、呼び名も残存型枠や埋設型枠と煩雑な状況にあるため、型枠の分類をとりまとめた。型枠の定義については以下のとおりとする。

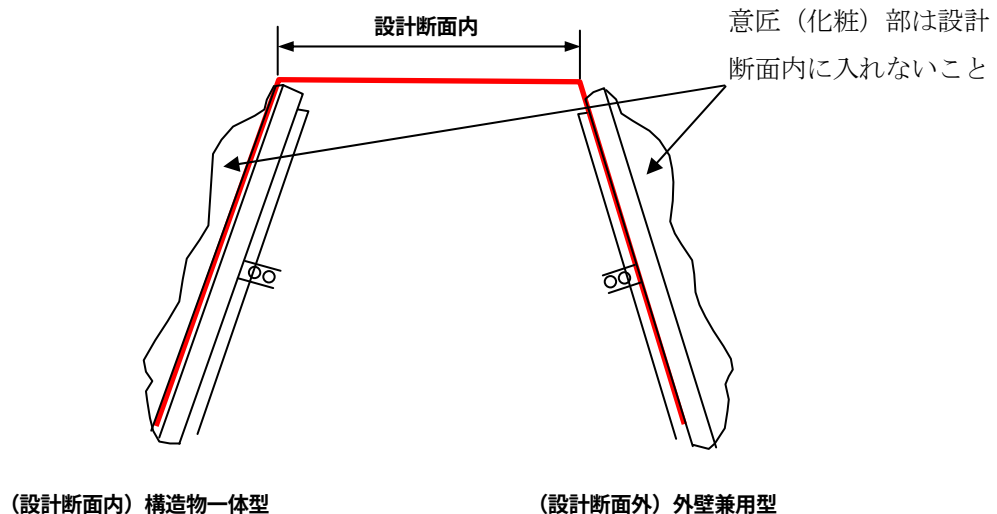
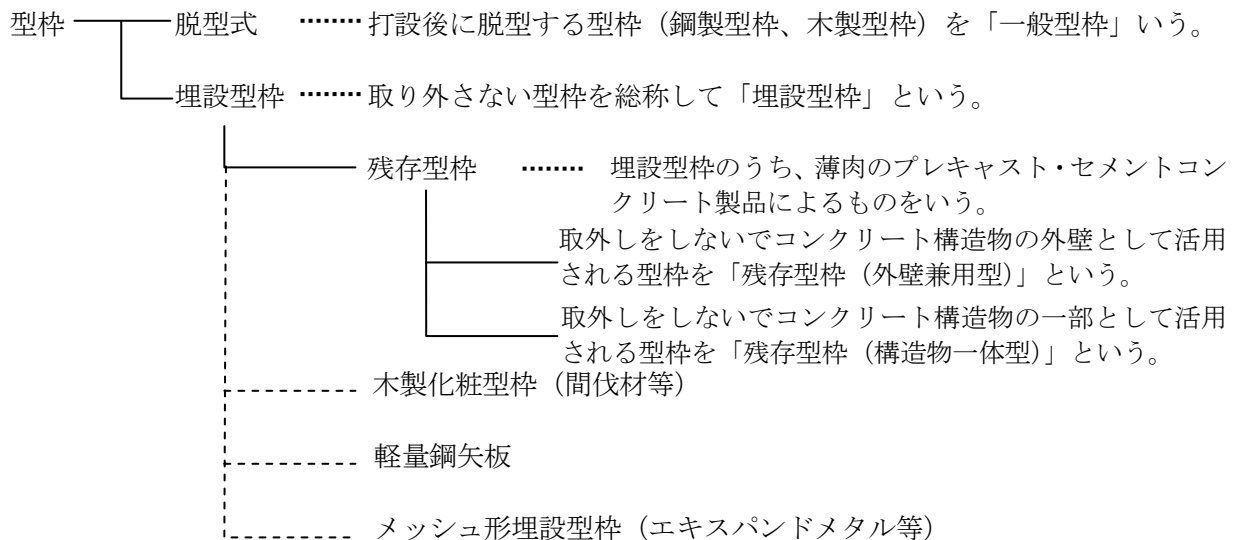


図 1-66 残存型枠の設置イメージ

【残存型枠（外壁兼用型）仕様】

1. 一般事項

- (1) 残存型枠（外壁兼用型）工とは、薄肉プレキャスト・セメントコンクリート製の型枠製品と組立部材を使用し、コンクリート打設後の脱型作業を必要としない型枠工のことをいう。
- (2) 残存型枠（外壁兼用型）工に用いる型枠は、下記のとおりとする。
 - ①残存型枠（外壁兼用型）とは、意匠性を目的としない型枠材をいう。
 - ②残存化粧型枠（外壁兼用型）とは、残存型枠（外壁兼用型）のうち化粧面が一体となった意匠性を目的とした型枠材をいう。

2. 材料

受注者は、残存型枠（外壁兼用型）工に用いる型枠について、下表に従って品質規格証明書等を照合して確認した資料を事前に監督職員に提出し、監督職員の確認を受けなければならない。

項 目	内 容	摘 要
質 量	残存型枠（外壁兼用型） 6 0 Kg／枚以下	
	残存化粧型枠（外壁兼用型） 1 1 0 Kg／枚以下	
主要材料	1) モルタル及びコンクリート 「共通仕様書」第8編1－6－4の本体コンクリートの品質を損なうものであってならない。 2) 型枠製品内蔵の補強部材 補強部材は、型枠本体に内蔵していること。 3) 補強部材が鉄製の場合には、エポキシ塗装又は同等以上の防錆処理を施すものとする。	品質証明書
強度特性	コンクリート打設時の側圧に耐える強度を有していること。	公 的 試 験 機 関 の 証 明 書 又は公的機関の試験結果
一体性	コンクリートと一体化する機能を有していること。	
耐久性	1) 型枠は耐凍結融解性を有していること。 2) 型枠は、ひび割れ又は破損した場合でも容易に剥落しないこと。	

3. 施工

- (1) 受注者は、型枠にひび割れ等の有害な損傷を与えないようにしなければならない。
- (2) 受注者は、型枠にひび割れや変位等を防ぐため、適切な支持材の取付をしなければならない。
- (3) 受注者は、コンクリート打込み前にあらかじめ型枠裏面を湿潤状態にしたうえで、構造物内部及び型枠裏面に十分にコンクリートがまわり込むように締固めなければならない。
- (4) 受注者は、目地を設ける際には目地位置表面の型枠の縁を切らなければならない。又、伸縮目地材を用いる際は目地材を型枠ではさみ込み、表面に露出させなければならない。

【残存型枠（構造物一体型）仕様】

砂防堰堤等の砂防工事において『残存型枠（構造物一体型）』を使用する場合、「残存型枠（外壁兼用型）」に求める要件に加え、以下の点に留意すること。なお、『残存化粧型枠（構造物一体型）』についても同様とする。

- (1) 使用する『残存型枠（構造物一体型）』は、砂防堰堤等の本体として必要な耐久性及び一体性が確保されているほか、堰堤の上流面に使用する場合は、土石流に対する耐衝撃性等を有することが、公的機関により証明されていること。
- (2) 使用する『残存型枠（構造物一体型）』の単位体積質量及び圧縮強度は、本体コンクリートと同等以上であること。
- (3) 『残存型枠（構造物一体型）』の施工にあたっては、上記事項に加え、コンクリートを確実に充填し、一体性を図るように十分留意して施工すること

2.6.5 安全施設

砂防えん堤周辺等で危険と思われる箇所には、立入防止柵、標示板を設置するものとする。
特に砂防えん堤本堤上からの落下は重大事故につながるので、十分に配慮すること。

解 説

砂防えん堤立入防止柵の仕様は次を標準とする。

① 立入防止標示板

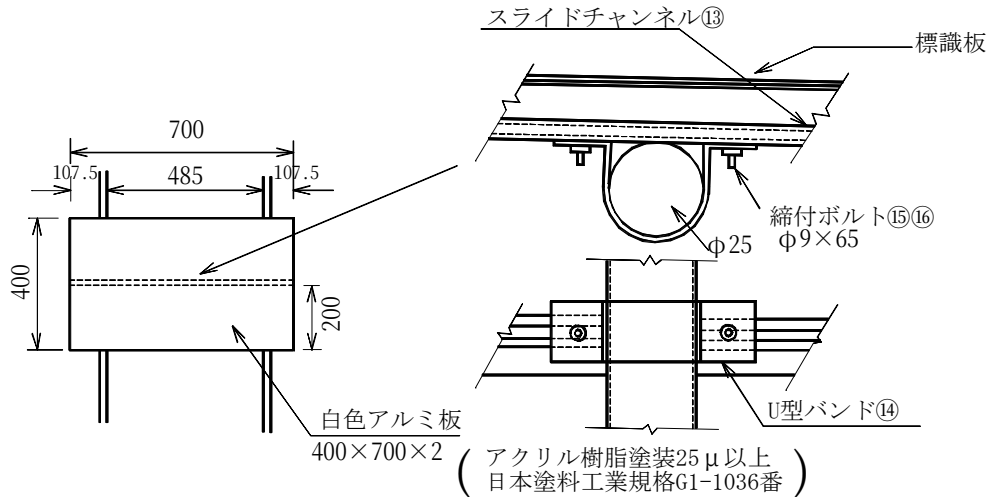
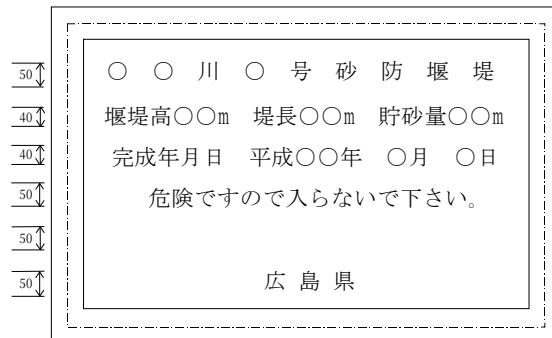


図 1-67 立入防止標示板

② 標示板の記載例



注) 漢字にはふりがなをつけること。

図 1-68 標示板の記載例

③ 立入防止柵の設置箇所

立入防止柵はネットフェンス構造とし、設置箇所は次の位置を標準とする。

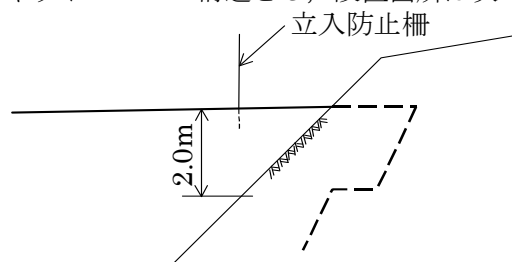


図 1-69 立入防止柵の設置箇所

2.6.6 砂防えん堤銘版

砂防えん堤完成時に袖下流側面に砂防えん堤銘版を設置するものとする。

解 説

- (1) 銘版の材質は、御影石を標準とする。
- (2) 銘版厚は、10cmを標準とする。
- (3) 文字は、彫り込みとする。
- (4) 銘版は、確認しやすい位置に設置すること。

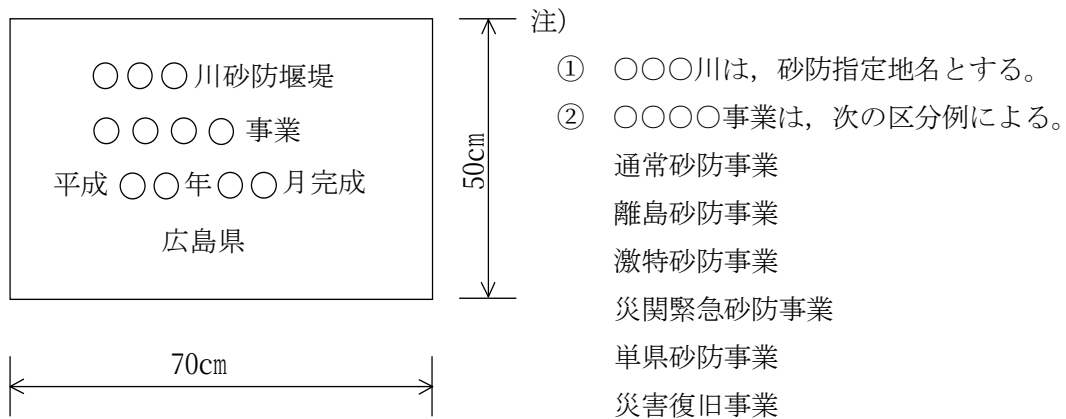


図 1-70 銘版

2.6.7 砂防指定地標識

砂防指定地を新たに追加して指定した場合、変更した場合は標示内容及びまた設置場所を定め、すみやかに設置しなければならない。

解 説

- ① 詳細は、「第V編 第4章 1. 砂防指定標識設置要綱」による。
- ② 標識版、支柱、基礎等の材質や構造については、道路標識に準ずることができる。

3. 透過型砂防えん堤の構造

3.1 越流部の安定性

透過型砂防えん堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ、堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

解 説

透過型砂防えん堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防えん堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

① 全体の安全性

透過型砂防えん堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防えん堤に準ずる。

② 透過部の部材の安全性

透過部を構成する断面は小さく、重力式構造と異なる場合が多いので、堤体全体としては安全でも、部材が破壊することが考えられる。従って、部材の構造計算を行い、材料の強度に対して安全であることを確かめる必要がある。

透過型鋼製砂防えん堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について解析してその安全を確認しておかなければならない。さらに、骨組が不静定構造となっている場合には、温度変化による影響のみについて検討する。

また、礫の衝突による変形によって、部材の座屈を引き起こし、全体破壊に至ることが予想されるので、礫の衝突荷重に対する安全性についての検討も行うこととする。

透過型砂防えん堤の場合は、えん堤高は原則として 15m 未満とし、下表により所定の安全率 1.2 を満足させるものとする。

3.1.1 安定条件

透過型砂防えん堤全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

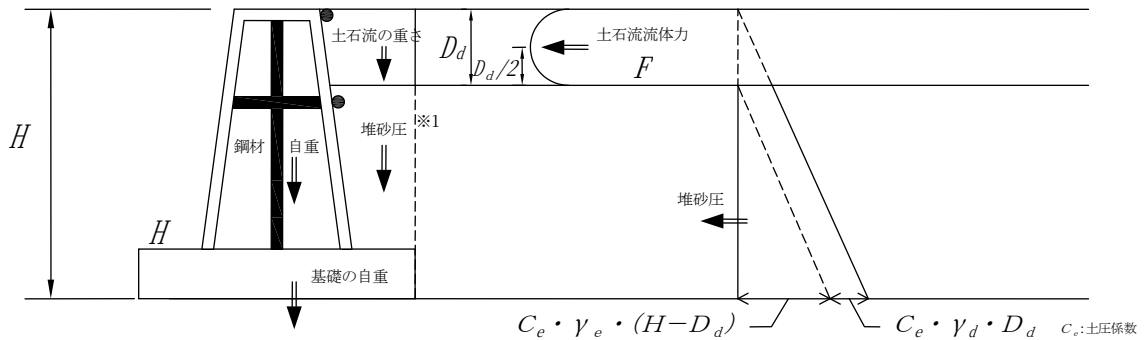
透過型砂防えん堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。(本指針2.1.1参照)

3.1.2 設計外力

透過型砂防えん堤の設計外力は基本的には不透過型砂防えん堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

解 説

- ①堆砂圧は土石流が上裁されるものとして台形分布とする。
- ②透過部分には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。
- ③図 1-71 に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性，部材の安全性を検討する。土石流自重が上裁荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は，土砂の単位体積重量($\gamma_e = C \cdot \sigma \cdot g$)を用いる。

図 1-71 設計外力（土石流時）

- ④透過型砂防えん堤は，表 1-43 により所定の安全率を満足させるものとする。

表 1-43 透過型砂防えん堤の安定計算に用いる設計外力(自重を除く)

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
えん堤高 15m 未満		堆砂圧， 土石流流体力	
えん堤高 15m 以上		堆砂圧， 土石流流体力	

15m 以上の透過型砂防えん堤において，透過部の安定条件は 15m 以下の場合と同様とする。

また，非越流部については，一般的に上流側ののり勾配が急な場合が多いため，未満砂の状態のときに下流側から地震慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

(1) 自重

透過部がコンクリート部材の場合，堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積(V_c)と，越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量(W_{rc})を用いて計算する。なお，越流部の堤体ブロックとは，水通し幅分の堤体部分を指すものであり，施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \cdots (25)$$

ここで， γ_{rc} ：見かけのコンクリート単位体積重量(kN/m³)， W_{rc} ：越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量(kN)， V_c ：越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積(m³)である。

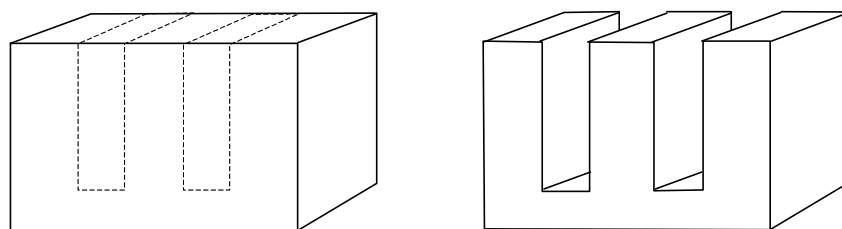


図 1-72 スリット部における水通しの堤体積

透過部が鋼製部材の場合，堤体自重は基礎部の重量に鋼材自重を加えたものとする。鋼材枠内の堆砂重および水重は含まないものとする。ただし，土砂が確実に鋼製枠内に捕捉され，かつ，下流に流れ出ないと判断される場合には，捕捉される土砂の重量を考慮することができる。

(2) 静水圧

開口幅の広い透過型砂防えん堤が土石流を捕捉した場合，堆砂内の水は礫の間隙を流れていくため湛水しない。このため土石流区間に設置する透過型砂防えん堤には静水圧を見込まないこととする。ただし，底版コンクリートにおいては，コンクリートが厚く不透過型と同様の機能を期待する場合には，底版コンクリート天端まで湛水するものとして静水圧の影響を検討するものとする。開口幅が狭く，えん堤上流で湛水する可能性が考えられる場合は，堆砂圧に加え，必要に応じて静水圧を考慮する。

(3) 堆砂圧

堆砂圧は土石流が上裁されるものとして台形分布とする。

土石流区間においては，上述のとおり堆砂面下に水はないものとし，土石流の重量を上載荷重とした空中の堆砂圧を作用させる。底版コンクリートに対しては静水圧を考慮する場合，水中の堆砂圧を作用させる。

(4) 土石流の流体力

安定計算の対象とする流体力は，透過型であっても開口部が完全に閉塞された状態を想定して堆砂面上面に作用するものとする。

なお，礫および流木の衝突による力は，安定計算の対象としなくてよいが，鋼製透過型砂防えん堤部材の構造計算の際に考慮するものとする。

3.1.3 設計流量

設計流量は、水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで、土石流ピーク流量とする。

解 説

土石流ピーク流量は、第Ⅲ編計画編第1章2.7.3に示した方法に基づき算出する。

3.1.4 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

解 説

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。但し、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

①土石流ピーク流量に対する越流水深の値

(本指針2.1.5参照)

②最大礫径の値

(本指針2.1.5参照)。

3.2 透過部の構造検討

3.2.1 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防えん堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性(リダンダンシー)の高い構造とする。

解 説

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防えん堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- ①土石流流体力および堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ②温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③①および②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④礫の衝突による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材(機能部材)のうち、構造物の形状を保持するための部材(構造部材)に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

3.2.2 鋼製部材の種類と適用条件

透過部に鋼製部材を用いる場合は、最新の技術情報を収集し、経済性等の比較検討を行い、選定する。

解 説

鋼製砂防構造物は、屈壊性や浸透性などの機能面、工期短縮や通年施工あるいは省電力化などの施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり、これらの特長を生かしてこれまでに数多くの製品が開発されてきている。適用にあたっては、最新の技術情報を収集し、経済性等の比較検討を行い、選定する。

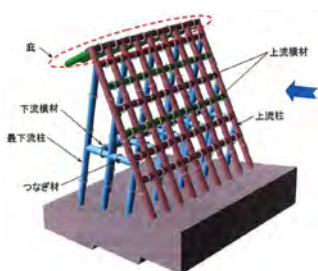
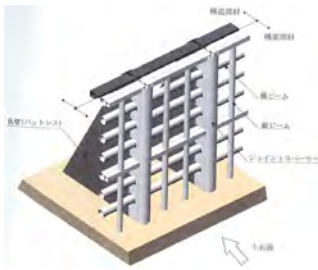
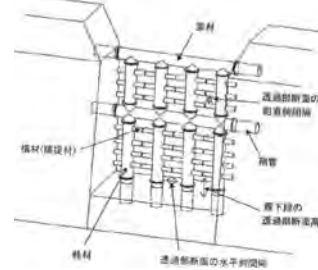
表 1-44 鋼製部材の種類と適用条件

種類	名称	メーカー名	設置可能区域		設計可能形状		
			土石流 区間	掃流 区域	鋼製部の 透過部高さ	スリット 純間隔	スパン長
透 過 型	J-スリット堰堤	J F E 建材 株式会社	○		2.0m～12.5m	0.5m 以上	
	C B B O 型 砂防堰堤	共生機構株 式会社	○		12m 以下	0.3m 程度以上	3.0m～6.0m
	鋼製スリット 堰堤 T 型	日鐵住金建材 株式会社	○		2.0m～12.0m	0.4m 以上	3.0m～8.0m
	格子形-2000C (格子形含)	株式会社 神戸製鋼所	○		20m 級まで	0.6m 以上 (0.6 未満は K22 対応)	
	鋼製スリット 堰堤 B 型	日鐵住金建材 株式会社	○		2.0m～7.5m	0.5m 以上	

* 鋼製砂防構造物設計事例集 平成 23 年 11 月 P.9 を一部加筆

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

表 1-45 鋼製砂防構造物の概要と特徴(1)

構造物名	概要	特徴
J スリット堰堤	従来の閉塞型の透過型砂防堰堤と同等の捕捉機能を有し、L型スリット堰堤とI型スリット堰堤の特徴を生かした合理的な断面形状を持つ鋼製透過型砂防堰堤である。 	- 土石流の捕捉面をL型スリット堰堤の下流側から上流側へと変更することで、土石流の直撃を考慮する部材が上流側部材のみとなり、より経済的な部材設計が可能となる。 - 堆砂自重を多くに見込むため上流部材を1:0.5に傾斜させ底版コンクリート量を軽減させた。 - 下流側部材ののり勾配を1:0.2に傾斜させ、礫の自由落下に対して鋼管の安全性を確保できる有効高さに設定した。また、平常時の礫衝突を考慮し、下流側部材の足下を上流側部材と同じものを使用する。 - 有効高8.5mを超えるタイプについては最下流柱の真上の天端に「庇(ひさし)」を設置し、越流落下した礫が直接最下流柱に衝突しないような構造とする。
CBBO型砂防堰堤	土石流捕捉のための機能部材として、着脱可能な横ビームをメインに、その直前面にそれとクロスさせる形で縦に鋼管ビームを配し、それを背後で支える構造部材として、鋼殻材をまとったコンクリート扶壁を組合わせた閉塞型の透過型砂防堰堤である。 	- 機能部材と構造部材の役割に明確な一線を画し、前者の背後に後者をおくことによって、後者に対する土石流の直撃を防ぎ、その衝撃力を大幅に軽減している。 - 機能・構造両部材の接合に高力ボルトや溶接などを一切用いず、直接鋼矢板の嵌合継手を活用することによって、機能部材の着脱・交換を容易にしている。 - それによる派生効果として、機能部材の主役を演ずる横ビーム鋼管の加工を一切割愛できるようになる。 - 横ビームの土石流捕捉機能を補完する縦ビームを、前者の前面に重ね合わせる形で配置する事によって、後者についてもまた前者におけると同様に、格子節点部における加工を無用としている。 - 構造部材の中核の占める扶壁構造体は、鋼材とコンクリートの複合構造物であるが、高力ボルトや溶接等による接合手段を極力排除している。
鋼製スリット堰堤T型	鋼管製の梁材と柱材で構成された鋼製フレームを砂防堰堤の非越流部コンクリート間、または水通し部の中間に設置されたバットレスコンクリート間に配置した透過型砂防堰堤である。 	3面支持構造 造梁材および柱材から成る鋼管フレームは、基礎コンクリートおよび左右岸の非越流部コンクリート（礫径間の場合はバットレスコンクリート）の3面で支持された平面格子構造である。 - 鞘管構造 梁材の両端部は、左右岸の非越流部コンクリートに予め埋め込まれた鞘管内へ挿入する構造としている。本構造により、施工法・メンテナンス性が向上することのみならず、鋼管をコンクリート中に埋め込む構造に比較して温度応力の影響を受けない。 - 冗長性（リダンダンシー） 3面支持構造であることから、土石流等の衝撃により鋼管フレームが局所的に破損した場合においても、全面崩壊に繋がらない。 - メンテナンス性 鞘管構造により、破損部材の交換作業が安易となる。また、3面支持による平面格子構造であることから、立体格より捕捉した礫や流木の除去作業が安易になる。

* 鋼製砂防構造物設計事例集 平成23年11月 P.4を一部加筆

表 1-46 鋼製砂防構造物の概要と特徴(2)

構造物名	概要	特徴
格子形-2000C (格子形含)	格子形-2000C は、従来の格子形堰堤の機能に加え、構造に対する信頼性や経済性を向上させた鋼製砂防堰堤である。約φ600 mmもしくは約φ500 mmの鋼管を立体格子状に組み合わせた剛結構造物であり、大規模な土石流に対しても安全な透過型砂防堰堤である。 	・鋼管による立体剛結構造を採用し、高次の不静定構造物であるため、高い冗長性（リダンダンシー）を有しており、一部の部材が破損しても堰堤全体が崩壊し難い構造である。 ・底板コンクリートを現河床勾配に合わせて施工することで、河道の連続性を保つことができ、魚道の設置も容易である。 ・下段部と上段部に分けて段階施工が可能である。このため、鋼製部と非越流部のある高さまで施工すれば、早期に効果を発揮することができる。
鋼製スリット堰堤 B 型	土石流の偏心荷重（面外荷重）に対しても、安全性高い構造で、流れ方向・堰堤軸方向に繋ぎ梁を接合した立体フレーム構造である。 	・各立体フレームを独立して配置するため、組立て順序の制限が無く、組立て・設置効率が良い。 ・無人化施工の実績がある。 ・部材が損傷した場合、立体フレームが独立しているので、該当する立体フレームのみの部材交換で済み、鋼製部全体に及ぼす影響が少ない。

* 鋼製砂防構造物設計事例集 平成 23 年 11 月 P.5 を一部加筆

3.2.3 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

解 説

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 1-47に示す。

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を1.5倍割増するものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割り増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍割増するものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

透過型砂防えん堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。

さらに、部材で構成される構造物が不静定構造となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しておかなければならない。

透過部の部材の設計においては、表 1-47の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防えん堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心とえん堤軸の角度(θ_{f2})を想定し、さらに余裕角(θ_B)を考慮して、砂防えん堤に対する偏心角度(θ_H)を設定する。

(図 1-75参照)また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

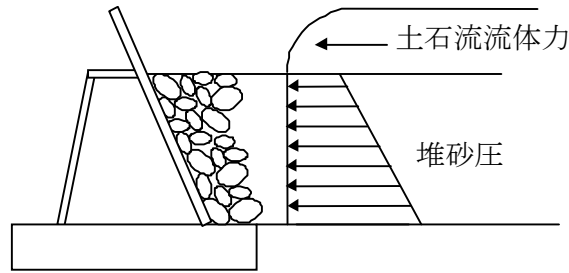
骨組が不静定構造で施設延長が長い場合には、安定計算に用いる荷重のほかに温度変化による影響が考えられる。このケースでは、他の荷重に加え合せず、温度変化による影響のみについて検討する。このとき、できるだけ部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割する。

表 1-47 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15

注) 温度変化は寒冷地では $\pm 40^{\circ}\text{C}$ とする。

(1) 土石流時



注) 上載荷重として土石流荷重を見込む。

図 1-73 土石流時の鋼製透過型砂防えん堤の設計荷重

(2) 平常時 (満砂時)

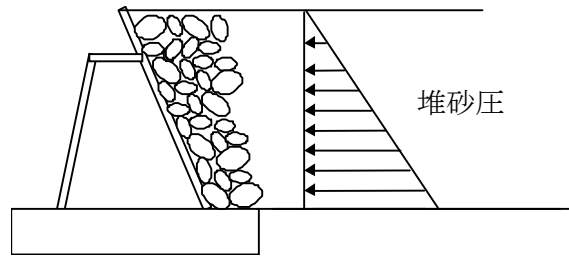
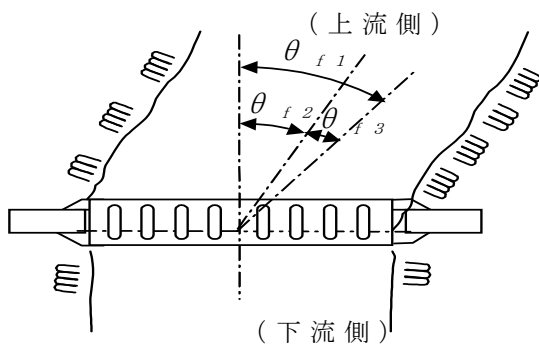


図 1-74 平常時の鋼製透過型砂防えん堤の設計荷重



$$\theta_{f1} = \theta_{f2} + \theta_{f3} \cdots (26)$$

θ_{f1} : 土石流の堰堤に対する偏心角度 (°)

θ_{f2} : 想定される土石流の
流心と堰堤軸との角度 (°)

θ_{f3} : 余裕角 ($\theta_{f3} = 10^\circ$)

図 1-75 透過部材に対する偏心荷重(溪流の湾曲部に砂防えん堤を設置する場合)

3.2.4 底版コンクリート

底版コンクリートの厚さは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定であるように設定する。

解 説

鋼製透過型砂防えん堤といえど土石流流体力や堆砂圧に抵抗し地盤に荷重を伝達するには重さが必要となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、骨組構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、安定計算により底版コンクリートの大きさを決定する。また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えないことを照査する必要がある。

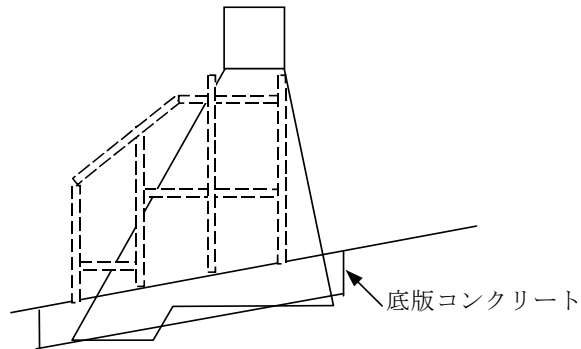


図 1-76 底版コンクリート形状

(1) 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端（開口部底面）を流水が通過することになる。このため、底版コンクリートの幅（上下流方向）、えん堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを溪床勾配に合わせて傾斜させてもよい。ただし、溪床勾配が急な場合、下流の洗掘や底版コンクリートの下流端の洗掘に配慮して溪床勾配より緩くする。

(2) 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、構造上必要なコンクリート厚さとする。一般に、鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が多く採用されている。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗する。このため、底版コンクリート厚さは基礎地盤への根入れ深を考慮して2 mとしている例が多い。部分透過型とする場合には、これより厚くなる。

(3) カットオフ

鋼製透過型砂防えん堤が満砂した場合、流水は最上流柱の天端から透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。ただし、砂礫地盤の場合で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

- ① 地盤を構成する粒径が小さい場合
- ② 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落下水がある場合
- ③ 底版コンクリート下端と溪床に落差がある場合

3.3 本体構造

3.3.1 水通しの位置

水通しの位置は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

3.3.2 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防えん堤と同様とするが、透過部(スリット部)閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

解 説

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。この場合、袖部の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止対策に十分配慮して適切な処置を講じなければならない。特に、直下流に人家がある場合は、上記の点を考慮しなければならない。

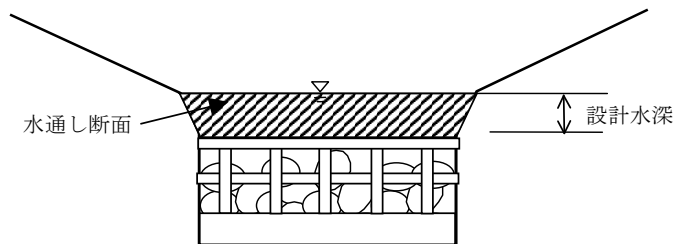


図 1-77 水通し断面(斜線部)

3.3.3 開口部の設定

透過型砂防えん堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。

解 説

開口部の幅は、透過型の機能を十分に生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

なお、開口部の底面は、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

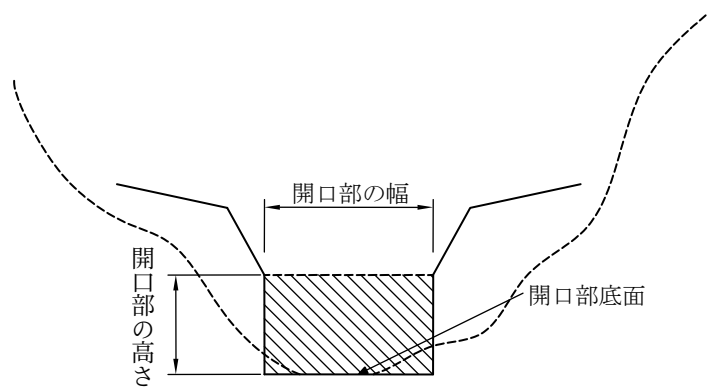


図 1-78 透過型砂防えん堤の開口部(斜線部)

(1) 開口部の幅

閉塞型の透過型砂防えん堤が土石流を効果的に捕捉するためには、えん堤上流の貯砂空間を土石流流下時までの間できるだけ空けておくことが重要であり、そのためには開口部を適切にとる必要がある。開口部を狭くしすぎると、中小出水による土砂・流木の堆積や流水の湛水が生じ土石流対策としての貯砂空間が減じられるおそれがある。

したがって、透過型砂防えん堤の開口部の幅は現地形の谷幅に配慮して、土石流が流下すると判断される谷幅程度に設定するものとする。ただし、最下流に設置する場合、下流河道や保全対象への影響に配慮して谷幅よりも狭くしている例もある。

(2) 開口部の高さ

透過型砂防えん堤の開口部の天端高は、不透過型砂防えん堤と同様に水通し天端高となる。したがって、開口部の高さは上流の土砂堆積物の状況や周辺の地形等十分に調査し、計画に合致した施設の規模から決定される。

(3) 開口部底面

透過型砂防えん堤は中小出水では礫を捕捉しないため、平常時の流量は水通し部ではなく開口部底面（底版コンクリート天端）を流れる。このためは、開口部底面の位置は、河道の連続性や両岸の侵食に配慮して、開口部底部の位置を溪床最深部に合わせる。ただしえん堤上流をある程度堆砂させて溪床の安定を図りたい場合には、開口部底部の位置を溪床より高くした部分透過型砂防えん堤として設計する。

3.3.4 透過部断面の設定

透過型砂防えん堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、および施設の目的等により決定する。

解 説

土石流捕捉のための透過型砂防えん堤は、透過部断面の純間隔(図 1-79参照)を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径(D_{95})、流木の

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

最大直径，流域内の既施設配置状況，えん堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径(D_{95})の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防えん堤を計画する場合，鉛直純間隔も最大礫径(D_{95})の1.0倍程度に設定し，土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とすることが基本であるが，土石流の水深よりも最大礫径(D_{95})が小さい場合等においては，最下段の透過部断面高さは最大礫径(D_{95})の1.5倍まで狭くすることができる。(表 1-48参照)

実験(図 1-80参照)によると，土砂容積濃度が高い場合においては，水平純間隔及び鉛直純間隔が最大礫径(D_{95})の1.5倍より小さければ，透過部断面が閉塞することが分かっているため，機能上，必要な場合，水平純間隔及び鉛直純間隔を1.5倍まで広げることができる。機能上，必要な場合とは，例えば，流下区間に複数基透過型砂防えん堤を配置する時の上流側の透過型砂防えん堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

なお，平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で，土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には，溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。

- ①土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに，その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ②土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに，その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

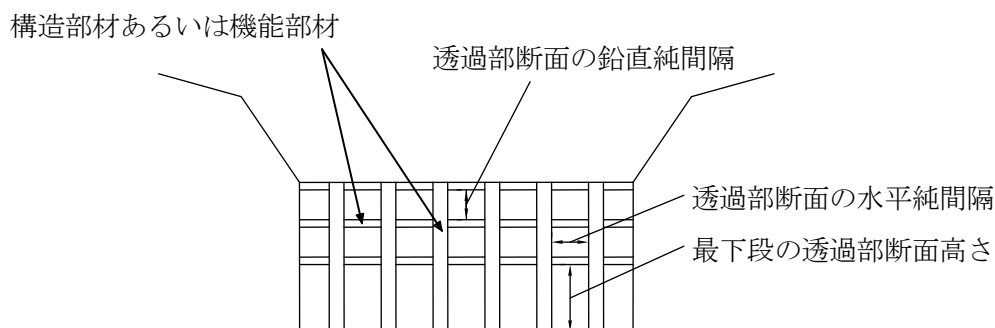


図 1-79 透過部断面の純間隔

表 1-48 透過型砂防えん堤における透過部断面の設定について

機能	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$D_{95} \times 1.0$ *1	$D_{95} \times 1.0$ *1	土石流の水深以下 *2

*1 上述の通り，水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径(D_{95})の1.5倍まで広げることができる。

*2 上述の通り，最下段透過部断面高さを最大礫径(D_{95})の1.5倍まで狭くすることができる。

～～(参考)透過部の閉塞(実験結果)～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

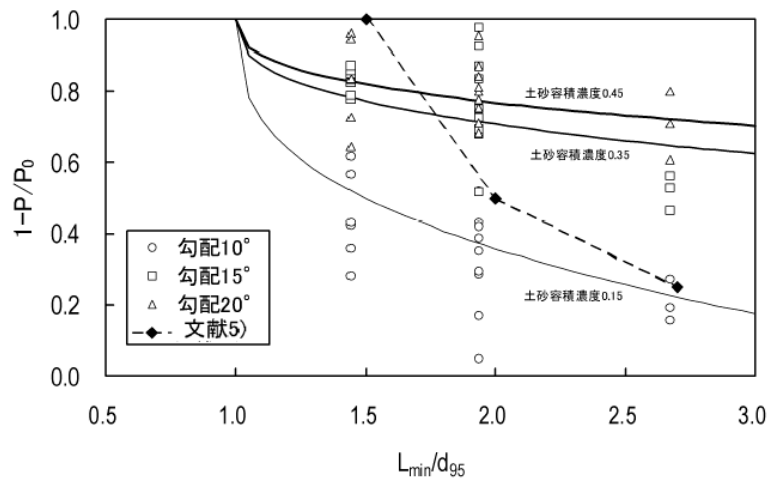


図 1-80 土石流のピーク流砂量の変化

透過部断面の幅(鋼管純間隔)とピーク流砂量の減少率の関係(P :有施設時のピーク流砂量, P_0 :無施設時のピーク流砂量, L_{min} :格子型砂防えん堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが, 文献*)のプロットに対しては透過部断面の幅, d_{max} :最大礫径)。土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると, ピーク流砂量が減少する割合(減少率)は小さくなることから, 透過部断面が閉塞しにくくなることが分かる。

文献*: 渡辺正幸, 水山高久, 上原信司(1977):土石流対策砂防施設に関する検討

～～

3.3.5 天端幅

「第1章2.2.3天端幅」に準ずる。

3.3.6 下流のり

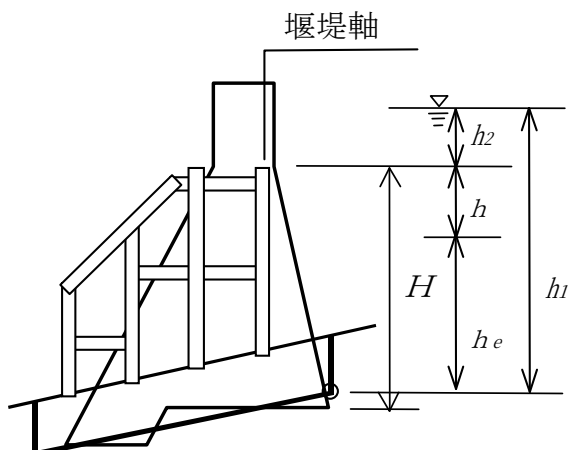
「第1章2.2.4下流のり」に準ずる。

3.3.7 重力式構造物としての安定性の検証

安定計算は、「第1章3.1.2設計外力」に示す設計荷重を組み合わせで行うものとする。

解 説

表 1-49, 図 1-81～図 1-82 は鋼製透過型砂防えん堤の水通し部に作用する荷重等を示したものである。



- H : えん堤高 (m)
- b : 底版コンクリート幅 (m)
- h : 土石流水深 (m)
- h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_2$
- h_2 : 越流水深 (m)
- h_e : 堆砂深 (m)
- $\rho_{st} \cdot g$: 鋼製部の見かけ上の単位体積重量 (kN/m^3)
- $\rho_c \cdot g$: 底版コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)
- $\rho_{s'} \cdot g$: 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m^3)
- $\rho_d \cdot g$: 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)
- C_e : 土圧係数
- α : 土石流流体力係数

図 1-81 鋼製透過型砂防えん堤の安定計算（水通し部）

ここに注意

通常の重力式コンクリートえん堤の安定計算では、計算対象幅は単位幅（1.0m）として計算することが多いが、透過型砂防えん堤の安定計算では、支柱間隔等を考慮し計算対象幅を設定して安定計算を行う場合があることに注意する。

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

表 1-49 砂防えん堤の単位当り断面に作用する力（土石流時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M)
堤体の自重	W					
	W_1	$\rho_{st} g b_3 (H_1 + H_2)$	(+)		$b_4 + \frac{1}{2} b_3$	
	W_2	$\frac{1}{2} \rho_{st} g b_2 H_1$	(+)		$b_3 + b_4 + \frac{1}{3} b_2$	
	W_3	$\rho_{st} g b_2 H_2$	(+)		$b_3 + b_4 + \frac{1}{2} b_2$	
	W_4	$\frac{1}{2} \rho_{st} g (b_2 + b_3)^2$	(+)		$b_4 + \frac{2}{3} (b_2 + b_3)$	
	W_5	$\rho_c g b H_4$	(+)		$\frac{1}{2} b$	
堆砂圧	P_e					
	P_{ev1}	$\rho_s' g b_4 H_5$	(+)		$\frac{1}{2} b_4$	
	P_{ev2}	$\frac{1}{2} \rho_s' g b_4^2$	(+)		$\frac{2}{3} b_4$	
	P_{el1}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s' g h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} h_e$	
	P_{el2}	$C_e \rho_d g h h_e$	(+)		$\frac{1}{2} h_e$	
土石流の自重	P_d					
	P_{d1}	$\rho_d g b_4 h$	(+)		$\frac{1}{2} b_4$	
流体力	F	$a \frac{\rho_d}{g} h U^2$		(+)	$h_e + \frac{1}{2} h$	
合計			V	H		M

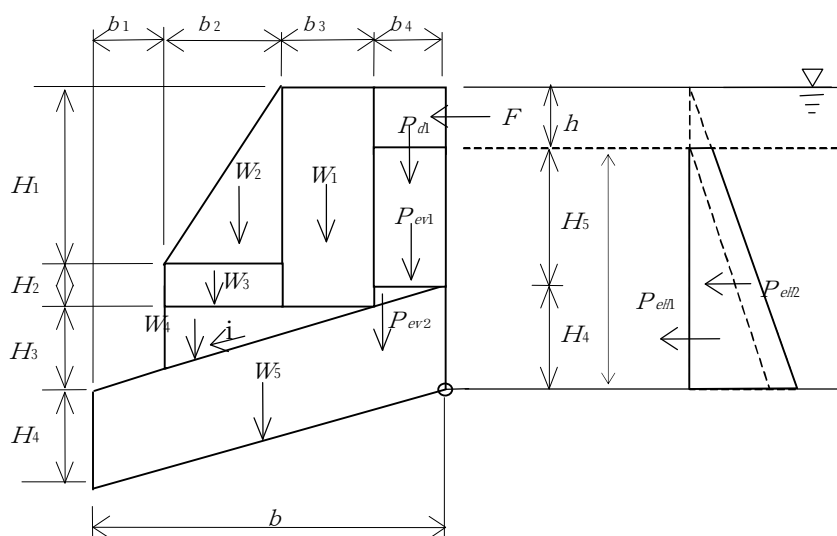


図 1-82 鋼製透過型砂防えん堤の荷重図（水通し部：土石流部）

3.4 基 礎

「第1章2.3基礎」に準ずる。

3.5 非越流部の安定性および構造

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

解 説

透過型砂防えん堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.4参照)。

3.6 前庭保護工

前庭保護工は、砂防えん堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

解 説

透過型砂防えん堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防えん堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副えん堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

3.7 付属物の設計

「第1章2.6付属物の設計」に準ずる。

4. 部分透過型砂防えん堤の構造

4.1 越流部の安定性

部分透過型砂防えん堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ、堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

解 説

部分透過型砂防えん堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防えん堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

4.1.1 安定条件

部分透過型砂防えん堤全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤全体の安定条件は不透過型砂防えん堤に準ずる。(本指針2.1.1参照)。

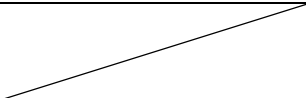
4.1.2 設計外力

部分透過型砂防えん堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防えん堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

解 説

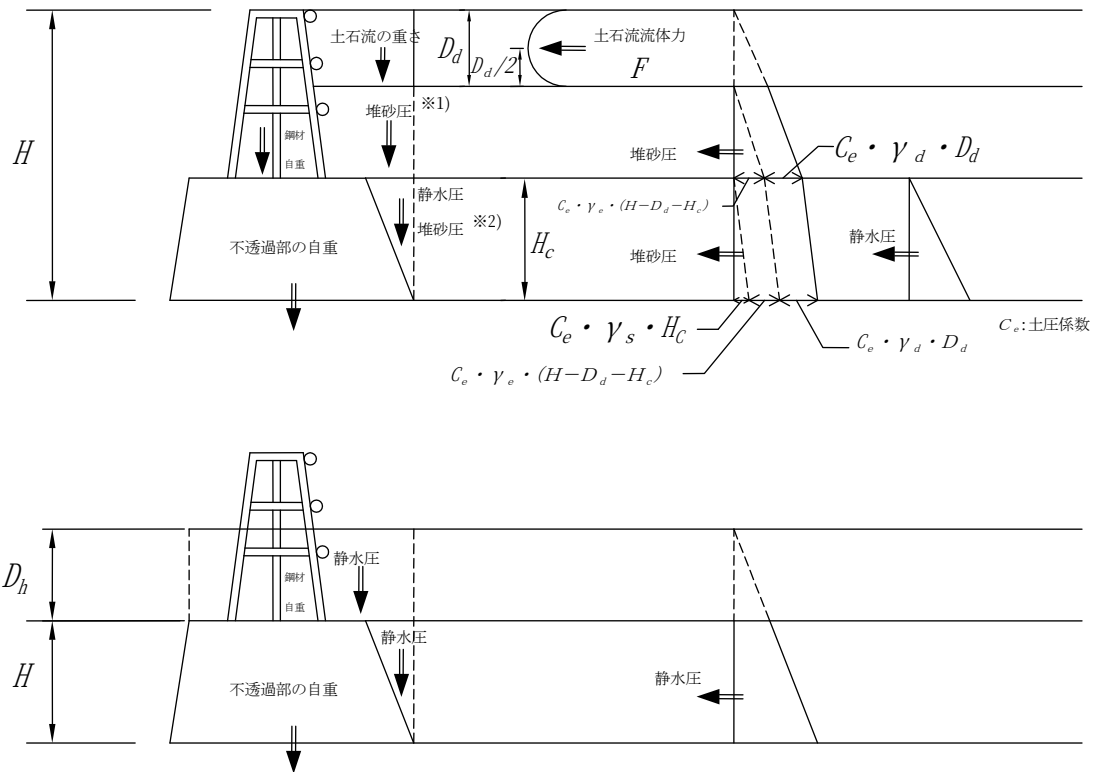
①安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 1-50 のとおりとする。

表 1-50 部分透過型砂防えん堤の安定計算に用いる設計外力(自重を除く)

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
えん堤高 15m 未満		静水圧, 堆砂圧, 土石流流体力	静水圧
えん堤高 15m 以上		静水圧, 堆砂圧, 揚圧力, 土石流流体力	静水圧, 堆砂圧, 揚圧力

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

②安定計算に用いる設計外力は図 1-83 に示すように透過部と不透過部に作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 γ_d を用いる。

※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

図 1-83 部分透過型砂防えん堤の安定計算に用いる設計外力

③透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

4.1.3 設計流量

設計流量は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.1.4参照)。

4.1.4 設計水深

設計水深は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.1.5参照)。

4.2 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の部材および構造は、透過型砂防えん堤と同様に検討する(本指針3.2参照)。

4.3 本体構造

4.3.1 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の水通し断面は、透過型砂防えん堤と同様とする(本指針3.3.1参照)。

4.3.2 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の開口部の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする(本指針3.3.3参照)。

4.3.3 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の透過部断面の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする(本指針 3.3.4参照)。

4.3.4 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

解 説

不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防えん堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

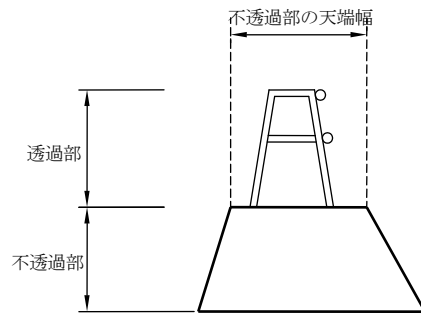


図 1-84 部分透過型砂防えん堤越流部側面図(例)

4.3.5 下流のり

下流のりは，不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の下流のりは，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針 2.2.3参照)。

4.3.6 重力式構造物としての安定性の検証

安定計算は，「第1章4.1.2設計外力」に示す設計荷重を組み合わせで行うものとする。

4.4 基礎

基礎は，不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の基礎は，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.3参照)。

4.5 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は，不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の非越流部の安定性および構造は，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.4参照)。

4.6 前庭保護工

部分透過型砂防えん堤の前庭保護工は，不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

部分透過型砂防えん堤の前庭保護工は，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.5参照)。

4.7 付属物の設計

「第1章2.6付属物の設計」に準ずる。

5. 砂防ソイルセメントを用いた砂防施設の構造

5.1 砂防ソイルセメント活用部位と目標強度

5.1.1 目標強度

砂防ソイルセメントの目標強度は、対象とする砂防施設の部位や附帯施設及び地盤の改良材で必要とする強度に合わせて設定する。なお、各種検討に用いる目標強度の材齢は28日を標準とする。

解 説

砂防ソイルセメントは、コンクリート材料と土砂材料の中間材料であるため、対象とする施設や部位に求められる強度に応じて、適切に配合を検討することにより、幅広い品質（強度）とすることが可能である。

砂防ソイルセメントの目標強度は、対象とする施設や部位の内部に発生する最大圧縮強度応力に対し、十分安全な値を設定する必要がある、その下限値は、次式のように表すことができる。

$$\text{目標強度} \geq \text{最大圧縮応力}(\sigma_{\max}) \times \text{安全率}(n)$$

安全率（n）は、砂防堰堤等の構造物については、n=4 を標準とし、基礎工等については、n=3 とする。

なお、関連する設計基準・マニュアル等における安全率については、「道路土工仮設構造物指針（平成 11 年 3 月日本道路協会）」では、n=3、「砂防設計公式集（昭和 55 年 9 月全国砂防治水協会）」では n=4、「コンクリート標準示方書 構造物性能照査編 2002 年制定（平成 14 年 4 月土木学会）」では、n=4 とされている。

砂防ソイルセメントの目標レベルは、施設や部位の要求性能を考慮して、表 1-86 に示す 3 段階とする。各段階の詳細な目標強度は、表 1-87 に記述する。表 1-87 はあくまでも適用部位と目標強度レベルの目安であり、目標強度の設定は上式によることを原則とする。

表1-86 目標対象施設及び適用部位と目標強度レベルイメージ

目標強度レベルの区分	INSEM 目標強度
目標強度レベルⅠ	0.5～1.5N/mm ²
目標強度レベルⅡ	1.5～3.0N/mm ²
目標強度レベルⅢ	3.0～ N/mm ²

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成 23 年度版 P.19 より抜粋

表 1-87 において、堰堤 15m 以上の砂防堰堤については、地震時の外力等を検討する必要がある、また高さ 8m 以上の擁壁・護岸についても必要に応じて地震時の外力等を検討する必要があるため、表 1-87 の適用外とした。

このような場合には、最大圧縮応力を別途検討し、目標強度レベルを設定する必要がある。

なお、当該施設の機能、要求性能、施設が置かれている環境条件等を総合的に判断して適

第IV編 設計編：第1章 砂防えん堤

切と考えられる場合は、上式によらず別途、目標強度を設定することができる。

表1-87 対象施設及び適用部位と目標強度レベルイメージ

対象施設		適用部位		目標強度レベル (INSEM 目標強度)
砂防堰堤の間詰め工		外部・内部	常時の浸食作用等を許容しない場合は、表面を（外部）を適切な保護材等により保護する。	I (0.5～1.5N/mm ²)
土留工 盛土材 緩衝材		外部・内部		
人工地山		外部・内部		
付帯施設 (工事用道路等)		路盤材等		
基礎工		構造物の基礎		
砂防堰堤・床固工 及び 水叩き		外部	常時の浸食作用等を許容できる部位	II (1.5～3.0N/mm ²)
		内部	適切な外部保護材により保護した構造物の内部で、内部応力として 0.4～0.75N/mm ² 程度の抵抗性により要求性能を満たす部位	
護岸工		内部	構造物内部	
その他の 砂防施設	導流堤 導流工	外部	常時の浸食作用等を許容できる部位	
	遊砂地	内部	適切な外部保護材により保護した構造物の内部	
砂防堰堤・床固工 及び 水叩き		外部	常時の浸食作用等を許容できる部位	III (3.0～N/mm ²)
		内部	適切な外部保護材により保護した構造物の内部で、内部応力として 0.75N/mm ² 程度以上の抵抗性により要求性能を満たす部位	

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成 23 年度版 P.43 より抜粋

【備考】

- (1) 目標強度は対象とする施設や部位の内部に発生する最大圧縮応力に対して十分安全な値に設置し、次式によって得られた値以上とすることを原則とする。

$$\text{目標強度} \geq \text{最大圧縮応力}(\sigma_{\max}) \times \text{安全率}(n)$$

ここに、砂防えん堤等については安全率(n)=4.0

- (2) 表-1-87 は、目標強度を大きく 3 区分（レベル）して適用部位との関係について参考として示したものであり、表-1-86 に示す強度レベル以上を目標強度とすることを妨げるものではない。
- (3) 表-1-87 に示す砂防施設、付帯施設、基礎材のうち、砂防えん堤は堤高 15m 未満、擁壁・護岸は高さ 8m 未満を対象とする。
- (4) 堤高 15m 以上の砂防えん堤及び高さ 8m 以上の擁壁・護岸については、地震時の外力等を考慮し、別途最大圧縮応力を算定した上で、目標強度を設定するものとする。

5.1.2 配合強度

砂防ソイルセメントの配合強度は、砂防ソイルセメントにより構築された構造物が目標強度を満足するように適切に設定する。

解 説

配合強度は、配合試験において基準とする標準供試体の圧縮強度の目標値である。配合強度は、施工後の砂防ソイルセメント構造物が所要の目標強度を発現するように下式のように設定するものとする。なお、配合強度の材齢は、28日を標準とする。

$$\text{配合強度} \geq \text{目標強度} \times \text{割増係数}(k)$$

割増係数(k)は、現地での実施工における発現強度のばらつきを考慮して設定する必要がある。このばらつきの要因は、実施工時の攪拌混合や締固めの作業精度の影響によるもので、各工法・各現場で異なることが予想されるため、以下により割増係数(k)を決定することを基本とする。

【INSEM 工法】

INSEM 工法の適用において、一般的には次の値を割増係数として採用するが、攪拌土砂材料のばらつき等を勘案して割増係数を設定するものとする。

$$\text{割増係数 } k = 1.5$$

【ISM 工法】

ISM 工法の適用において、割増係数(k)は、変動係数(V)により次式にて求める。

$$k = \frac{1}{1 - \frac{1.645 \times V}{100}}$$

強度区分毎の変動係数を表 1-88 に示す。ISM に要求される設計基準強度が表 1-88 に示す範囲外の場合は、攪拌土砂材料のばらつき等を勘案して割増係数を設定するものとする。

表1-88 ISM の変動係数と割増係数(ISM、標準)

ISM タイプ	I	II	III	
設計基準強度 $f'_{ck}(\text{N/mm}^2)$	$18 \leq f'_{ck}$	$10 \leq f'_{ck} \leq 18$	$6 \leq f'_{ck} < 18$	$1 \leq f'_{ck} < 6$
変動係数(V)	15%	20%	25%	30%
割増係数(k)	1.33	1.49	1.7	1.97

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成 23 年度版 P.44 より抜粋

5.1.3 砂防ソイルセメントを内部材で使用するえん堤の安定性

砂防ソイルセメントを適用する構造物は一般に重力式構造物として扱う。

解 説

砂防ソイルセメントを適用する構造物は一般に重力式構造物である。従って、安定計算は通常の重力式構造物と同様に行うものとし、転倒・滑動、地盤反力等の安定条件を満たすように設計断面を設定するものとする。

なお、砂防ソイルセメント工法によって、それぞれの基準に準拠し、検討を行うこととする。

ここに注意



※：砂防ソイルセメントの工法によっては、DW と同様に中詰め材のせん断変形に対する検討が必要であるため、工法による安定条件に注意が必要である。

5.1.4 安定条件

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

(1) 安定条件

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎（岩級区分でCM以上）、砂礫基礎（岩級区分でCM以下）の双方で、せん断強度を無視し、原則として $N=1.2$ とする。

堤体と地盤の摩擦係数は、内部材の強度により設定（目安：0.7）し、内部材または基礎地盤のもつ摩擦係数のいずれか小さい方の値を採用する必要がある。

(2) 単位体積重量

単位体積重量は、安定検討上重要な項目であるが、砂防ソイルセメントの場合、現地発生土砂の性状の影響を受けるため、設計段階で実施する配合試験時に作製した供試体より得られる単位体積重量等を確認した上で設定する。

設計に用いる砂防ソイルセメントの単位体積質量は、現地発生土砂の性状や締固め方法などにより変動することが予想されるが、配合試験結果から求められる標準供試体の単位体積重量の平均値の90%を採用すれば実用上支障ないものとする。

計画段階では単位体積重量推定に関して高い精度が要求される訳ではないが優位性検討時のコストに影響するため、ある程度現地に則した推定をする事が望ましい。しかし、計画段階では、配合試験等が実施されていないケースが一般的である。

このため、計画段階における単位体積重量は、他の土木指針等（締固めた土）で用いられる土の単位体積重量表や既往の同様な地質における配合試験結果等を参考に設定し、配合試験等の実施後、再度設定した単位体積重量を用いて設計計算を実施する。

5.1.5 設計断面

砂防えん堤の設計断面は，構造上の安全性・経済性・施工性等を考慮して決定する。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の考え方は，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.1.2参照)。

5.1.6 設計外力

砂防ソイルセメントを内部材で使用するえん堤の設計外力は，基本的には，不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の考え方は，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.1.3参照)。

5.1.7 設計流量

設計流量は，不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の考え方は，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.1.4参照)。

5.1.8 設計水深

設計水深は，不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤は，不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.1.5参照)。

5.2 本体構造

5.2.1 水通し断面

水通し断面は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の水通し断面は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.2.1参照)。

5.2.2 天端幅

天端幅は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の水通し断面は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.2.1参照)。

ただし、袖部の形状については、砂防ソイルセメントの工法によって最適な形状とする。

5.2.3 下流のり

下流のりは、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の下流のりは、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針 2.2.3参照)。

5.3 基礎

基礎は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の基礎は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.3参照)。

5.4 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の安定性および構造は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.4参照)。

5.5 前庭保護工

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の前庭保護工は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解 説

砂防ソイルセメントを内部材として使用するえん堤の前庭保護工は、不透過型砂防えん堤と同様とする(本指針2.5参照)。

5.6 付属物の設計

「第1章2.6付属物の設計」に準ずる。

第2章 溪流保全工

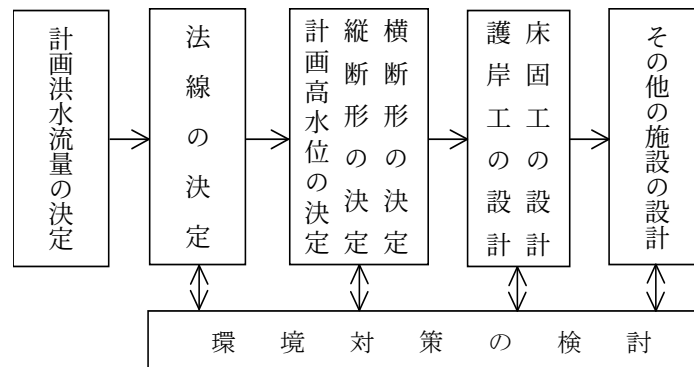
1. 設計の基本

溪流保全工は落差工と護岸工の組合せにより溪岸侵食を防止し洪水を安全に流下させるとともに維持管理および周辺の水利用、自然環境等を考慮して設計しなければならない。

解 説

溪流保全工の設計順序は表 2-1のとおりとするのが一般的である。

表 2-1 溪流保全工の設計順序



2. 溪流保全工着手の条件

溪流保全工完成後に上流から土砂の流入が多いと人家集落等の中で土砂害を発生させる原因となる。そこで、溪流保全工は上流からの土砂の流下を十分防止する設備ができた後に着手することを原則とする。

3. 水理計算

3.1 計画洪水流量

計画洪水流量は、土石流区間・掃流区間とも原則として1/50確率降雨を採用し、これによって算出された流量に、土砂混入率を見込んだ流量とする。

解 説

土石流区間においては、降雨量の超過確率年で評価し50年を原則とする。ただし、下流河川の状況、経済効果等により、これによりがたい場合は30年まで小さくすることができる。

掃流区間においては、原則として土石流区間の計画規模により決定するものとする。ただし、下流河川の状況によりこれによりがたい場合には、河川計画に基づいた計画規模で決定するものとするが、既往洪水を下回る場合は既往洪水を勘案して決定することとする。

土砂混入率と流量割増係数の関係式を次に示す。

$$\alpha = \frac{1}{1-\partial} \cdots (1)$$

α ：流量割増係数

∂ ：土砂混入率

土砂混入率は、表 2-2の通りとする。

表 2-2 土砂混入率表

工 種	土砂混入率	摘 要
谷止工，単独床固工	10%	最下流のえん堤は掃流区間であり，溪流保全工止工までの間で調節される。
えん堤の“常時土砂が堆積する空間”の容量を加えて算出した整備率50%以上 整備率70%未満の溪流保全工	10%	
整備率70%以上の溪流保全工	5%	上流の砂防工事概成

溪流保全工・床固工群は、支川合流地点や流域面積が大きく変化する地点、溪流保全工計画区間下流端において計画洪水流量を検討する。また溪流保全工内の床固工（貯砂を目的としない）は、溪流保全工と同様に求め、流下断面の決定も溪流保全工と同様とする。

流量の単位は、土砂混入を考慮した量とし、小数点以下を切上げ1 m³/s単位とする。

3.2 計画高水位

計画高水位は、計画溪床の維持の面から、縦断形および横断形と相互に関連させて決定するものとする。

解 説

計画水深は、等流計算により求める場合が多いが、急流溪流等では水面のうねり・跳水・溪床変動・蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいので、模型実験を必要とする場合もある。

計画高水位は与えられた計画洪水流量をもとに決定する。一般には、流れが等流であると仮定し、式(2)～式(4)より計画高水位(h)を求める。

$$Q_s = A V_s \quad \dots (2)$$

$$V_s = \frac{\gamma}{\gamma + (\partial/100)(\gamma_1 - \gamma)} \cdot V \quad \dots (3)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad \dots (4)$$

Q_s : 計画洪水流量 (m³/sec)

A : 溪流保全工流下断面積 (m²)

V_s : 土砂混入後の流速 (m/sec)

γ : 水の単位重量 (kN/m³) (9.8kN/m³)

γ_1 : 土石の単位体積重量 (kN/m³) ($\gamma_1=24.5\text{kN/m}^3$)

∂ : 土砂混入率 (%)

V : 清水の平均流速 (m/sec)

n : マニングの粗度係数

R : 径深 (m) (流過断面積÷潤辺)

i : 計画溪床勾配

h : 計画高水位 (m)

注1) 計画高水位(h)は0.1m単位とする。

注2) マニングの粗度係数は、一般に表2-3を標準とする。

表 2-3 粗度係数

溪流の状況	n の標準値
コンクリート三面張工	0.025
ブロック護岸コンクリート底張工	0.030
ブロック二面張工	0.035
自然石乱積み二面張工	0.040

注3) 土砂混入率は、表2-2を標準とする。

4. 法線設計

溪流保全工の法線は出来る限り滑らかに設計しなければならない。

解 説

(1) 設計上の注意事項

- ① 地形・地質上止むを得ず鋭い湾曲部を設ける場合は、曲線部の内側の法線は後退させ、湾曲部の水衝を緩和させなければならない。
- ② 本川と支川の合流については、それらの中心線になるべく鋭角で合流するよう計画しなければならない。

(2) 曲線半径は大きいほど良い。

一般には、曲線半径 (R) と溪流幅 ($H.W.L$ での幅 B) の比が $R/B \geq 10$ とする。
止むを得ない特殊な場合のみ $R/B > 5$ とすることができる。

(3) 湾曲度は、一般に $\theta \geq 60^\circ$ 以上とする。

(4) 湾曲部においては内カーブに土砂の堆積現象が発生するので、溪流幅は必ず内側に拡幅しなければならない。また、拡幅のすりつけは溪流幅の3倍以上の区画で行う。

表 2-4 拡幅量の標準値

曲線半径 (R) 溪流幅 (B)	湾曲度 (θ)	拡 幅 量
$\frac{R}{B} > 10$	$\theta \geq 60^\circ$	拡幅しない。
$5 < \frac{R}{B} \leq 10$	$\theta \geq 60^\circ$	B の20%を拡幅
$\frac{R}{B} > 10$	$\theta < 60^\circ$	B の20%を拡幅

(5) 曲線と曲線を結ぶ場合、二つの曲線の間には必ず直線区間 (L) を設けなければならない。また、直線区間の溪流幅は上流湾曲部の溪流幅 (定規幅+拡幅) と下流湾曲部の溪流幅 (定規幅+拡幅) と結んだ幅とする。

- ① 同一方向に曲る二つの曲線を結ぶ場合 $L \geq 3B$
- ② 反曲線を結ぶ場合 $L > 6B$

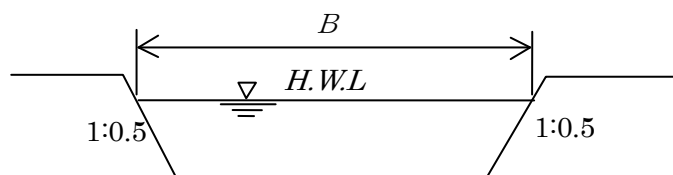


図 2-1 溪流幅 (B) のとり方

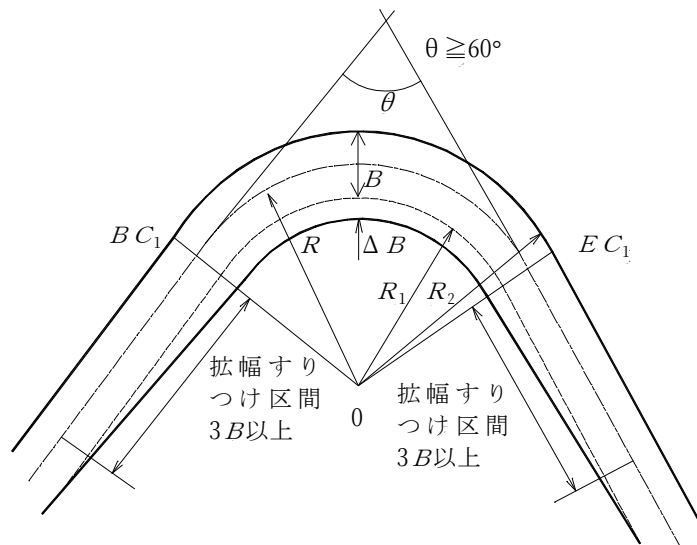


図 2-2 同一方向のカーブのすり付け法

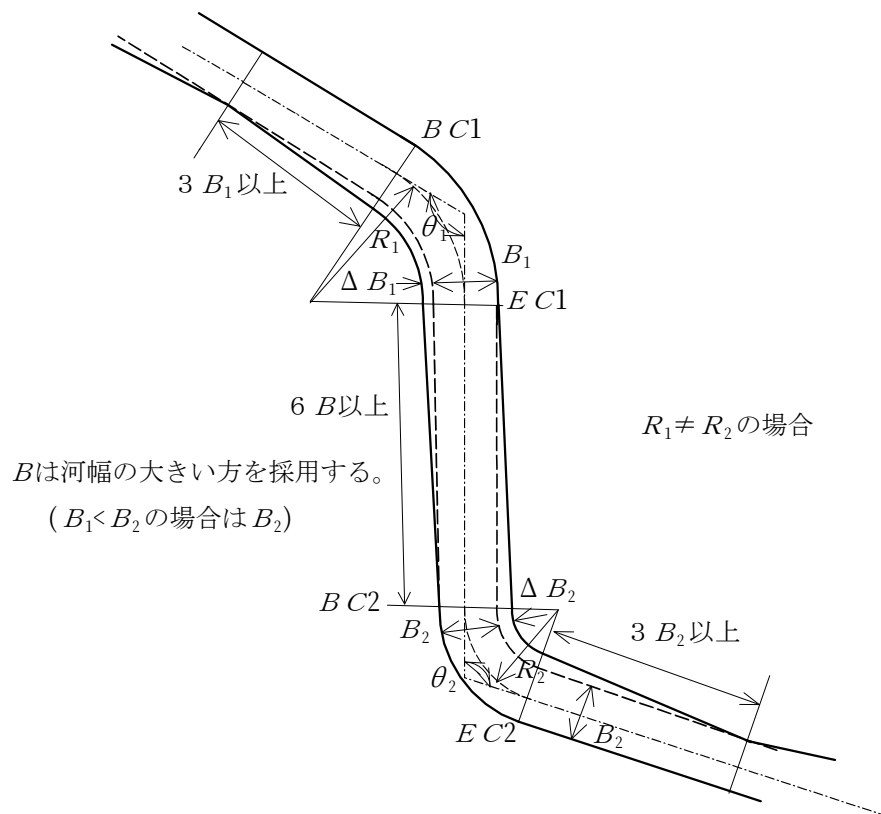


図 2-3 Sカーブのすり付け法

5. 縦断設計

5.1 縦断設計基準

5.1.1 計画溪床勾配

溪流保全工の勾配を変化させる場合には、上流部より下流部にかけて次第に緩勾配になるよう設計する。

解 説

- (1) 計画溪床は原則として現最低溪床以下に設定し、計画溪床勾配は現溪床勾配の $1/2$ を目安とし、最急勾配は $1/10$ とする。
- (2) 計画溪床勾配は、掃流力公式・限界掃流力公式により静的平衡勾配による検討をしなければならない。
- (3) 本川に合流する支川の縦断勾配は、合流点付近では原則として本川に合わせること。

5.1.2 勾配の変化点

勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させてはならない。

5.1.3 掘込み方式の原則

溪流保全工においては、掘込み方式を採ることを原則とし、築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。

解 説

砂防工事としての溪流保全工は、通常勾配が急で流速が大きいため、築堤方式では破堤・決壊等の危険性が高く、また、いったん破堤した場合の被害が著しいので、計画高水位を考慮した掘込み方式とすべきである。

5.1.4 横工の設置

溪床を固定し縦断勾配を緩和するため、横工（床固工・帯工）を設置し、縦横侵食と乱流の発生を防止しなければならない。

5.1.5 床固工群の重複高

溪流保全工における床固工群は相互に十分な重複高をとるものとし、隣接する床固工の天端と基礎は少なくとも同高でなければならない。

解 説

溪流保全工における床固工群は、階段状に設けられる。溪床が転石の累積あるいはそれに近い場合は相互に隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としても差し支えないが、溪床が砂あるいは砂利層で形成されている場合は、床固工基礎は前庭洗掘対策のため、下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。ただし、三面張りの場合はこの限りではない。

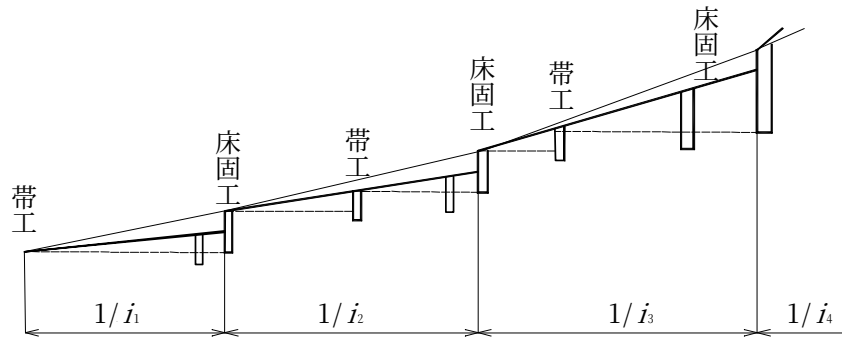


図 2-4 床固工の重複高

5.2 静的平衡勾配の検討

計画縦断勾配は現在の溪流の溪床変動の資料より局所的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、現溪床勾配の1/2から現溪床勾配の間で決定するのが一般的であるが、溪床変動の資料がないときは計画流量を対象に静的平衡勾配を基準に考えれば安全である。

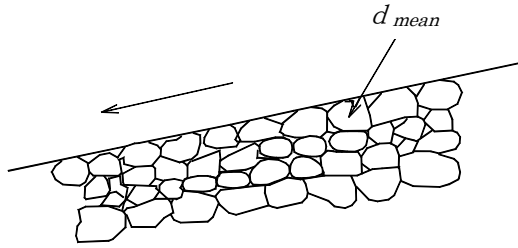
解 説

溪床材料に対する静的平衡勾配は限界掃流力 U^2_{*c} が、掃流力 U^2_* と等しくなるとして求められる。溪床材料が広い粒径範囲を持つ場合には90～95%以下の粒子が選択流出し、溪床表面が溪床構成材料の略最大径に近い粒子で覆われたアーモークート（層状構造）の状態となって安定する。

掃流力（摩擦速度） $U^2_* = g R i = g H i$ （溪流幅が広い場合）

限界掃流力（限界摩擦速度） $U^2_{*c} = 80.9 d_{mean} = 80.9 d_{90}$ （ただし $d_{mean} \geq 0.303\text{cm}$ ）

岩垣公式より、 $U^2_{*c} \geq U^2_*$ となるよう縦断勾配を決める。



g : 重力の加速度 9.8m/sec^2
 R : 径深 (溪流幅が広い場合 $R = H$) (m)
 i : 計画溪床勾配
 H : 計画水深 (m)
 d_{mean} : 平均粒径 (cm) d_{90}
 d_{90} : 溪床材料の 90% 粒径 (cm)
 d'_{90} : 溪床材料の 90% 粒径 (m)

図 2-5

従って、

$$\begin{aligned} i &= \frac{U_{*c}^2}{gR} = \frac{80.9 d_{90}}{980 \times R \times 100} \\ &= \frac{8.26 d_{90}}{R} \times 10^{-4} \\ &= \frac{8.26 d'_{90}}{R} \times 10^{-2} \end{aligned} \quad \dots (5)$$

マニング式に (4) を代入すると、

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n} R^{2/3} \left[\frac{8.26 d'_{90}}{R} \times 10^{-2} \right]^{1/2} \dots (6) \\ &= \frac{0.29 \sqrt{d'_{90}}}{n} R^{1/6} \end{aligned}$$

n : マニングの粗度係数
 V : 流速 (m/s)

流積 A を矩形断面とみなし (7) 式に (6) 式の流速 V を代入し、水深 ($H = R$) について整理すると、(8) 式を得る。

$$Q = A V \quad \dots (7)$$

$$Q = \frac{0.29 \sqrt{d'_{90}}}{n} B H^{7/6} \quad \dots (8)$$

$$H = \left[\frac{n Q}{0.29 \sqrt{d'_{90}} B} \right]^{6/7} R \quad \dots (9)$$

B : 溪流保全工幅 (m)

Q : 計画流量 (m^3/s)

(5) 式の R に (9) 式を代入すると静的平衡勾配式 (10) を得る。

$$I = \frac{8.26 d'_{90}}{\left[\frac{n Q}{0.29 \sqrt{d'_{90}} B} \right]^{6/7}} \times 10^{-2} \quad \dots (10)$$

(10) 式に計画流量の算定で求めた値と、平面形の検討で求めた溪流幅を代入して I を求める。

[計算例]

たとえば以下の条件の場合には、静的平衡勾配が 1/46 となる。

$d_{90}=0.45\text{m}$ (溪床材料の90%粒径)

$n =0.04$ (manning の粗度係数)

$Q =270\text{m}^3/\text{s}$ (計画高水流量)

$B =30\text{m}$ (溪流幅)

$$I = \frac{8.26 \times 0.45}{\left[\frac{0.04 \times 270}{0.29 \times \sqrt{0.45} \times 30} \right]^{6/7}} \times 10^{-2}$$

$$= 1/46$$

すなわち、溪床勾配が1/46より緩勾配であれば、溪床は安定する。それより急な場合には、溪流幅を広げ計画水深を小さくしたり、溪床維持のためにブロックや底張コンクリート等を計画する。

5.3 溪床勾配の変化点での検討

溪流保全工の溪床勾配を変化させる場合、勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ、溪流保全工の維持に困難が生じるだけでなく大きな災害の原因ともなりうるので、勾配の変化点においてはその上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように、勾配ならびに水深をきめることを原則とする。

解 説

掃流力を50%以上変化させないとは、上流を基準として、下式の状態をいう。

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g R_A i_A}{g R_B i_B} \leq 2 \quad \dots (11)$$

一般的には、式(12)程度を目安に計画するとよい。

$$\left. \begin{array}{ll} i_A \geq 1/30 \text{ の場合} & \frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} \leq 2 \\ i_A < 1/30 \text{ の場合} & \frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} \leq 1.5 \end{array} \right\} \dots (12)$$

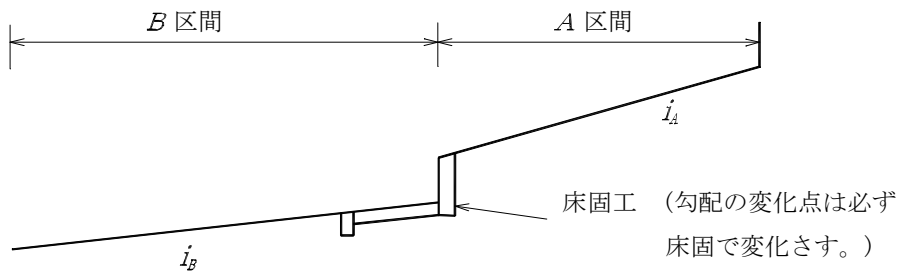


図 2-6

〔計算例〕

$$A \text{ 区間の } R_A = 1.4\text{m}, \quad i_A = \frac{1}{50}$$

$$B \text{ 区間の } R_B = 1.2\text{m}, \quad i_B = \frac{1}{60} \text{ とすると,}$$

$$\frac{U'^2_{*A}}{U'^2_{*B}} = \frac{g \cdot R_A \cdot i_A}{g \cdot R_B \cdot i_B} = \frac{9.8 \times 1.4 \times 1/50}{9.8 \times 1.2 \times 1/60} = 1.4 \leq 1.5 \quad \text{となり OK}$$

5.4 合流点における縦断勾配

本川に合流する支川の縦断勾配は、本川の掃流力と支川の掃流力が同程度になるよう設計し、同一溪床で合流させるものとする。

ただし、 $Q \geq 10Q'$ で $Q' \leq 3\text{m}^3/\text{sec}$ の場合は支川流量が本川に影響はほとんど与えないので、支川溪床は本川より高い位置で鋭角交叉でも止むを得ない。

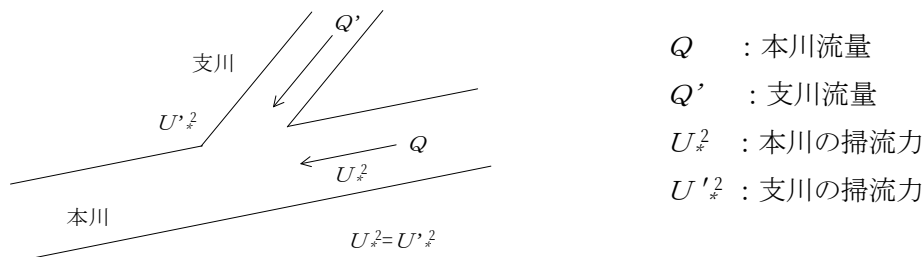


図 2-7

(1) $Q \geq 10Q'$ かつ $Q' \leq 3\text{m}^3/\text{sec}$ の場合

本川の溪床高より支川の溪床高を高くしてよい。



図 2-8

(2) (1) 以外の場合

本支川が同一勾配かつ同一溪床高で合流させる。

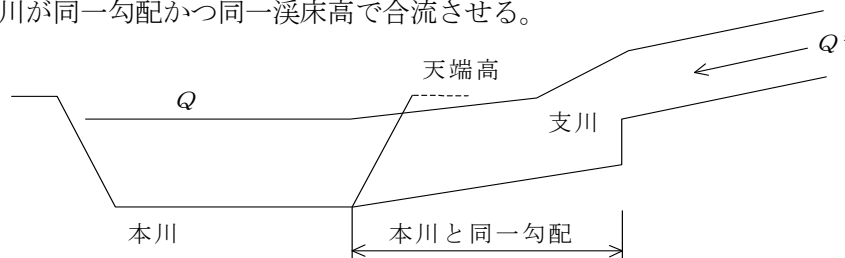


図 2-9

5.5 横工の間隔

横工（床固工・帯工）の設置間隔は、計画溪床勾配に応じ、底張工の有無を考慮して決定する。

解 説

（1）床固工

床固工の間隔と高さは、次式を参考として決定することができる。

$$L = \frac{II'}{I - I'} h \quad \dots (13)$$

L : 床固工の間隔 (m)

h : 床固工の落差 (m)

I' : 現溪床勾配 i' の分母値 ($i' = 1 / I'$)

I : 計画溪床勾配 i の分母値 ($i = 1 / I$)

適用範囲（床固工の落差を一定とする場合で、同一計画溪床勾配とする区間）

（2）帯工

帯工は床固群の間隔が大きく縦侵食の恐れがある場合に、次式の L' に一箇所の割合で計画することを標準とする。

$$L' = \alpha I \quad \dots (14)$$

L' : 帯工の設置間隔 (m)

I : 計画溪床勾配の分母値

α : 底張工の無し $1/30 > 1/I > 1/60$ の場合 1.0

底張工の無し $1/60 > 1/I$ の場合 1.5

底張工の有る場合 2.0

6. 計画断面

6.1 計画基準

溪流保全工の計画断面は土砂の混入を考慮した計画洪水流量を流下しうる断面に余裕高を加えたものとする。

解 説

- (1) 計画断面は、単断面を標準とする。
- (2) 計画幅は現溪流幅を考慮し、現状以上とする。
- (3) 溪流保全工の湾曲部では拡幅や外側護岸の嵩上げ等を考慮しなければならない。
- (4) 溪床材料による溪床維持が出来ない場合は止むを得ずブロック、底張コンクリート等を施工しなければならない。
- (5) 溪流保全工の最小計画断面は、溪床幅1mかつ護岸直高（計画高水位＋余裕高）1mとする。

現溪流幅をせばめることは、溪流の機能を破壊するだけでなく計画洪水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。そのため最小限現溪流幅を活かした計画断面とすることが好ましい。

なお、溪流幅が広く乱流、異常堆積の恐れのある場合は複断面を採用する。またその付近が現在遊休地のような状態であれば、現存する天然林を活用した緩衝帯を置いたりすることが望ましい。さらに自然の拡幅部は、不慮の土砂流出に備え、遊砂地として利用することが望ましい。

ここに注意



溪流保全工の既設護岸への取り付け箇所では、土砂災害により流出土砂が堆積している場合等において既設構造物の形状を十分調査する必要がある。

6.2 溪床構造

溪流保全工は、原則として底を張らない構造とする。

解 説

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪床勾配等で、溪床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等計画段階で検討しできるだけ三面張りは避けること。しかし勾配緩和や溪流幅拡大等を考慮しても、なおかつ掃流力のほうが溪床の抵抗力より大なる場合には三面張りにすることを考慮する。長い三面張り区間では適当に垂直壁を設け、地下水路の発達を防ぐ必要がある。

6.3 水利用

扇状地に溪流保全工を計画する場合、地下水・伏流水に影響を及ぼす恐れがあるので溪流保全工周辺の水利用に関しては、十分事前調査を実施すること。

解 説

三面張りおよび掘込み溪流の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水・地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用（湧水・揚水等）に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分に調査しなければならない。

6.4 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として計画洪水流量によって決定するものとする。

解 説

溪流保全工の余裕高は、原則として表 2-5によるものとする。

表 2-5 溪流保全工の余裕高

計画洪水流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200～500 m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、計画高水位（ H ）に対する余裕高（ ΔH ）との比（ $\Delta H/H$ ）は表 2-6の値以下とならないようにすること。

勾配の急な溪流では、溪床変動、土砂流出等が起こり易く、流速が大きい関係もあって水面変動が大きい。このため大きな余裕高が必要となる。またこれは溪流幅との関係もあり、同一流速でも溪流幅が広ければ計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。

そこで、これらの計画高水位（ H ）と余裕高（ ΔH ）との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。

表 2-6 計画高水位 H と余裕高 ΔH との比

勾 配	～1/10	1/10～1/30	1/30～1/50	1/50～1/70	1/70～1/100	1/100～1/200
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

6.5 計画幅

溪流保全工の計画幅は計画洪水流量、溪流保全工の縦断勾配、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して決定するものとする。

解 説

溪流保全工の計画幅は、溪床勾配、流送土砂、溪床材料、溪流の粗度および平面形状に密接に関係しており、計画洪水流量を安全に流下させるためには溪流保全工全体の計画の中で検討する必要がある。

一般には、他の条件を同一にすれば、溪流保全工幅を狭めることにより水深および流速は大となり、溪床材料のみでは溪床の維持が困難となる。また逆に広くすることは、堆積による溪床上昇、用地取得面積の増加等となって制約を受ける。

したがって溪流保全工の計画幅は、溪床の安定性に主眼をおき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

一般には、式 (15) を目安とする。

$$B = \alpha Q^{1/2} \quad \dots (15)$$

B : 溪流幅 (m)

Q : 計画洪水流量 (m^3/s)

α : 係 数

α の値は、表 2-7 に示す範囲とすることが望ましい。

表 2-7 α の値

流域面積 A (km^2)	α
$A \leq 1.0$	2~3
$1.0 < A \leq 10.0$	2~4

6.6 曲流部

溪流保全工の曲線の外カーブ側は、流水の遠心力による水位上昇が考えられるので内側よりも護岸天端を高くするのが原則である。また、曲線部の外カーブ側には流水が集まりやすいため構造上これに対処でき得る強度を考慮した構造を計画しなければならない。

解 説

曲線部の外カーブ側は、洪水時には洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に二面張りの場合には根入れの深さを考慮する等洗掘に対処する構造を計画する必要がある。

6.7 護岸高

護岸高は計画高水位に余裕高を加えた高さとし、計画水深は 2.0m以下を標準とし曲線の外カーブの護岸高は嵩上げしなければならない。(ただし嵩上げ高が30cm未満の時は嵩上げしない。)

解 説

曲線の外カーブ側では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は内カーブ側より高くする必要がある。

常流区域における溪流保全工外側護岸における水面高と静水面との差 h は次式 (グラスゴーの式) で表わされる。

$$h = (v^2/g) \times \{2.30(\log R_2 - \log R_1)\} \cdots (16)$$

R_1 : 内側護岸の曲線半径 (m)

R_2 : 外側護岸の曲線半径 (m)

v : 溪流保全曲線部の平均流速 (m/sec)

射流区域における溪流保全工外側護岸における水面高と静水面との差 h は次式で表わされる。

$$h = \frac{B v^2}{g R} \cdots (17)$$

B : 溪流幅 (m)

v : 流路曲線部の平均流速 (m/sec)

R : 流路中心線の曲率半径 (m)

なお極端な S 字形の曲線や、流れが溪流外側に偏ってしまうような急な曲がりの場合にはこれらの式は適用できない。この場合は法線形を改めなければならない。

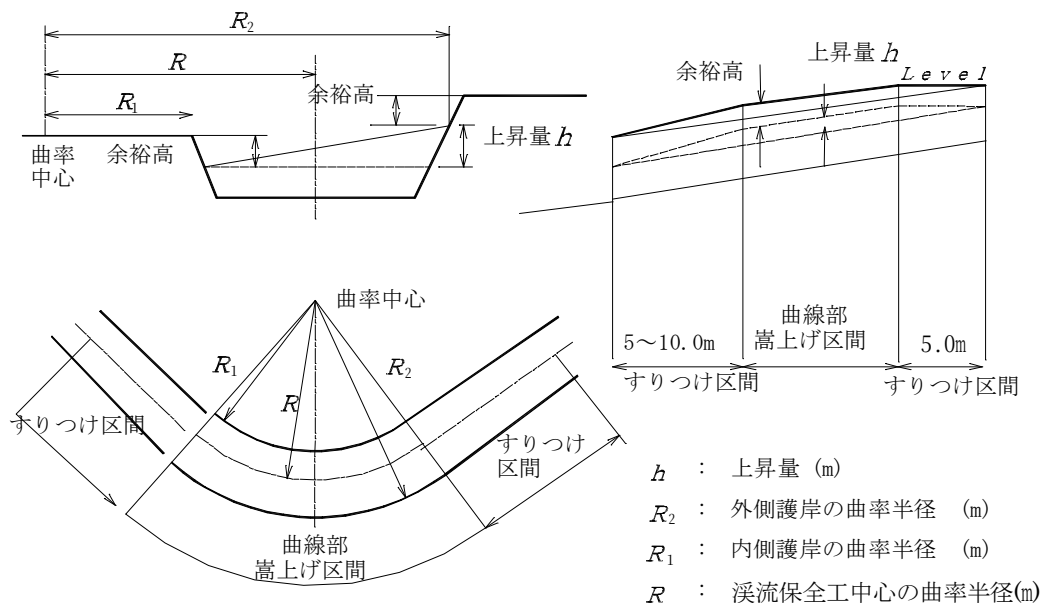
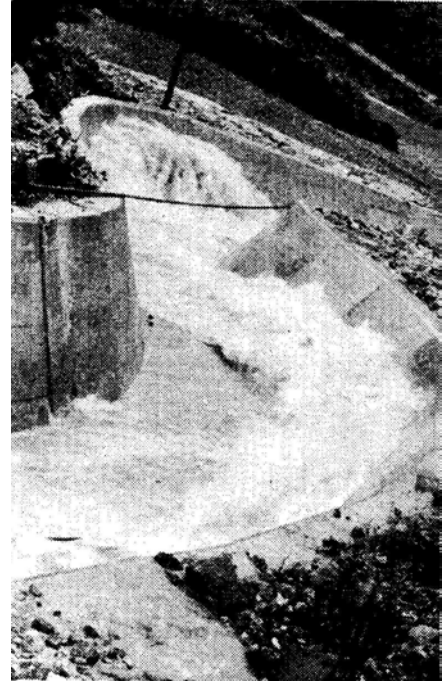


図 2-10 湾曲部の天端嵩上げ

6.8 合流点における計画幅

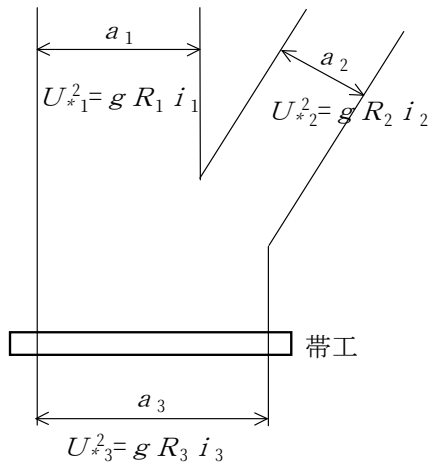
合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の状況に応じて決定しなければならない。

解 説

- (1) 本川・支川とも土砂の流出が少なく、溪床勾配、計画高水位が同じような溪流（本川・支川の掃流力が同じ場合）は合流点下流の溪流保全工幅は本川・支川の各溪流幅の和をもって計画幅とする。
- (2) 本川の掃流力が支川よりも大なる場合は、支川の土砂は本川の流水と共に流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には合流点下流に土砂の堆積が生じ断面の不足を起こす危険があるので、合流点下流の掃流力を大きくするために合流点下流の溪流幅は本川・支川の溪流幅の合計より狭くする。しかしながら、掃流力が増すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危険や洗掘の問題を生じる。従ってこのような合流点処理に際しては、計画高水位の取り方に十分注意する。また、合流下流には、横工（帯工、床固工）を設ける必要がある。

① $g R_1 i_1 = g R_2 i_2$ の時

川幅 $a_3 = a_1 + a_2$ とする。



② $g R_2 i_2 > g R_1 i_1$ の時

川幅 $a_1 \leq a_3 < a_1 + a_2$ とする。

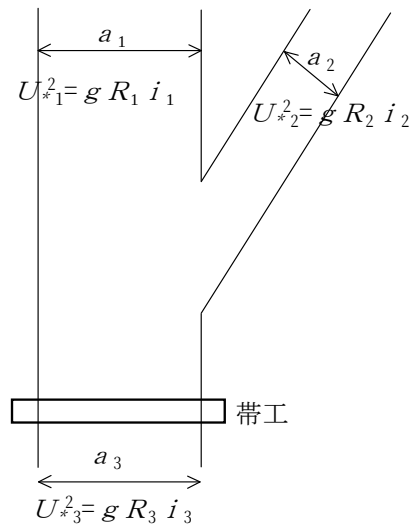


図 2-11

縦断勾配についてはできるだけ本川・支川とも同じ勾配でかつ同じ溪床高で合流することが望ましい。

6.9 護岸法勾配

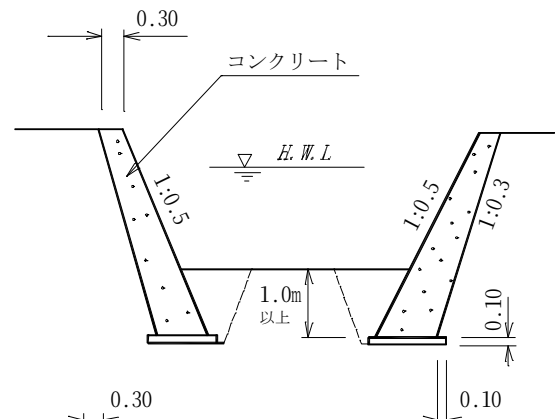
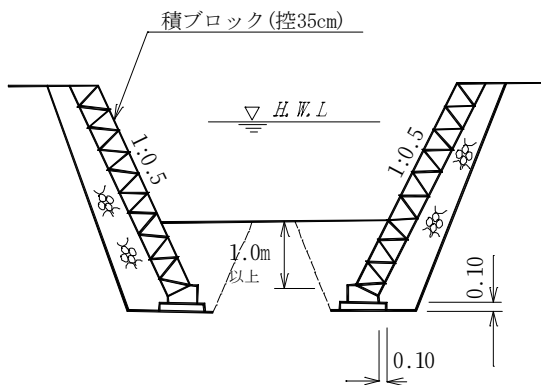
護岸の法勾配は、1 : 0.5を標準とする。

解 説

土砂流出の多い砂防溪流では、法勾配は流水及びその中に含まれる砂礫による磨耗や破壊を防ぐため一般には 1:0.5とする。

特に、磨耗や破損のおそれのある場合にはこれよりも急な1:0.3とする。また、比較的緩やかな砂防溪流における磨耗破壊が少ないと考えられる区間での護岸法勾配は、周辺との環境・景観の調和及び親水性の増加を図るために緩勾配とすることができる。

二 面 張 工



三 面 張 工

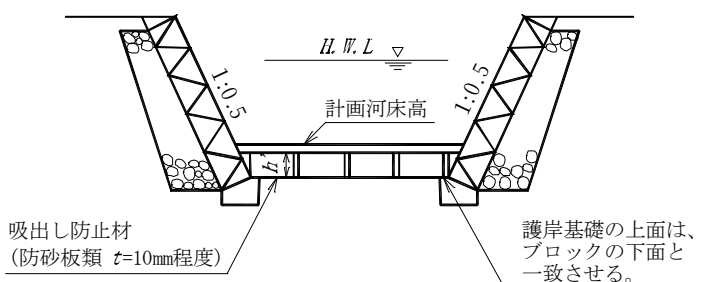
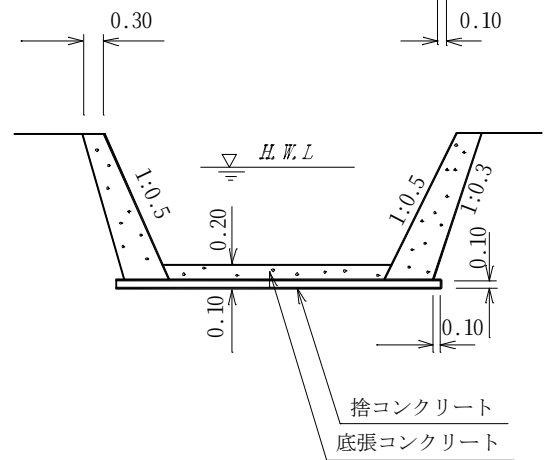
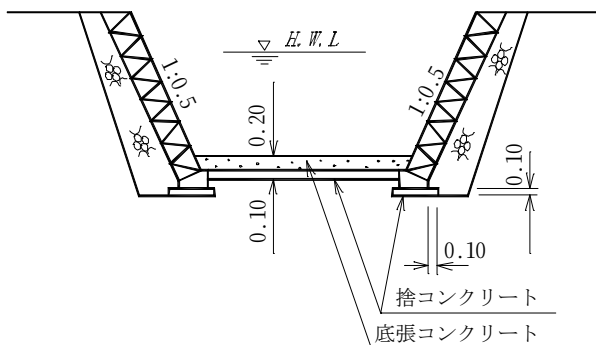


図 2-12

6.10 護岸の根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる溪床洗掘，既往の洗掘等を考慮して，その深さを定めるものとする。

解 説

二面張の護岸工の根入れは1.0m以上とする。（「第IV編 第4章 護岸」参照）

7. 上流端処理

溪流保全工計画区域の上流端には，原則としてえん堤もしくは床固工を施工するものとする。

解 説

溪流保全工を施工する溪流の上流の荒廃状況，砂防工事の進捗状況を問わず，万一の土砂流出に対応するため，溪流保全工の上流端には流出土砂抑制・調節効果を持つえん堤もしくは床固工の施工を必要とする。このえん堤もしくは床固工は遮水機能をも有するよう，袖の嵌入等は十分考慮して計画することが必要である。

最上流端の砂防えん堤または床固工は，堰の断面として計画するが，溪流保全工の断面は開水路の溪流保全工断面とするため，その間に取合せ部が必要となる。取合せ部は水理条件を急変させないように，垂直壁または副えん堤下流の1スパン（20m程度）ですりつけるものとする。

（図 2-13参照）

（1） えん堤工より摺り付ける場合

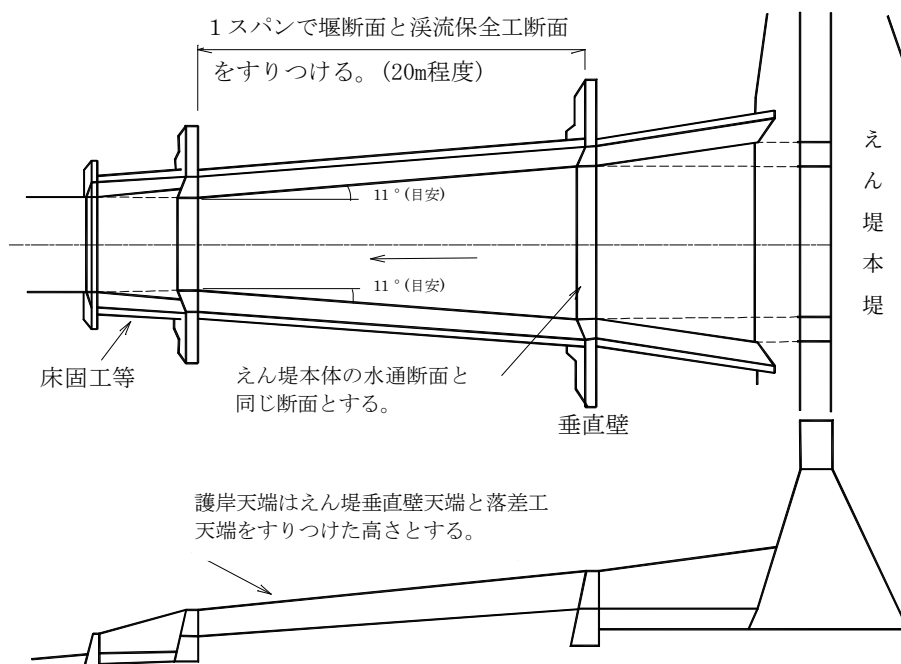
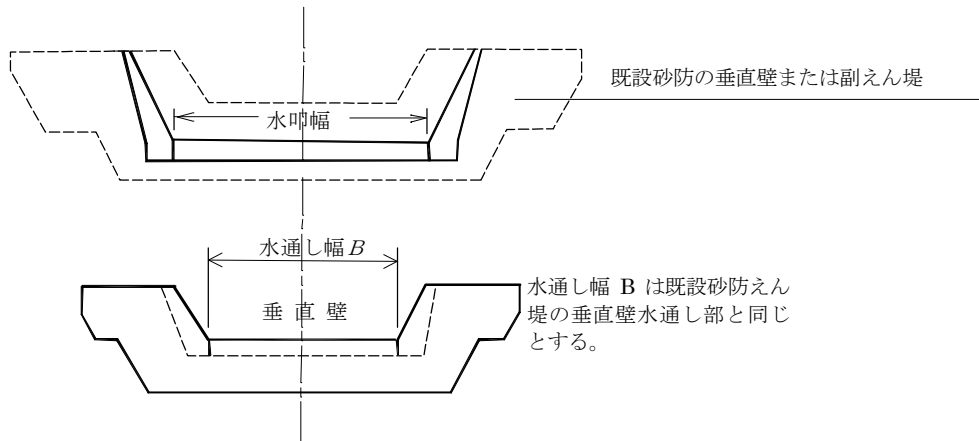


図 2-13

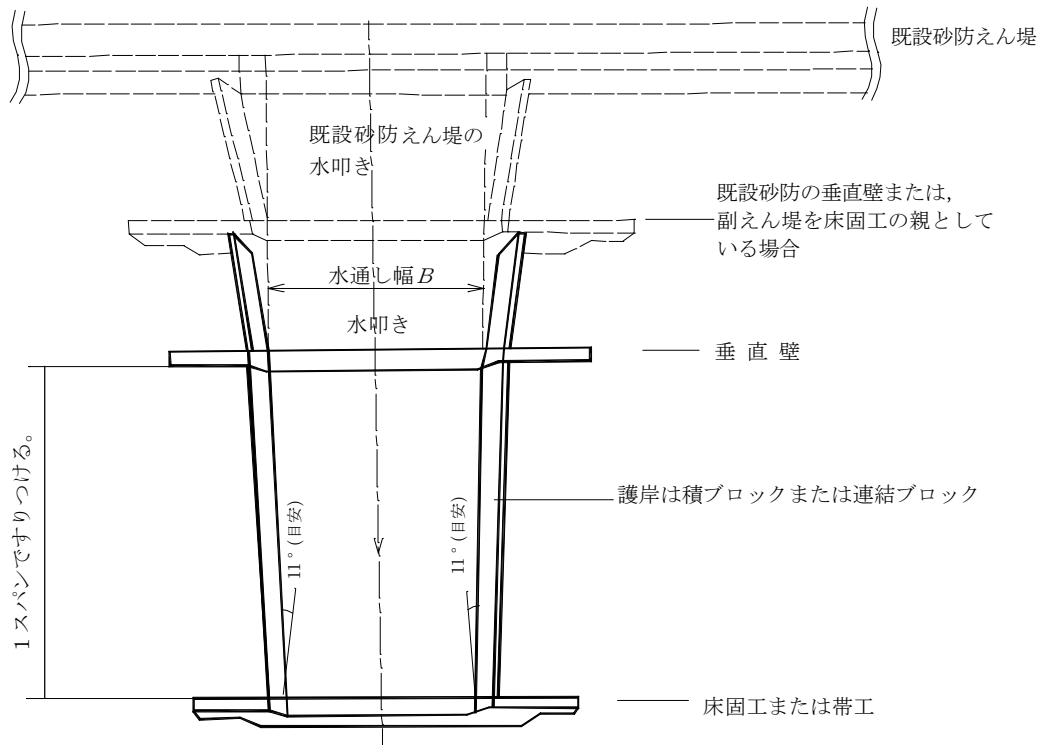
第IV編 設計編：第2章 溪流保全工

(2) 止めのえん堤工（または床固工）の垂直壁を落差工としている場合

正面図



平面図



側面図

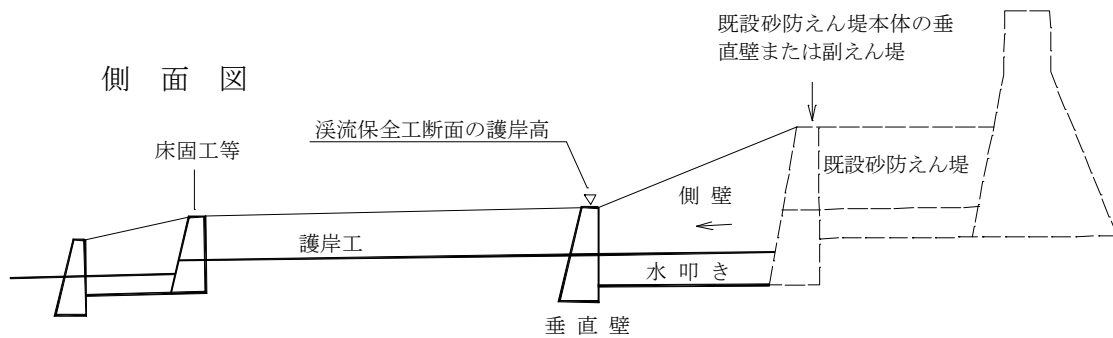


図 2-14

8. 床固工

8.1 床固工の設計

溪流保全工における床固工の位置および間隔は、溪流保全工の平面形、縦断形、計画断面等を総合的に検討して決定するものとする。

解 説

溪流保全工を計画する溪流は、一般に溪床勾配が急であるため、計画溪床の維持が困難となる場合が多い。このため、床固工を設置し溪床勾配を緩やかにして、溪床材料のみで維持するのが一般には得策となる。

溪流保全工における床固工は、計画溪床を安定させるとともに維持するために設けられるものであり、その位置は、一般に溪流保全工の計画溪床勾配の変化点、溪流保全工底張り部の上下流端、計画溪床の決定において必要となる箇所に設けられる。

なお、本章の規定は溪流保全工内に計画する床固工に関するものであり、溪流保全工の上流端に計画する床固工は、第3章床固工によるものとする。

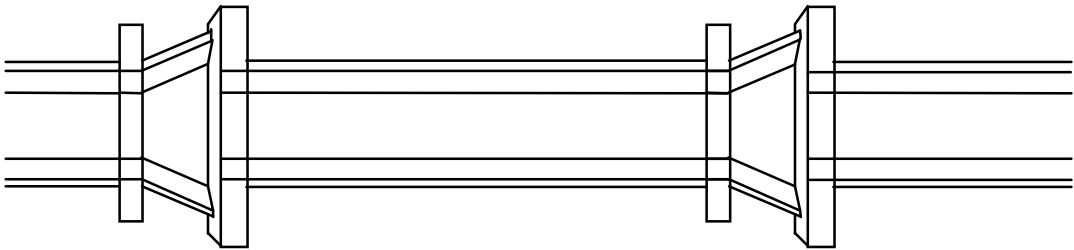


図 2-15 溪流保全工内の床固工平面図

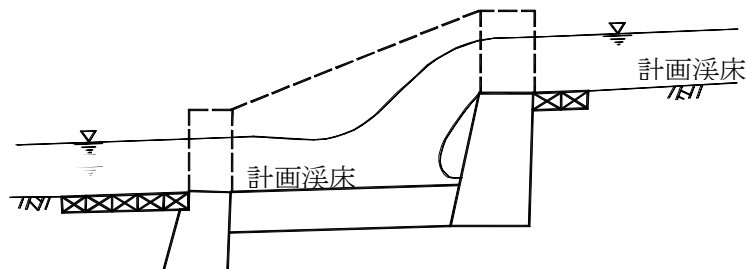


図 2-16 溪流保全工内の床固工縦断図

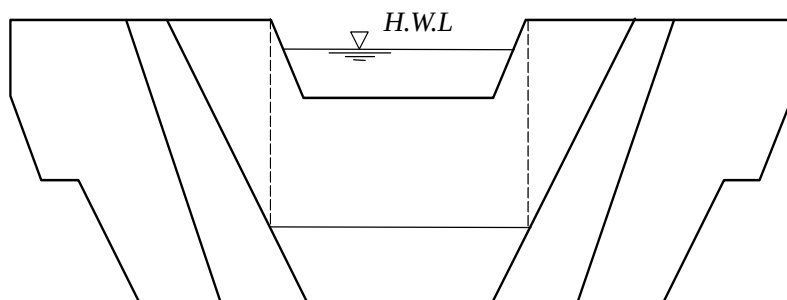


図 2-17 溪流保全工内の床固工正面図

8.2 水通し断面

水通し断面は、溪流保全工の計画断面と同一とする。

8.3 水通し天端幅

水通しの天端幅は、溪床構成材料、計画洪水流量等の要素を考慮して決定するものとする。

解 説

溪流保全工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、1.2mを標準とする。

8.4 水通し天端高

本堤の水通し天端高は、上流側の計画溪床高に合わせるものとする。

8.5 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、構造上の安全性を考慮して決定するものとする。

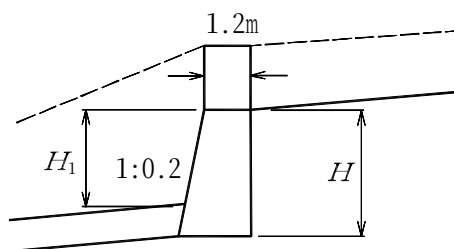
一般には、越流部断面の下流法勾配は1:0.2を標準とし、非越流部の断面は、施工性を考慮し越流部断面と同一とする。

解 説

(1) 上流法勾配

溪流保全工内に設置する床固工については上流のり勾配を直としてもよいものとする。

ただし、直高 $H \geq 3.5\text{m}$ 以上の床固工は「第1章 2. 不透過型砂防えん堤の構造 2.2 本体構造」および「第3章 7. 床固工本体」に準拠して断面構造を検討する。



注) 一般に溪流保全工内に設置する床固工の有効落差 (H_1) は3.0mまでとするのが望ましい。

図 2-18 床固工の断面形状

(2) 下流法勾配を緩勾配とする場合

溪流の自然環境（魚道の機能等）、景観及び騒音対策のため下流法を緩勾配（2～3 割）とすることができる。なお、水叩き工長さLは、「第2章 8.8 前堤保護工の設計」解説（1）水叩き工①水叩き長さのただし書きを参照する。

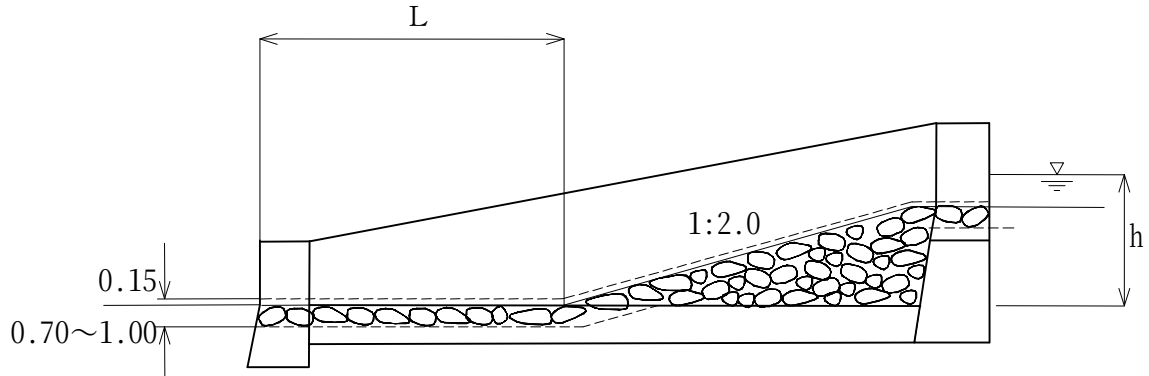


図 2-19 緩勾配床固工の例

8.6 基礎の根入れ

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとする。

解 説

- (1) 床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとするが、基礎地盤の支持力等に問題がある場合は、安全性を有する地盤まで根入れするか、基礎処理を行うものとする。
- (2) 落差が非常に小さい場合、床固工本堤の根入れが上流の護岸の基礎底面より浅くなる。この場合、本堤の堤底は、上流護岸の基礎の底面に一致させるものとする。

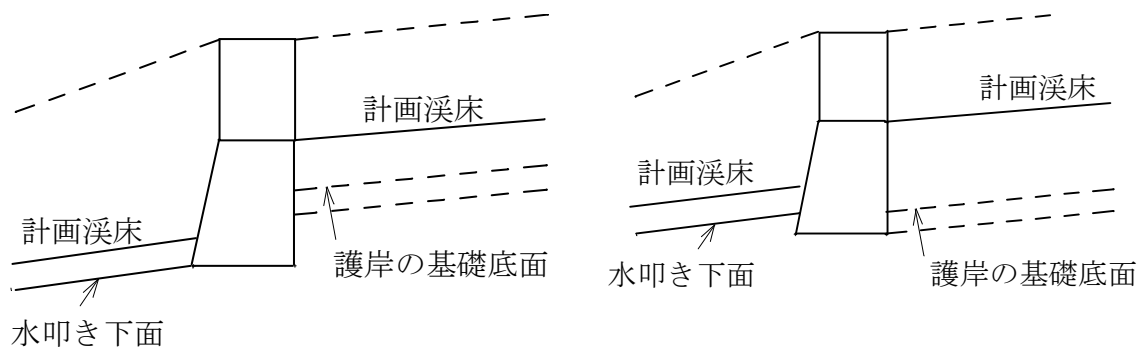


図 2-20 床固工本堤の根入れ

8.7 袖の設計

床固工本堤の袖は、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとし、その構造は、次によるものとする。

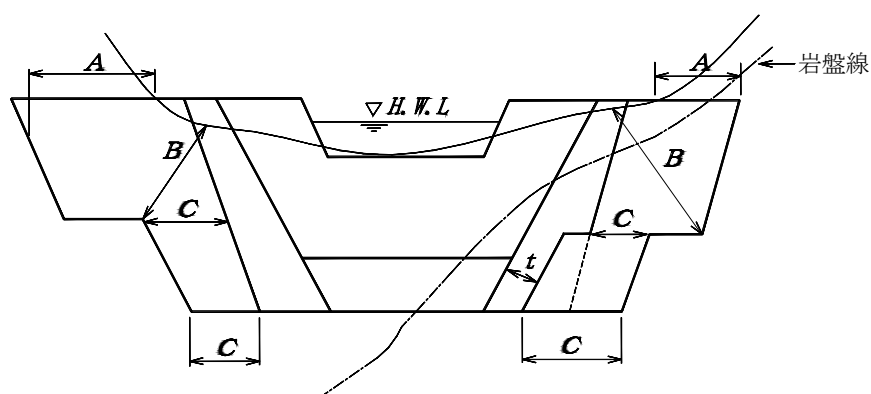
1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖は、両岸の地盤に嵌入させるものとする。

解 説

床固工の袖の嵌入量は表 2-8を標準とする。ただし、袖長が著しく大きくなる場合は別途検討すること。

表 2-8 床固工本堤の嵌入深さ

基礎地盤	A	B	C
砂礫・岩塊玉石	1.5m以上	1.5m以上	1.0m以上
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.5m以上	1.0m以上	1.0m以上
中硬岩・硬岩	1.0m以上	0.5m以上	0.5m以上



岩盤部の側壁護岸工の断面節約は軟岩（Ⅱ）以上で行い、厚さは $t=0.5\text{m}$ を標準とする。

図 2-21 袖の嵌入

8.8 前庭保護工の設計

前庭保護工は、床固工からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の溪床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

一般には、溪流保全工における床固工の前庭保護工は、水叩きを原則とし、水叩き下流端には垂直壁を設けるものとする。

解 説

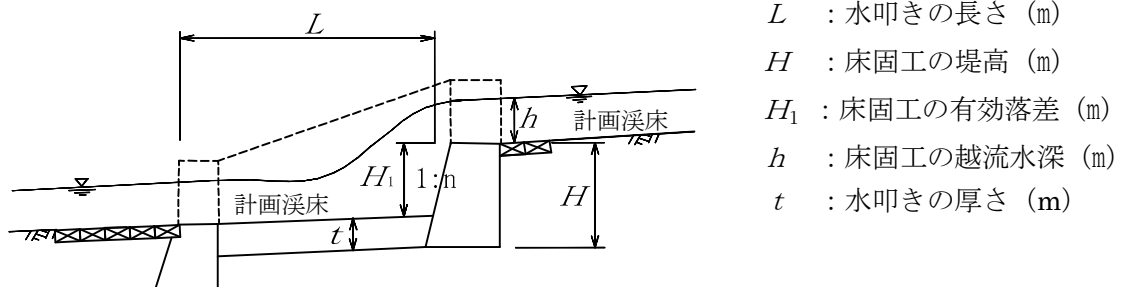


図 2-22 水叩き長さおよび水叩き厚さ

(1) 水叩き工

① 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = 2.0(H_1 + h) - nH_1 \quad \cdots (18)$$

L : 水叩き長さ (m)

施工性を考慮し、4.0m以上とする。

長さは、0.5m単位とし、端数は切り上げるものとする。

H_1 : 床固工の有効落差 (m)

h : 床固工の越流水深 (m)

n : 下流法勾配

ただし、下流法勾配を緩勾配 (3 割程度まで) とする場合は、 $L \geq H_1 + h$ を満足するように水叩き長を定める。この場合は最小値 4.0m を適用しない。(4.0m 以下であってもよい。)

② 水叩き厚さ

水叩き厚さは表 2-9 を標準とする。

表 2-9 水叩き厚さ

有効落差 溪床材料	$H_1 + h < 1.5\text{m}$	$1.5\text{m} \leq H_1 + h < 3.0\text{m}$	$3.0\text{m} \leq H_1 + h$
砂 礫	0.5m	0.7m	1.0m
軟岩 (I)・軟岩 (II)	0.4m	0.5m	0.7m
中硬岩・硬岩	0.3m	0.4m	0.5m

注) 上表は一応の目安であり、岩盤露出の場合には現地状況を十分に把握検討して決定のこと。

③ 水叩きの勾配

水叩きの勾配は、溪流保全工の計画溪床勾配に合わせるものとする。

(2) 垂直壁

① 垂直壁の水通し断面および水通し天端高

垂直壁の水通し断面は、溪流保全工の計画断面で求められる断面と同一とし、水通し天端高は、計画溪床面と同一とする。

② 垂直壁の水通し天端厚

垂直壁の水通し天端厚は、水叩き厚と同じにすることを原則とする。ただし、1.0mを最小とする。

③ 垂直壁の基礎の根入れ

水叩き下端からの根入れの標準値は、基礎地盤により次のとおりとする。

岩盤の場合は、岩線までコンクリートで埋戻すこととする。

表 2-10

基 礎 地 盤	根 入 れ
砂 礫 ・ 岩 塊 玉 石	1.5m以上
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.0m以上
中 硬 岩 ・ 硬 岩	0.5m以上

④ 垂直壁の断面

下流側法勾配は 1:0.2，上流側は直とする。

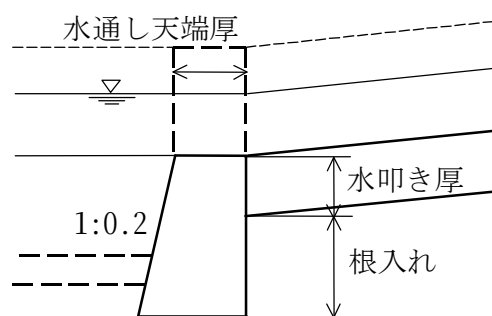


図 2-23

⑤ 垂直壁の袖

袖天端勾配は、水平を標準とし、袖端部は地山に取り付けることを原則とし、嵌入量は表 2-11を標準とする。ただし、袖長が大きい場合は別途検討すること。

表 2-11

基 礎 地 盤	A	B	C
砂 礫 ・ 岩 塊 玉 石	1.5m以上	1.5m以上	1.0m以上
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.5m以上	1.0m以上	1.0m以上
中 硬 岩 ・ 硬 岩	1.0m以上	0.5m以上	0.5m以上

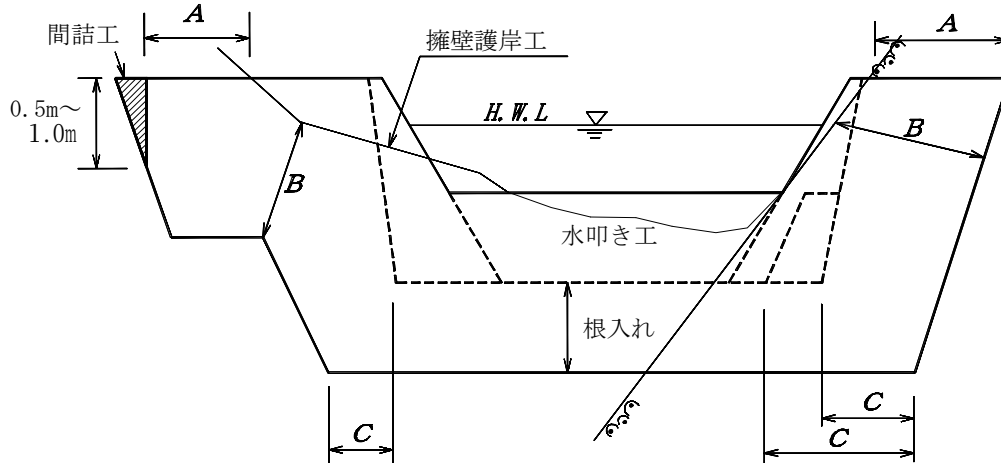


図 2-24 垂直壁の袖の形状

(3) 側壁護岸

- ① 側壁護岸の天端 (b) は、落差 $H_1 > 3.0\text{m}$ の場合 0.5m 、落差 $H_1 \leq 3.0\text{m}$ の場合 0.3m とする。
- ② 側壁護岸の断面は、表法勾配 $1:0.5$ 、裏法は $1:0.3$ のもたれ式擁壁タイプを標準とする。

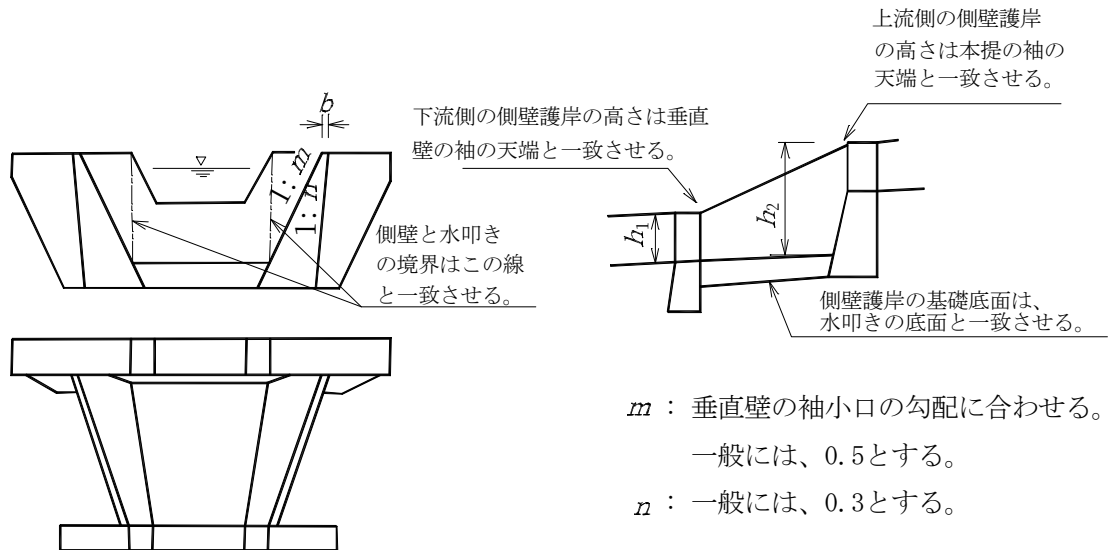


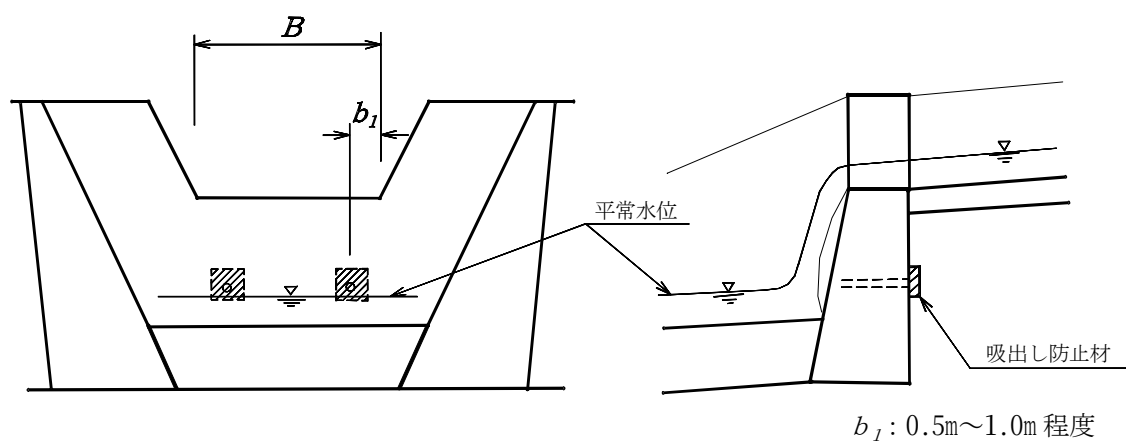
図 2-25 側壁護岸の位置および高さ

8.9 水抜き暗渠

地下水の多い流域での床固工や、床固工上流側にコンクリートによる底張工を実施しているところについては、水抜き暗渠を設けるものとする。

解 説

水抜き暗渠は、硬質塩化ビニール管（呼び径100mm程度）を使用し、床固工上流側の開口部に吸出し防止材を付するものとする。水抜き暗渠の位置および構造は図 2-26を参考とする。



注1) 水抜きの高さは平常水位より上に設ける。

注2) 水抜きは一般に2箇所設けるものとするが、 B が広い場合は3箇所以上設けてもよい。

図 2-26 水抜き暗渠の位置および構造

9. 帯 工

9.1 帯工の設計

帯工は、計画溪床を維持しうる構造として設計するものとする。

解 説

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により溪岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。

勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

帯工の間隔は、床固工の形成する計画溪床勾配の分母の数を距離に読み替えた程度を原則とする。ただし三面張り溪流保全工においては、一般に計画溪床勾配の分母の数の2倍程度を距離に読み替えた程度とする。また溪床に岩盤が出る場合は、岩盤の質、風化度等を考慮して決定するものとするが、一般には三面張工における場合と同程度とする。（「第2章 5.5 横工の間隔（2）」参照）

9.2 水通し断面

水通し断面は、溪流保全工の計画断面と同一とする。

9.3 水通し天端幅

水通し天端幅は、溪床構成材料、計画洪水流量等の要素を考慮し決定するものとする。

解 説

帯工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、一般には1.0mを標準とする。

9.4 水通し天端高

水通し天端高は、計画溪床高に合わせるものとする。

9.5 断面形状

帯工の断面形状は、構造上の安全性を考慮して決定するものとするが、一般には上流側法勾配は直、二面張りの場合下流側法勾配は2分、三面張りの場合は直とする。

9.6 基礎の根入れ

帯工は、計画溪床高より所定の根入れを確保するものとする。

解 説

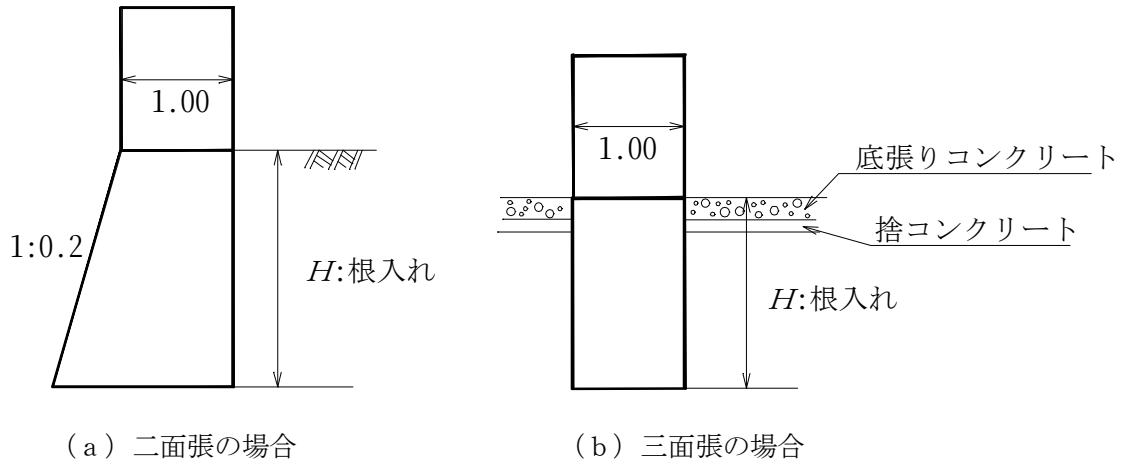


図 2-27 帯工の根入れおよび断面

帯工の根入れは、表 2-12を標準とする。岩盤の場合、岩線までコンクリートで埋戻すこととする。

表 2-12

基礎地盤	二面張	三面張
砂礫 岩塊玉石	2.0m以上	1.5m以上
軟岩(I) 軟岩(II)	1.5m以上	(1.0m以上)
中硬岩 硬岩	1.0m以上	(0.5m以上)

9.7 袖の設計

帯工の袖は、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとし、その構造は次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖は、兩岸の地盤に嵌入させるものとする。

解 説

帯工の袖の嵌入量は床固工の垂壁に準ずる。

10. 底張工

溪流保全工は、魚類などの水生動物の生息や流れの伏流水化、地下水脈の切断等を考慮し、原則として底を張らない構造とする。溪床勾配等で溪床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等を計画段階で検討してできるだけ底張りは避ける。

勾配緩和・溪流幅拡大等を考慮してもなおかつ溪床構成材料で溪床の維持が困難で、やむを得ず底張工を実施する場合でもコンクリートの全面張りは避け、ブロック張り等の環境に配慮した構造とするよう努めること。

解 説

(1) 底張工の採択基準

- ①計画溪床勾配が急なため、現溪床構成材料で計画溪床の維持が困難な場合
(掃流力>限界掃流力)
- ②計画溪床幅が狭く、護岸基礎掘削が全幅に及び溪床材料がかき乱される場合

(2) 底張工の標準タイプ

溪流保全工の底張りには、ブロック張り・コンクリート張り等があるが、魚類などの水生動物の生息や、流れの伏流水化、地下水脈の切断などを考慮して、ブロック張りを標準とする。ただし、溪床勾配が $1/30$ より急な場合は、掃流力が大となり、ブロック張りでは計画溪床の維持が困難となることがあるため、この場合はコンクリート張りを計画するものとする。

底張工のタイプは、一般に表 2-13を標準とする。

表 2-13 底張工の標準タイプ

	$i > 1/30$	$1/30 \geq i \geq 1/50$	$i < 1/50$
$B_1 \leq 3.0\text{m}$	コンクリート張り またはブロック張り	ブ ロ ッ ク 張 り	二 面 張 り またはブロック張り
$B_1 > 3.0\text{m}$	コンクリート張り またはブロック張り	二 面 張 り またはブロック張り	二 面 張 り

i : 計画溪床勾配

B_1 : 計画溪床幅 (m)

1. ブロック張り

使用するブロックは滑動に対して安全なものを使用する。安定計算は、「第5章 護床工

1.護床工の設計」を参照のこと。ただし、式中の投影面積 A は、図 2-28を参照のこと。

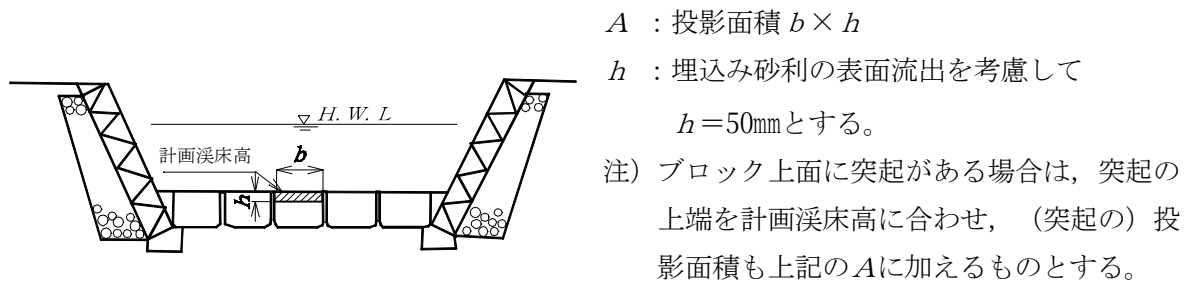


図 2-28 ブロック張りの投影面積

ブロック張りの位置および護岸の根入れは図 2-29を標準とする。

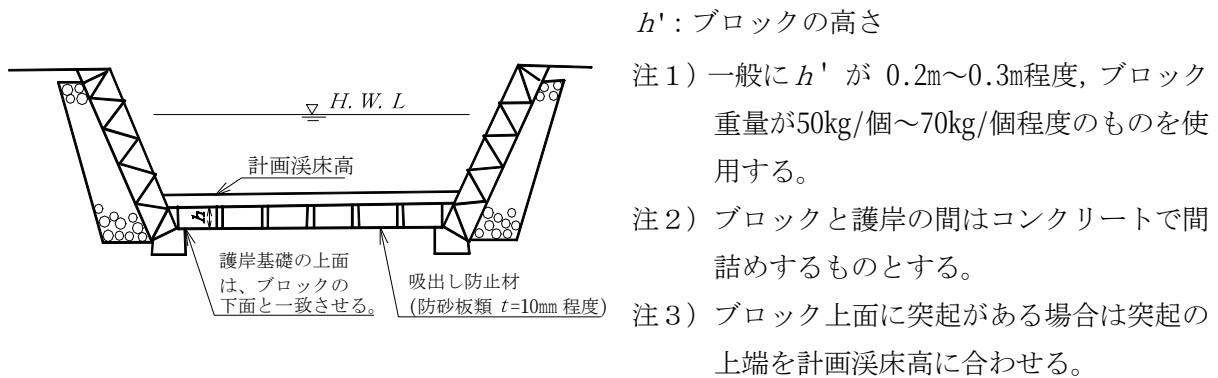


図 2-29 ブロック張りの位置および護岸の根入れ

2. コンクリート張り

コンクリート張りの構造および護岸の根入れは図 2-30を標準とする。

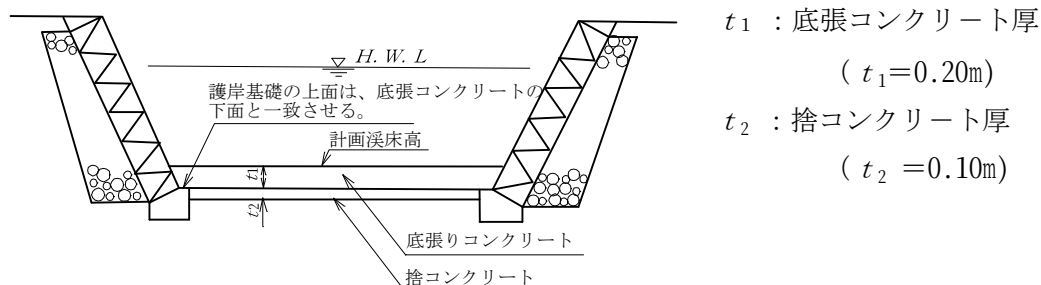


図 2-30 コンクリート張りの構造および護岸の根入れ

11. 底張り部の末端処理法

三面張工から二面張工に移行する部分では、流速の差により二面張の溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあるので、護床工・減勢工を計画する。

また三面張溪流保全工の上流端・下流端には吸出防止、施工ジョイントのために床固工、または帯工を計画する。

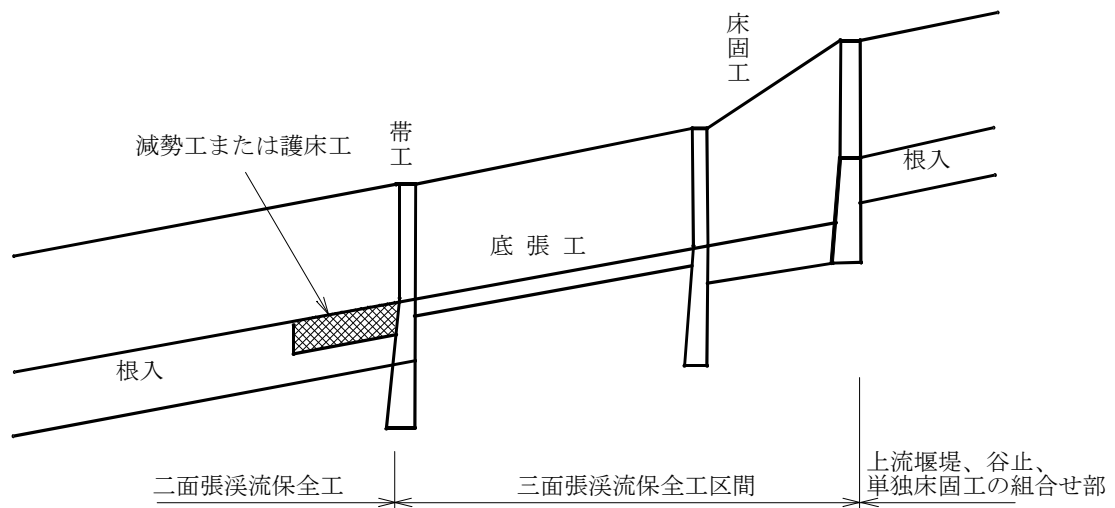


図 2-31

12. 排水工

溪流保全工を設置する溪流に小支溪がある場合、既設の田圃からの用水の排水、家庭用水の排水等がある場合は排水工を設けるものとする。

解 説

流域面積が 0.1km^2 を超える支溪はオープンによる支川処理を原則とし、 0.1km^2 以下の小支溪についても常時流出土砂がある場合、または多量の土砂が流出する恐れがある場合は、オープンによる支川処理をするものとする。

やむを得ず暗渠（ヒューム管等）によって処理する場合は、支溪の上流側にスクリーンえん堤、または柵等をもうけ、土砂・ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ、断面は流量計算の2倍以上とする。支溪処理暗渠はヒューム管径600mm相当を最低とする。

暗渠等の本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、ヒューム管を使用する場合の構造は、「第V編第1章 1.4 取水工」の堤内水路（暗渠）の構造に準ずるものとする。

排水工の設計に当たっては、次の点に留意する。

- ① 洪水時に内水氾濫を起こさないよう、柵等の高さ（柵の天端高）は計画高水位より高くする。
- ② 家庭用水の排水からの汚物が入らないよう溜柵等を設置する。
- ③ 溪床に局部洗掘を生じる恐れがあるため、護床工を設置するものとする。
- ④ 排水管や溝が溪流保全工内へ出すぎて、流木やゴミ等が詰まることがないように最小限の長さとする。

ヒューム管等を使用する場合の吐口壁の構造は、図 2-32、図 2-33を参考とし、柵の構造は「第V編第1章 1.4 取水工」の図1-15に準ずるものとする。

また、排水工に使用する柵等は管理幅の外側に設置するものとする。

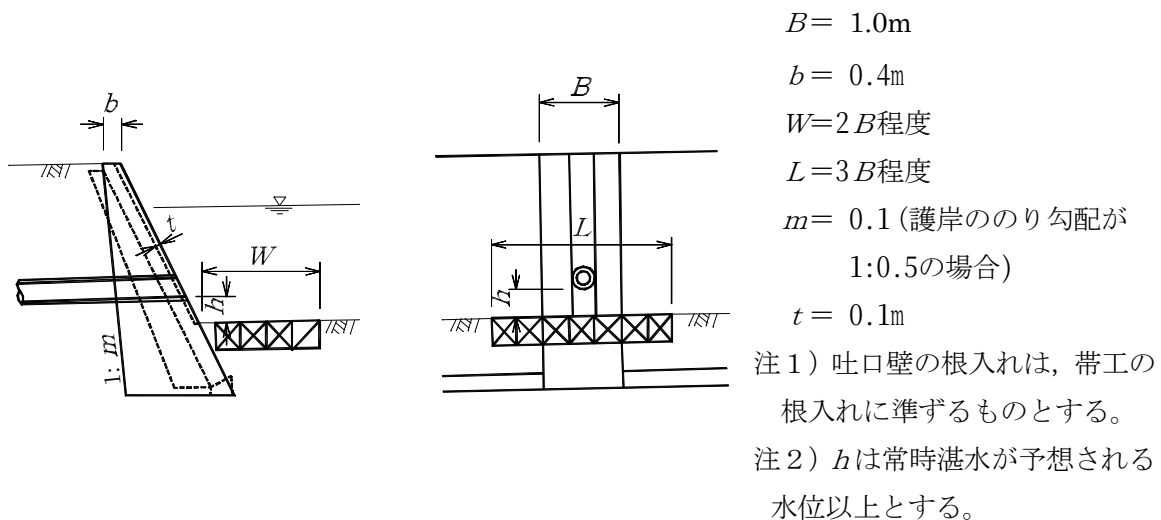
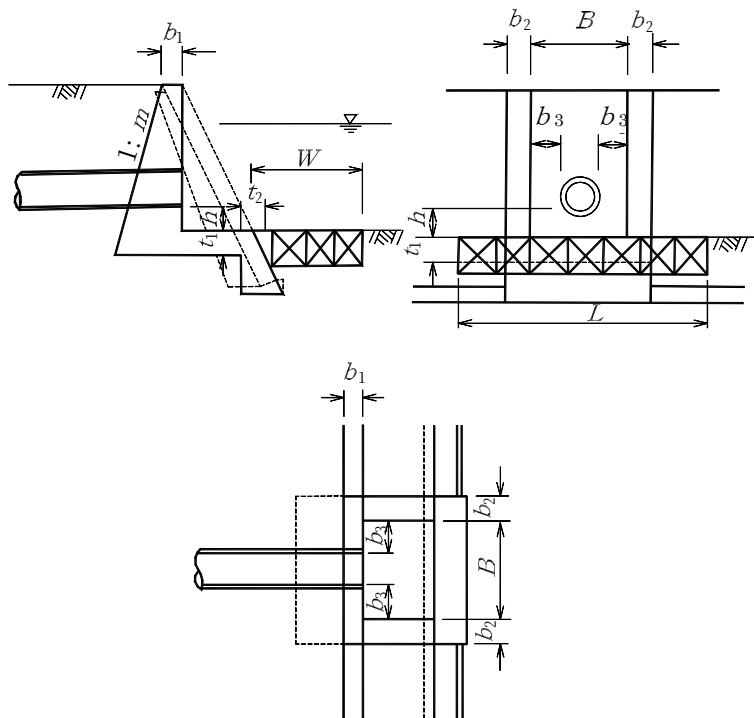


図 2-32 吐口壁の構造（暗渠の径が 500mm未満の場合）



$$b_1 = 0.4\text{m}$$

$$b_2 = 0.3\text{m}$$

$$b_3 = 0.3\text{m}$$

$$W = 2B \text{程度}$$

$$L = 3B \text{程度}$$

$$t_1 = 0.5\text{m}$$

$$t_2 = 0.5\text{m}$$

$$m = 0.3$$

注1) 吐口壁の根入れは、
帯工の根入れに準ずる
ものとする。

注2) h は常時湛水が予想
される水位以上とする。

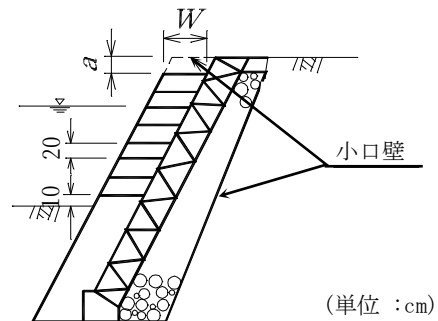
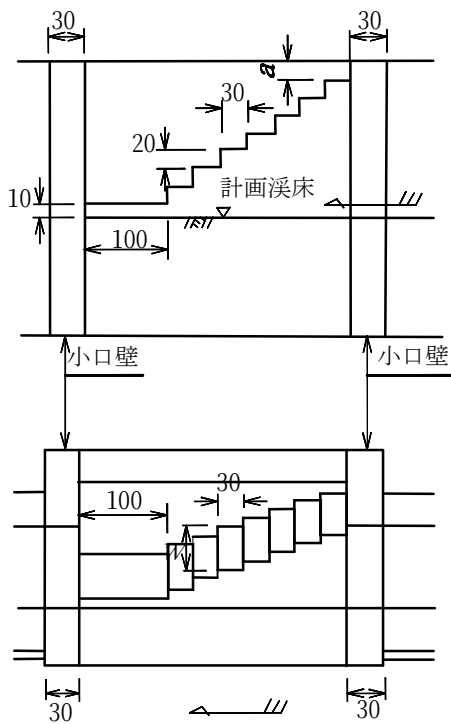
図 2-33 吐口壁の構造（暗渠の径が 500mm 以上の場合）

13. 階段工および斜路工

階段工および斜路工を必要とする場合は護岸と平行に設け、上流より下流へ下るような構造を標準とし、階段工が弱点となって護岸が破壊しないよう設計するものとする。

解 説

階段工の構造は、図 2-34を参考とする。



- 注1) 階段工及び小口壁の根入れは、護岸基礎の底面に一致させるものとする。
- 注2) 床固・帯工等上下流側に小口壁の代わりになるものがある場合は、小口壁を設置しないものとする。
- 注3) W は 0.5～1.0m 程度とする。

図 2-34 階段工の構造

14. 防護柵

溪床保全工が道路や人家等に近接して設けられる場合には公衆の安全を確保することを目的として、危険と判断される箇所には防護柵や転落防止柵を設置することができる。

解 説

防護柵等の設置にあたっては、維持管理の支障にならないよう配慮しなければならない。また兼用道路以外は管理幅の外側に設けることを原則とする。

第3章 床固工

本章で述べる床固工は、縦侵食を防止して溪床の安定を計り、溪床堆積物の流出を防止し山脚を固定するために設置するもので、溪流保全工内に設置する床固工とは区別する。ただし、溪流保全工の上流端に設置する床固工は本章に準ずるものとする。

1. 設計の基本

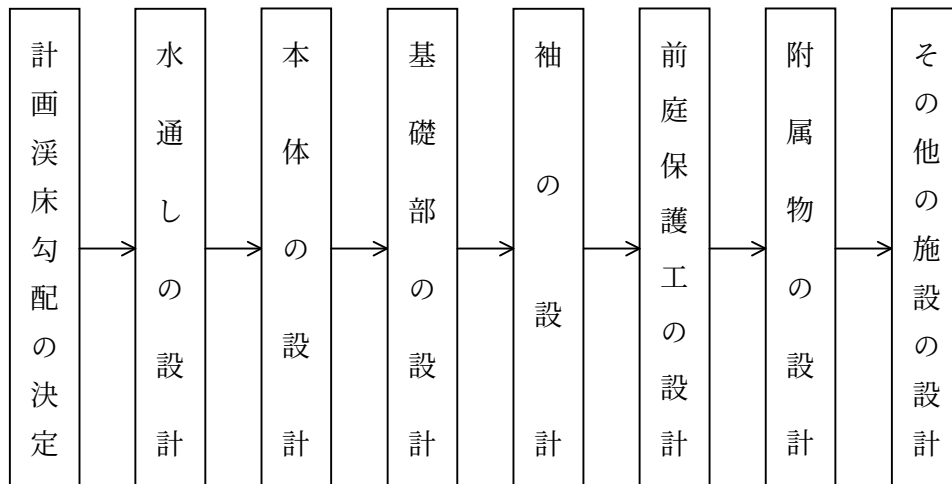
床固工の設計に当たっては、目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性・経済性および将来の維持管理面についても考慮する。

解 説

一般に、床固工の高さは5m以下であり、計画溪床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。床固工の構造および安定計算は、砂防えん堤に準拠する。

設計順序は、施工後に形成される新しい溪床勾配を想定し位置や高さを決定する。本体の設計等に必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎部、袖、前庭保護工、附属物の順に設計を行う。その他の設計は必要に応じて行う（表 3-1参照）。

表 3-1 床固工の設計順序



2. 位置

床固工の位置は、次の事項を考慮して選定するものとする。

1. 溪床低下の恐れのある箇所に計画する。
2. 支溪が合流する場合は、合流点下流に計画する。
3. 工作物の基礎を保護する目的の場合には、それら工作物の下流部に計画する。
4. 溪岸の決壊・崩壊・および地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。
5. 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流に計画するのがよい。
6. 溪流の幅員が広く、乱流のはなはだしい箇所に設けて整流を行う。

解 説

床固工は、縦侵食を防止して溪床を安定せしめるものである。

特に工作物の破壊する原因が基礎の洗掘である場合、また溪岸の決壊・崩壊および地すべりなどが縦侵食により、あるいは縦侵食と横侵食の両作用によって起こる場合は当然それらの下流に設置すべきもので、この際工作物および崩壊などの延長が長く、したがって洗掘区間の長い場合の床固工は1基では不足で、数基を階段状に設ける必要がある。

溪流の屈曲部の下流部とか、溪床幅の大なる区間は乱流となりやすい。ここに設ける床固工は、水流の方向を修正して曲流による洗掘を防止あるいは緩和するもので、乱流整治の効果をあげるため河状に応じて階段状に床固工群を計画する場合が多い。

3. 方向

1. 床固工の方向は、原則として計画箇所下流部の流心線に直角とする。
2. 床固工を階段状に計画する場合の各床固工の方向は、原則として各計画箇所下流の流心線に直角とし、各床固工水通しの中心点は、その直上流の床固工水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

解 説

床固工における水通しの越流水は、理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。床固工の方向を定めるにあたっては、水通しの幅一杯に越流する洪水流が床固工上下流部兩岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与え害を及ぼさないよう注意しなければならない。

したがって、方向は単独床固工にあっては下流の流心線に直角とし、また階段状の床固工群にあっては直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固工の水通し中心点があるよう、各床固工の水通し位置を定めるものである。

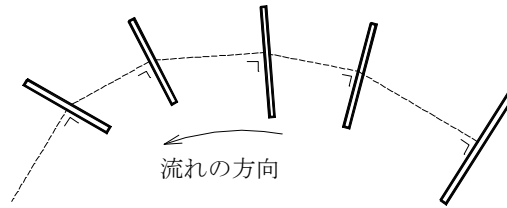


図 3-1 床固工の方向

4. 高 さ

1. 床固工の高さは、通常の場合5m程度以下とし、水叩きおよび垂直壁を設けるときの落差 3.5～4.5m が限度である。
2. 床固工の高さ（水叩きおよび垂直壁を設置する場合を含む）が、5m程度以上を必要とする場合、および床固工を長区間にわたって設ける必要のある場合は、階段状に計画するのが適当である。

解 説

床固工は、原則として縦侵食を防止して溪床を安定させ、あるいは維持し、さらに工作物基礎の洗掘を防止するのが目的であるから高さを規定することは困難であるが、5m程度以下が普通で高いものを必要としない。また、床固工の施工箇所は沿岸の地形から高いものは施工困難の場合が多い。したがって床固工1基によって安定し得る溪床の延長には限度があり、相当長区間にわたって縦侵食が行われ、あるいは溪流沿いの工作物の延長が長い場合には、階段状に床固工群を計画する。

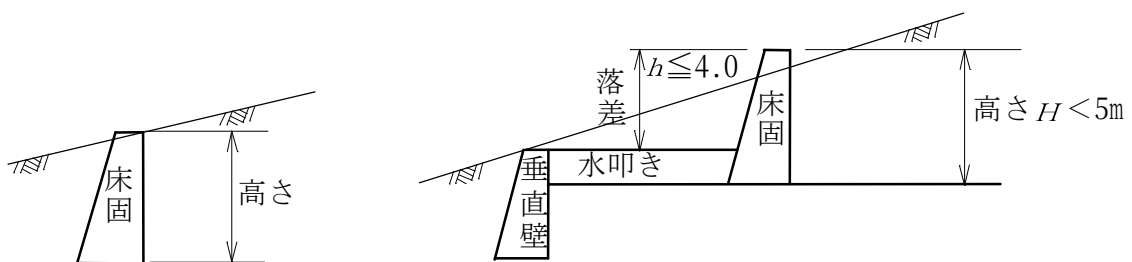


図 3-2 床固工の高さ

5. 溪床勾配

5.1 一般

1. 床固工は、一般に溪流の上流部が安定している場合、あるいは荒廃していても砂防工事の進行した後の下流部において侵食が行われる所に計画するもので、床固工によって新しく溪床勾配が形成されることが多い。
2. 床固工によって形成される溪床勾配は、上流部の状態がよく、流下する砂礫の形状が小さいほど緩となることに注目すべきである。

解 説

溪流の上流部が荒廃しているときは、盛んに砂礫が流送されて下流部溪床が上昇する傾向が強く縦侵食を伴わないのが普通で、床固工の施工は時期が早過ぎるか、またはその必要がない。

このような場合は、まず上流部に砂防工事を施工する。上流部が荒廃していない場合には、下流部に縦侵食が起こって床固工の必要が生じてくる。すなわち上流から土砂の流送が全くないか、またはわずかの場合に縦侵食が行われるから、この部分に設ける床固工の上流には現勾配と異なった溪床勾配が形成され、しかも上流部の状態がよければよいほど、また砂防工事が進行すればするほど、形成される勾配も小さな値をとるものである。

5.2 計画勾配

1. 溪流の溪床勾配は、数量すなわち流速および水深と溪床の抵抗力によって定まるもので、したがって床固工の上流溪床の計画勾配はこれを考慮して、侵食と堆積の起こらない、その溪流に適合したもので定めなければならない。
2. 床固工下流法先は、越流水流によって深掘され溪床が低下するから、階段状床固工群間の計画勾配決定に当たっては、特にこの点に注意を要する。
3. したがって階段状床固工群において基礎は、下流床固工の計画溪床勾配線以下に根入れをしなければならない。

解 説

床固工の計画勾配は、一応現溪床勾配の1/2程度を目途として計画するものとする。

一般に階段床固工においては、下流床固工の計画縦断線が旧溪床勾配と交わる点の2倍位置が上流床固工の計画位置とする。

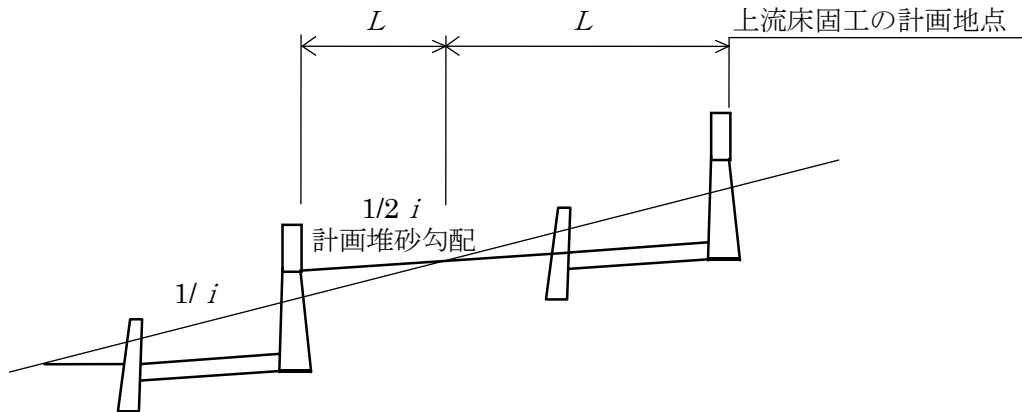


図 3-3 床固工の計画勾配

5.3 階段状床固工

階段状床固工群の施工区間においては、溪床勾配の屈折と、曲流部の深掘によって起こる溪床勾配の局部的変動に注意しなければならない。

解 説

溪流の溪床勾配は、下流になるにしたがって緩やかとなるのが普通で、これによるはっきりした勾配の屈折が階段状床固工群施工区間に存在するか否かを特に注意し、それが存在する場合には床固工の高さと数を検討のうえ床固工間の計画勾配がほぼ一致するようにしなければならない。また曲流部の外側は、水流によって溪床が深掘されるのが普通であるから、深掘程度の推定に努めこれが溪床勾配に与える変動を検討する必要がある。

6. 水通し

6.1 水通し位置

砂防えん堤水通し位置の決定に準ずる。

6.2 通水断面の形状

台形を標準とし、両袖小口勾配は、1:0.5を標準とする。

解 説

袖小口の1:0.5勾配は、溪岸の傾斜角、床固工保護のため水叩、側壁、垂直壁等が併設される場合が多く、工費の節約等を考慮して定めたものである。

なお、上下流の地形、取付護岸の法勾配等により制約される場合（普通砂防工事の場合には袖小口勾配から護岸の法勾配を決定する場合が多い）には、別途検討しなければならない。

6.3 水通し断面

1. 水通し断面積は、計画洪水流量以上を流しうるよう十分な余裕を見込まなければならない。
2. 越流水深は、2.0mまでを標準とし、0.1m単位で決定する。
3. 水通し高は、越流水深に余裕高を加えた高さとし、0.1m単位で決定する。
4. 水通し幅は、砂防えん堤水通し幅の決定に準ずる。（堰公式、土砂混入も含む。）

解 説

- (1) 特に土石流区間（上流域）においては十分な余裕がある断面積をとり、不測の事態にそなえることが望ましい。
- (2) 床固工は、水通しの天端の突出高が溪床から少ないため床固工の水通しの断面決定には砂防えん堤と異なり、第IV編 第2章 3.1 計画洪水流量で算定した流量に対応する流速を考慮した断面積および越流水深を決定しなければならない。
- (3) 水通し断面の決定には、幅と高さ（水位）をどのような割合にするかが重要であり、計画箇所地形、上下流部の状況、計画洪水流量により支配されるが、水通し幅を大きくとり越流水深を小さくした方が堤体断面積の節約、床固工の安定度および下流洗掘防止から一般に有利である。

よって、これらを勘定して越流水深は 2.0m 以下を標準としたものであり、また地形等に節約される場合でも床固工下流の前庭工および溪床を維持するために、最大限 3.0m 以内にすることが過去の例から良策である。
- (4) 余裕高
余裕高は溪流保全工に準じる。
- (5) 溪流屈曲部に築造する床固工の凹岸の袖高は、凸岸より高めることを考慮しなければならない。

7. 床固工本体

7.1 設計条件

床固工は、一般にコンクリート重力式を採用する。

7.2 断 面

床固工の断面は下流法を1:0.2を標準とし、上流法は構造物が安全となるよう勾配をつける。このときの安定計算は砂防えん堤に準じる。

7.3 天端幅

床固工の天端幅は、1.5mを標準とする。

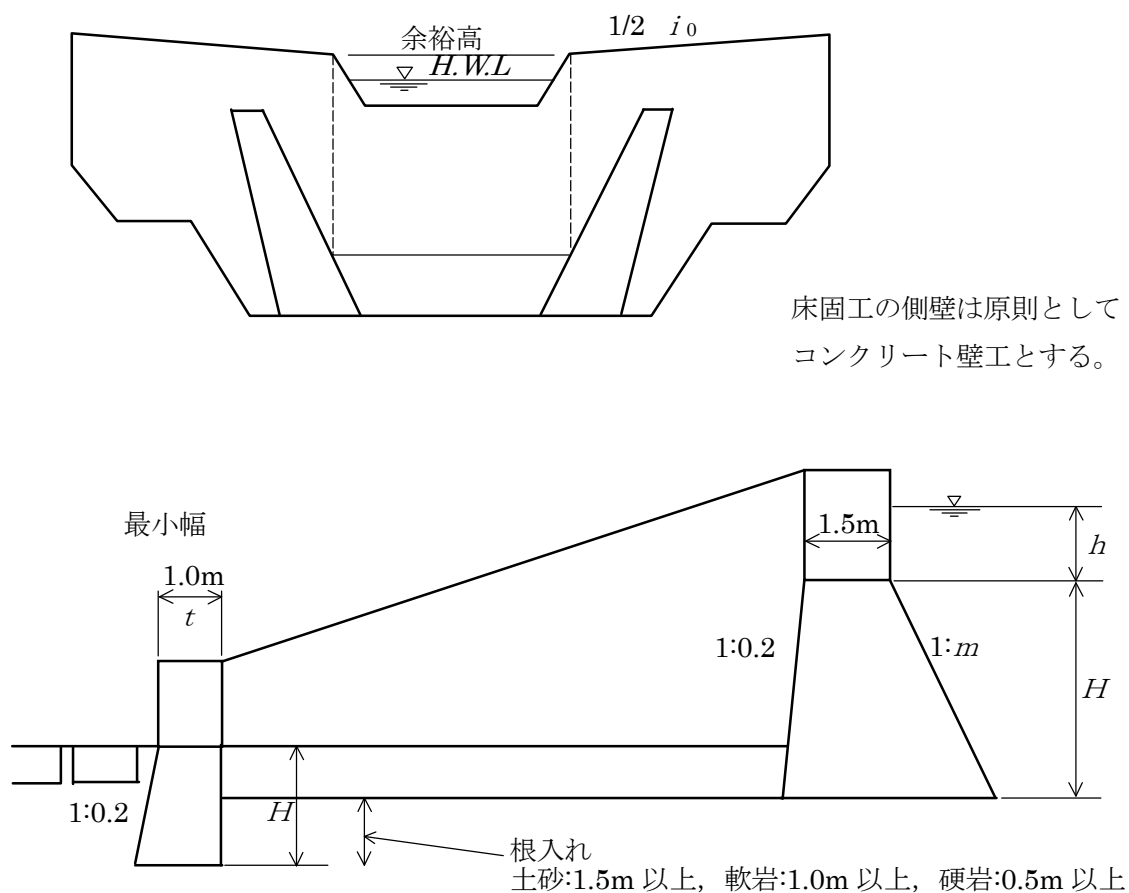


図 3-4 床固工標準図

7.4 袖天端の勾配

単独床固工および溪流保全工の最上流の床固工は、えん堤工に準じ袖勾配をつける。

解 説

単独床固工の場合は、砂防えん堤に準ずるのを原則とするが、一定計画のもとに設置される床固工群の場合は、最上流の床固工のみ袖勾配を設け、それより下流の床固工には設けないのが普通である。

7.5 袖の天端幅

袖の天端幅は、水通し天端幅と同一とする。

解 説

袖の天端幅は、構造設計上安定させること。

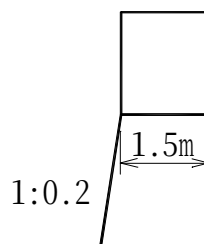


図 3-5 床固工の天端幅

7.6 袖のかん入

1. 単独床固工の両岸が山脚である場合の袖のかん入長さは、えん堤の袖のかん入に準じる。
2. 床固施工箇所が築堤、盛土地盤の場合は、元地盤まで十分にかん入しなければならない。

8. 前庭保護工

8.1 水叩き工

基礎地盤が砂礫層等の場合は下流法先の洗掘防止、パイピング防止のために水叩き工を施工する。

8.2 水叩きの長さ

えん堤工の基準に準ずる。

水叩きの長さは落下水が射流から現況河川の水利条件に戻るまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。

8.3 水叩き厚

えん堤工の基準に準ずる。

8.4 水叩き勾配

単独床固工・溪流保全工の止工（最上流端の床固工）は水平を原則とする。ただし、止むを得ず勾配をつける場合は、現溪床勾配の1/2 を最急勾配とし、最大勾配は1/10以下でなければならない。

8.5 曲線部における水叩長

曲線部には原則として床固工を計画しないが、止むを得ず計画する場合は、横工は下流法線に直角とし、その水叩長は内カーブ側の直線長を計算長とする。

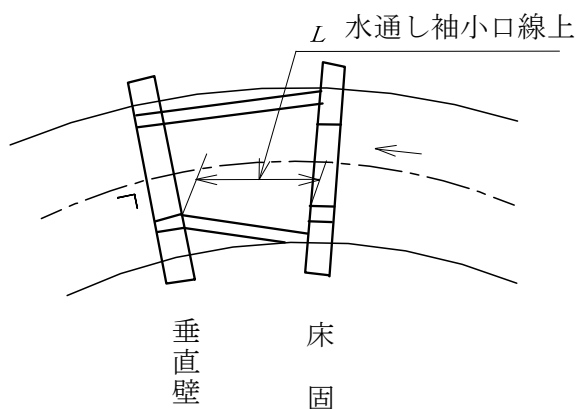


図 3-6 湾曲部の水叩き長

9. 垂直壁工

9.1 方 向

垂直壁の方向は下流法線に直角とする。

9.2 高 さ

垂直壁の天端高は溪床面と同一とし、根入れ深さは基礎が洗掘されない深さとし水叩き下部より砂礫 1.5m以上、軟岩 1.0m以上、硬岩 0.5m以上を標準とする。

また下流洗掘の恐れのある場所は護床工を設ける。

9.3 上下流法勾配

垂直壁の下流法 1 : 0.2とし、上流法は垂直とする。

9.4 水通し天端幅

垂直壁の水通天端幅は、水叩厚を標準とする。ただし最低 1 mとする。

9.5 袖

えん堤に準ずる。

10. 側壁護岸

えん堤に準ずる。

第4章 護 岸

1. 位 置

1.1 選定Ⅰ

溪流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の増大または崩壊の恐れがある場合、この部分に護岸工を計画する。

解 説

山腹の横侵食を防止して崩壊しやすい溪岸斜面の支持および根固めの目的を持って直接に護岸を計画するのも一方法であるが、導流護岸または流路の変更を図ってこれら危険な箇所に直接水流が激突するのを避ける方法が良策である場合が多い（図 4-1参照）。ただし、流路の付替えは短区間内の場合が適切であって、長区間にわたり付け替えた流路が直線に近付くとかえってこのため溪床勾配が急となって流速が増すから注意を要する。

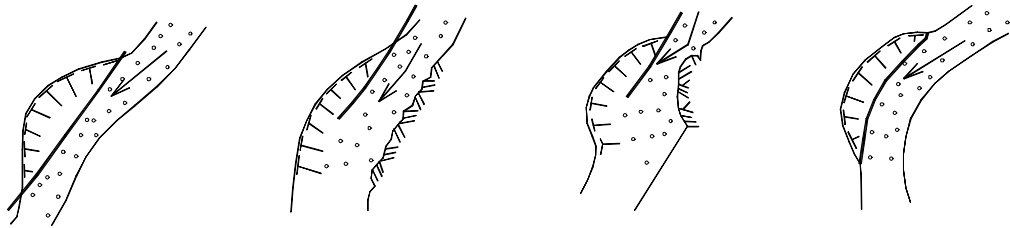


図 4-1 護岸工の位置図

1.2 選定Ⅱ

溪流下流部の土砂堆積地、または耕地および住宅地などの区域において、溪岸が決壊しもしくは、その恐れがある場合、護岸工を計画する。

解 説

溪流の下流部は、上流に比べれば溪床勾配は緩であっても一般河川に比べればなお急であって、屈曲部はもちろん直流部においても溪岸が決壊しやすく、これを保護するため護岸工を必要とするのであるが、この地域の決壊は長区間にわたり、しかも乱流の作用によって両岸が交互に侵食を受けることが多いから、護岸工も両岸に施工する必要がある場合が多い。

1.3 選定Ⅲ

溪岸の決壊または崩壊防止のためには、床固工あるいはえん堤工のほか、なお山脚の根固に護岸工を必要とする場合が多い。

解 説

溪流の屈曲部等において、水流の激突によって凹部に決壊または崩壊の起こる場合、縦侵食と横侵食が相関連して作用するのが普通であるから崩壊個所の下流部に床固めあるいはえん堤を計画するのであるが、これによって縦侵食を防止してもなお横侵食がやまない場合、床固めまたはえん堤上流部の崩壊脚部に護岸工を計画して決壊または崩壊を防ぐ必要のある場合が多い。

2. 種類の選定

一般に溪流においては、コンクリート護岸工・コンクリートブロック護岸工または石積み護岸工を計画する。ただし、石積み護岸工およびコンクリートブロック護岸工を用いる場合は練積みとする。空積み護岸は一般に溪流には不適當である。

解 説

一般に溪流は流速が大きいため容易に基礎が洗掘され、また水流が土砂および転石を含むことが多く護岸の受ける衝撃も大きいから、簡単な工作物ではすぐに破損する恐れがある。これを防ぐためにはコンクリート、コンクリートブロックまたは石積みによらなければならない。コンクリートブロックおよび石積みには胴込めコンクリートを用い、さらに強度を必要とする場合には裏込コンクリートを用いなければならない。空石積みは破損の恐れのない場合を除いて用いてはならない。

3. 高 さ

1. 護岸工の天端高は計画高水位に余裕高を加えた高さとするのが原則である。
2. 溪流の曲流部における凹岸の護岸は、強固に計画するとともに、特に天端高を増やさなければならない。

解 説

河川堤防においては、洪水時の風浪・うねり・跳水等による一時的な水位上昇、流木等を考慮し流量に応じて余裕高を設定するが、砂防を対象とする急溪流（一般に溪床勾配 1/100 以上）においては特に流木・巨礫等の混入により上記の現象が著しいため、十分な余裕を見込み（計画高水位＋余裕高）まで護岸を施さなければならない。

溪流曲線部の流速が大きくなると、横断面において兩岸に水位の差を生じ、凹岸は凸岸に比べて水位が上昇するものであるから、凹部の溪岸は特に護岸を強固に施工する必要があるばかりでなく、天端高を高める必要がある。

4. 構 造

護岸工は、流勢による河岸欠壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがある。

特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすいので十分留意する。

5. 形 式

護岸工の形式には自立式ともたれ式があるが、護岸工の背面の地形・地質条件等によって設定する。

解 説

- (1) 護岸工の背面に盛土がある場合、地質条件が特に悪い場合は自立式とする。
- (2) コンクリートブロック積工を用いる場合、土石流の流下する区間等においては、裏コンクリートを入れて強度を高めなければならない。

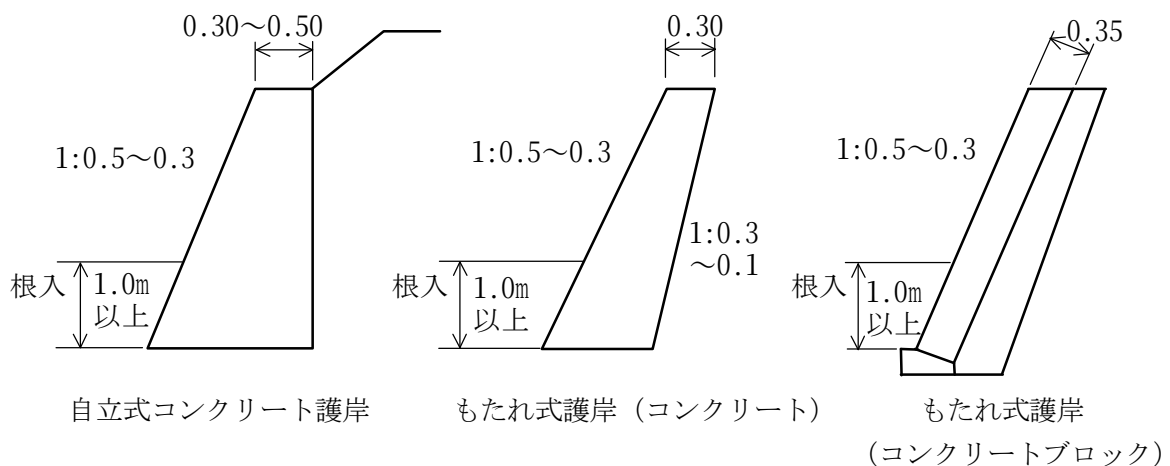


図 4-2 標準図

6. 法勾配

護岸工の法勾配は、溪床勾配が急な程急勾配にする必要があるが、砂防では流水および砂礫による摩耗や破壊を防ぐため一般に5分勾配とする。特に砂礫による摩耗、転石による破壊の恐れのある場合、溪床勾配が急な場合は、護岸の法勾配は3分勾配とすることが好ましい。

解 説

溪床勾配が急な場合とは、計画勾配1/30以上をいう。

7. 根入れ

基礎部の洗掘に対しては根入れを深くするか、根固工で対処する。護岸工単独で計画する場合は溪床の最深部または計画溪床より 1.0m以上根入れする。

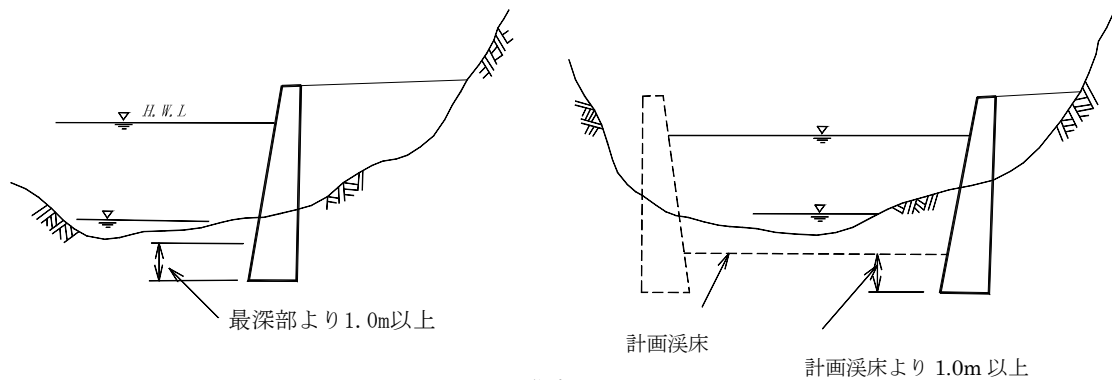


図 4-3 護岸の根入れ

8. えん堤等への取付け

えん堤および床固工上流に計画する護岸工天端は、えん堤および床固工の袖天端と同高またはそれ以上の高さに取り付けなければならない。

解 説

えん堤工および床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上にとってあるから、この天端と同高または、それ以上に護岸工の天端を取り付けることが必要であって、これを怠ると高水流が護岸を越流して床固工あるいはえん堤の袖の地山取付け部分が決壊する恐れがある。同時にえん堤および床固工における袖の角部の破損を防止するために、原則として急流部では袖と護岸の両のり面を一致して取り付け、水流に対する突出を避けなければならない。

9. 溪床勾配

1. 護岸工施行区間の溪床勾配については、「第Ⅲ編 第2章 2.2 溪流保全工」 および「第Ⅲ編 第2章 2.5 護岸」に準ずる。
2. 溪流曲線部の凹岸および水衝部に護岸工を施行するときは、施工前に比べて護岸寄りの溪床が洗掘されやすく、溪流の横断面と溪床勾配に変化を与えるから注意を要する。

解 説

溪床勾配，特に計画溪床勾配は，護岸工の天端および基礎の縦断勾配と基礎根入深とを決定する重大要素であるから，「第Ⅲ編 第2章 2.2 溪流保全工」 および「第Ⅲ編 第2章 2.5 護岸」を参照して慎重に検討しなければならない。次に溪流の曲流部および乱流部分において，流路の凸部には土砂が堆積し，反対に凹部は溪床が洗掘される傾向があり，その程度は流速が増すに従って大きく，護岸施行区間の横断面と溪床縦断勾配が計画と相違してくるからあらかじめ検討することが肝要である。

第5章 護床工

1. 護床工の設計

護床工は溪床材料、溪床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとするが、一般にはコンクリートブロックを用いるものとする。

解 説

護床工は、副えん堤・垂直壁・床固工等の下流側に設け、局部洗掘に対処するものとする。また、一般にコンクリートブロック等の屈とう性のある構造とする。

コンクリートブロックを用いる場合の一般的設計手法を次に示すが、安定条件は滑動に対する安全を考慮するものとする。またコンクリートブロックを設置する範囲は、下流側の現況水理に合う範囲までとする。

(1) 滑動に対する安全

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \dots (1)$$

$$P = C_d \cdot \rho_n \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$R = f \cdot W_b$$

$$v = V - 16 \sqrt{h \cdot i} \quad (\text{バザンの式})$$

$$W_b = \left(1 - \frac{\rho_n}{\rho_c} \right) W \cdot K$$

P : ブロックに作用する動水圧 (kN)

n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)

R : ブロックの抵抗力 (kN)

C_d : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いる)

ρ_n : 流水単位体積重量 (一般に 11.77 を用いる) (kN/m³)

ε : 遮へい係数 (単体 : 1, 群体 : 0.35~0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は, 全体の高さ×幅) (m²)

v : 流水の底面流速 (m/sec)

V : 流水の平均流速 (m/sec) 第2章 3.水理計算) 式 (2), (3) より求められる。

g : 重力の加速度 (9.8m/sec²)

f : 抵抗係数 (摩擦係数, 一般に 0.8)

W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)

ρ_c : ブロックの空中単位体積重量 (一般に 22.56) (kN/m³)

W : ブロック空中重量 (kN)

K : ブロックの個数

h : 計画水深 (m)

i : 水面勾配 (一般には溪床勾配とする。)

2. 砂防えん堤の護床工

副えん堤, 垂直壁の下流の洗掘防止のため, 必要に応じて護床工および護岸工を設置する。
護床工は, 溪床材料, 溪床勾配, 洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定する。

解 説

- (1) 使用材料は, 大転石, ブロック等とする。
- (2) 施工延長は, 次式によって算出した長さ以上とする。

$$L = (2.0 + 0.2)H + H + 0.3 = 3.2H + 0.3 \quad \cdots (2)$$

L : 根固工の長さ

H : 垂直壁天端よりの根入

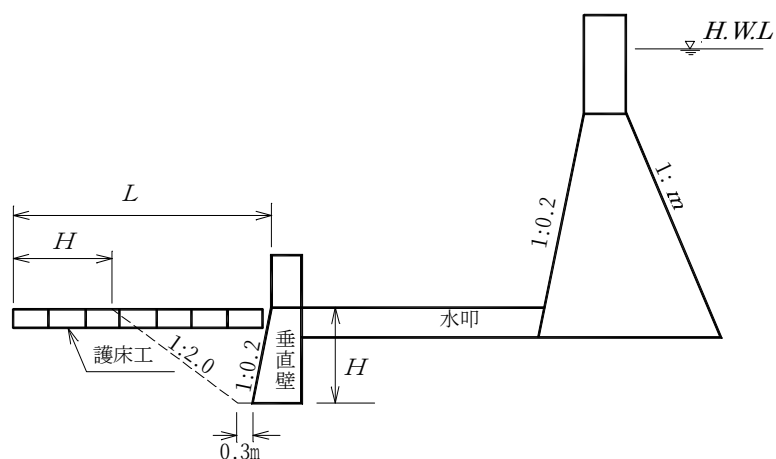


図 5-1 砂防えん堤の護床工

- (3) すりつけ護岸の長さおよび高さ

すりつけ護岸の長さは, 原則として護床工長と同じにする。高さは余裕高までとする。
ただし, 地形状況等によってはこの限りでない。

3. 床固工（溪流保全工内）の護床工

護床工は、床固工の垂直壁下流の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

解 説

護床工の設計は、本章1.に準じて設計するものとする。

ただし、護床工を設置する範囲は、過去の事例等から総合的に検討して決定するものとするが、一般にはブライの式を参考として決定するものとする。

$$L = 0.67 C_0 \sqrt{H_b \cdot q} \quad \dots (3)$$

L : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

C_0 : 浸透路係数 (表 5-1)

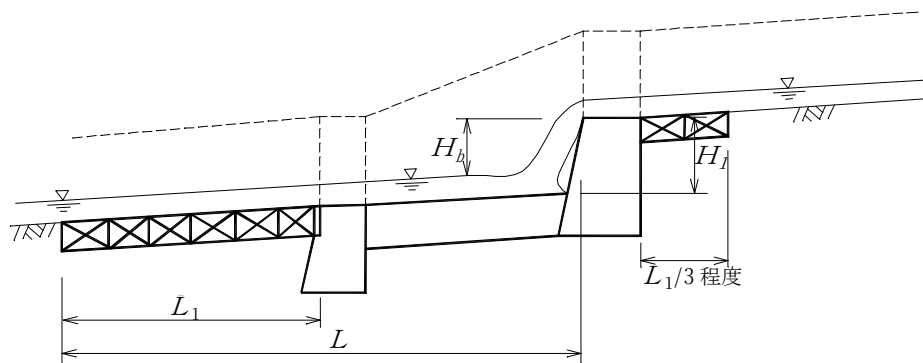
H_1 : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ (有効落差) (m)

H_b : 渇水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ (m)

一般に水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、 $H_b = H_1$ とする。

q : 単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)

一般に「第2章3.水理計算」の式 (1) , (2) で求められる平均流速に計画高水位を掛けたものとする。



注) 上流側の護床工の範囲は、下流側の範囲 (L_1) の1/3程度とする。

図 5-2 護床工の範囲

表 5-1 浸透路係数 C_0

土 質	C_0
砂・砂利交り土	9
玉石交り土	5

4. 帯工（溪流保全工内）の護床工

護床工は、帯工の下流の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

解 説

護床工の設計は、「第5章1. 護床工の設計」に準じて設計するものとする。

ただし、護床工を設置する範囲は、一般に2m～5m程度とし、計画高水位を考慮して決定するものとする。

5. 床固工（単独）の護床工

護床工は、床固工の垂直壁下流の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

解 説

護床工の設計は、「第5章1. 護床工の設計」および「第5章3. 床固工（溪流保全工内）の護床工」に準じて設計するものとする。

6. 護岸の根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

解 説

根固工は、自重と粗度により流水による護岸の基礎の洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものでなければならない。

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。なお、コンクリートブロックについては「第5章1. 護床工の設計」に準ずるものとする。

〈根固工施工範囲に関する提案〉

護岸の施工優先順位は別として、典型的な湾曲部の水理現象の分析から、洪水流と深掘れ、溪岸侵食以外の関係は次のように知られている。

溪流をサインカーブでモデル化すると、湾曲凹岸の頂点（曲率最大点）から位相で 0.25π ラジアン下流付近に洗掘深の最大点が、同じく 0.57π ラジアン下流付近に偏位流速の最大点が発生する。

これは、湾曲部にさしかかった流れの束の中心（流心）が遠心力によって外側へと移行し、最も溪岸寄りに至る位置と、湾曲溪流の制約により横断面内の二次流が十分発達して溪岸への侵食外力最大となる位置を示すものであろう。

したがって、溪床の深さ方向の侵食に抵抗させる根固工の施工範囲は、 0.25π を中心としてその前後に、溪岸の横方向侵食を防止する護岸の施工範囲は 0.57π を中心としてその前後、および根固工施工範囲とする案が提案されている。

自然溪流の湾曲はかなり不規則であり、また、土質条件も不均一であるから、一概に計算方式から施工範囲を特定することは得策とは言えないが、湾曲部の水理特性がこうなっていることを念頭に置く必要がある。

さらに砂礫堆の存在が局所洗掘の要因となるから、移動性のものか固定したものか判定し、湾曲形状とともに合成評価しなければならない。

また、湾曲部の護岸による河岸の補強は、その区間の防護の役割を果たす反面、滞筋を誘導し流速を減ずることなく下流へと先送りして侵食を助長させたり、法線に無理があると、対岸へのボレー攻撃となったりする恐れもあるので、注意が必要である。

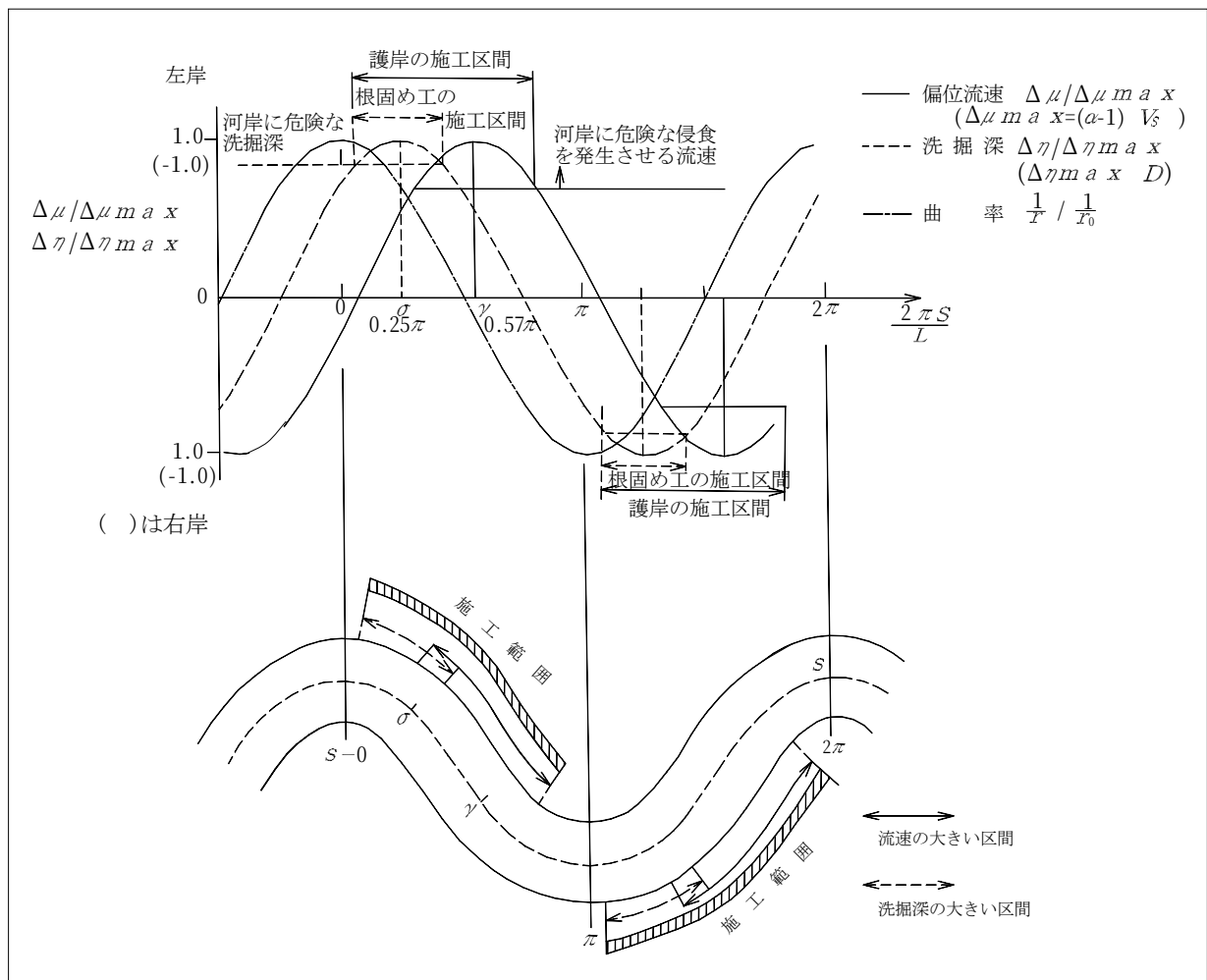


図 5-3 湾曲部の施工範囲の計算例

「護岸の設計（清治真人）～河川・平成3年3月」より抜粋

第6章 水制工

1. 位置

1.1 一般

1. 水制工は、一般に溪流の下流部または砂礫円錐地帯の溪床幅が大で溪床勾配の急でない箇所に計画する。
2. 直線に近い区域で両岸に水制を計画する場合は、水制の頭部を対立させ、その中心線の延長が中央で交わるように位置を定める。

解説

水制工は一般に溪流の下流部、あるいは砂礫円錐地帯の乱流区域に計画することが多く、かかる区域では左右両岸対称の位置に計画して各水制頭部間の新溪流溪床を水流で低下させ、同時に水制間に土砂を堆積させ、流路が固定することにより水制頭部を導流工あるいは護岸工で連結させ、整治を完了するのである。

1.2 水衝部

溪流上流部においても、溪流沿いの水流の衝撃に起因する崩壊の脚部等に水制を設け、水流を遠ざけて崩壊の増大を阻止する。

解説

荒廃溪流の上流部においては、水制工を計画することはまれであるが、有利な場合が相当ある。すなわち、短区間の崩壊地においては、崩壊の上流端に下向き非越流水制を一つ計画し、水流を崩壊の脚より遠ざけることによって、崩壊の増大を防止することができる。また、崩壊地が長区間にわたる場合は、多数の非越流水制を計画するのである。一般に崩壊箇所に対しては片岸のみ計画するが多い。

2. 方向

溪流においては上向き水制が有利であるが、普通は直角水制を用いることが多い。流線またはその接線に対して 70° ～ 90° の間の角度が適当である。

解説

直角水制においては水制間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における溪床の洗掘は比較的弱く、下向き水制においては水制間の砂礫堆積は直角水制より少なく、また頭部の洗掘作用は最も弱い。上向き水制の場合は水制間の砂礫の堆積は溪岸や水制に沿い前二者よりもはるかに多いが、頭部の洗掘作用は最も強い。溪流において水流が水制を越流する場合、直角水制においては偏流を生ずることはないが、下向き水制では岸に向かって偏流し、上向き水制では溪流の中心に向かって偏流する。したがって、一般には越流下向き水制はできる限り避けるべきである。

3. 設計基準

溪流保全工内に施工される水制工は主として乱流・偏流による河岸侵食を防止したり，砂礫の堆積物の再移動を防止する。

解 説

(1) 方 向

溪流においては非越流上向き水制が用いられる。

また角度は法線または接線に対して $70^{\circ} \sim 90^{\circ}$ が適当である。

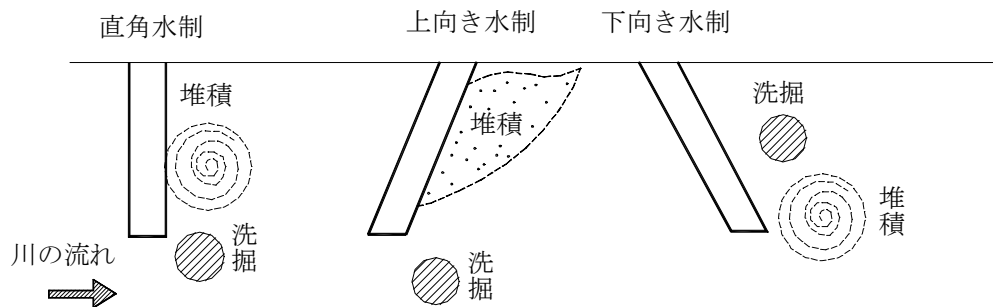


図 6-1 水制工の方向

(2) 長さと間隔

砂防工事で流水の溪岸への衝突を防止する目的で施工する場合には短い水制を施工する。また水制工間隔については水制長さの 1.5～2 倍とするが，急流溪流の直線部や，凸岸部は 2.5～3 倍以上とする。

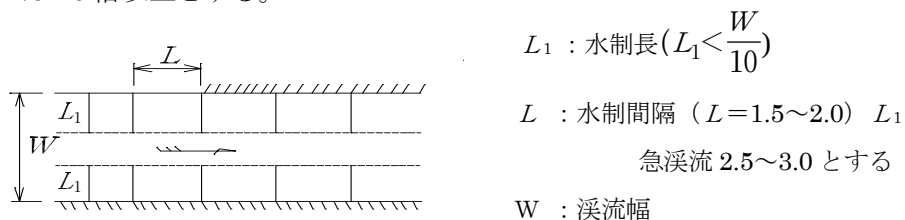


図 6-2 水制工の長さの間隔

第7章 土石流・流木捕捉工以外の土石流対策施設

1. 土石流・流木発生抑制工

1.1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

解 説

土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

1.2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

解 説

溪床堆積土砂移動防止工には主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けしない構造とする。また袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については「第IV編 第1章 2.1.1 安定条件」を参考とし土石流衝撃力を考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は「第IV編 第1章 2.2.1水通し断面」によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、本指針第IV編 第1章2で示す不透過型砂防えん堤の構造に準じる。

2. 土石流導流工

2.1 断 面

土石流導流工の断面は、土石流の流量・水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする。なお、堆積遡上により氾濫しないように注意する。

解 説

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防えん堤を1基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の土石流・流木対策施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率規模の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工（河川砂防技術基準計画編 施設配置等計画編第3-2章参照）を計画するものとする。

余裕高は次のとおりとする。

表 7-1 余裕高

流 量	余裕高 (ΔH)
200m ³ /s 以下	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m
500～2,000m ³ /s	1.0m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾 配	$\Delta H / D_d$
1/10以上	0.5
1/10～1/30	0.4

D_d ：水深 (m)

2.2 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

解 説

土石流は直進性をもっているため，土石流導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし，その湾曲部曲率半径は下記の式で求め，中心角 30° 以下とする。

$$B_r / \theta_{r (IN)} \leq 0.1 \quad \dots (1)$$

B_r : 流路幅 (m)

$\theta_{r (IN)}$: 湾曲部曲率半径 (m)

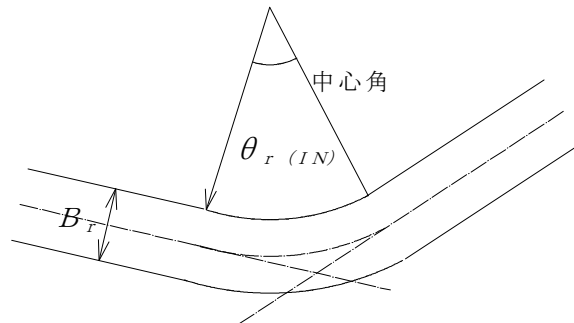


図 7-1 土石流導流工湾曲部の法線形

2.3 縦断形

土石流導流工の縦断形は，急な勾配変化をさける。なお，土砂の堆積遡上が予想される場合は，これに対して安全な構造とする。

解 説

土石流導流工は，安全な場所まで導流させることが必要なため，急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。また，流末において土砂の堆積遡上が予想される場合は，これに応じた護岸高を設定する等，安全な構造とする。

2.4 構造

(1) 溪 床

掘込み方式を原則とする。

解 説

土石流導流工は、安全上、掘り込み方式を原則とする。

(2) 湾曲部

湾曲部では外湾側の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

解 説

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。

土石流では、外湾の最高水位 $D_{d(OUT)max}$ は $D_d + 10 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や溪流保全工が施工される扇状地では、土石流および清流でそれぞれ下記の式で求める。

$$\text{土 石 流} : D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \dots (2)$$

$$\text{清流 (射流)} : D_{d(OUT)max} = D_d + \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \dots (3)$$

D_d : 直線部での水深 (m)

B_r : 流路幅 (m)

U : 平均流速 (m/s)

θ_r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

3. 土石流堆積工

3.1 土石流分散堆積地

3.1.1 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。

解 説

過去の土石流の規模，流下・氾濫特性，類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。

3.1.2 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。

解 説

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は減溪床勾配の $1/2 \sim 1/3$ の勾配を基準とする。なお，適応可能な実績値がある場合は，それを用いてよい。

3.1.3 計画堆積土砂量

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

解 説

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は，本指針3.1.2で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

3.1.4 構 造

土石流分散堆積地の上，下流端には砂防えん堤または床固工を設け，堆砂地内には必要に応じて護岸，床固工を設ける。

解 説

土石流分散堆積地は上下流端の砂防えん堤（または床固工），拡散部，堆積部および流末導流部からなる。上流端砂防えん堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので，上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端砂防えん堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。

土石流分散堆積地の幅（ B_2 ）は上流部流路幅（ B_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

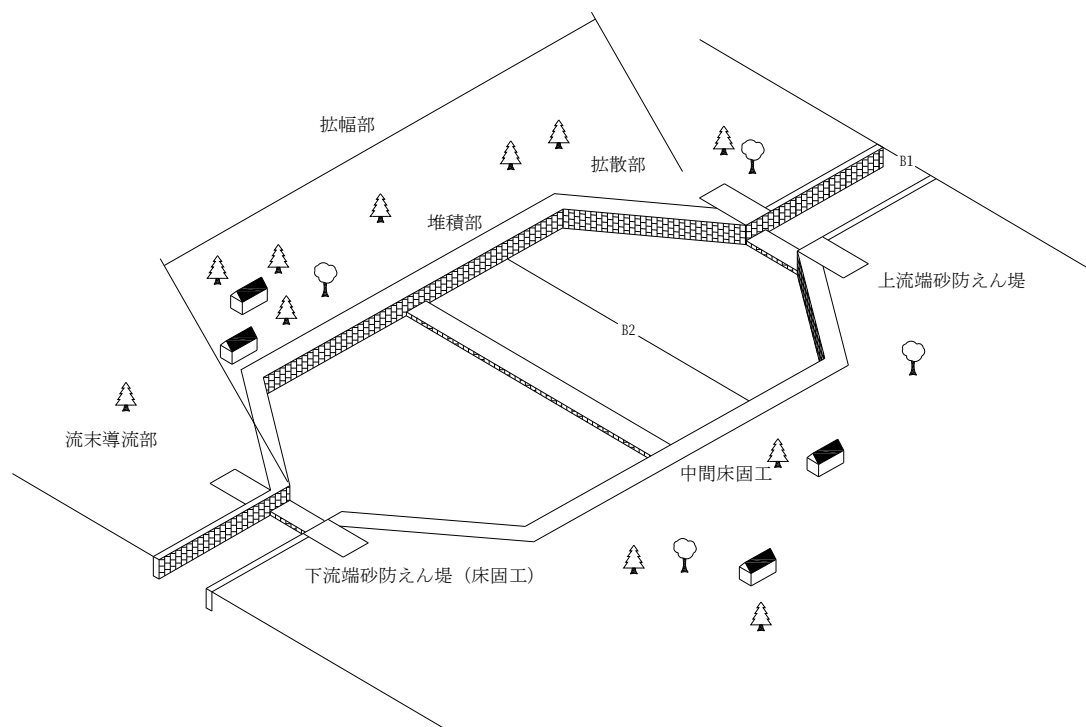


図 7-2 土石流拡散堆積地

3.2 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

解説

土石流堆積流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

3.3 除石

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は、すみやかにこれを除石する。

解説

除石の基本的な考え方は、第V編第4章3によるものとする。

4. 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区域で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

解 説

(1) 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内または近傍の類似条件下の場所に在する樹種を参考に選定する。

(2) 樹林の密度等

① 樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。

② 樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

効果量は整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の溪床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

(4) 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等を行う。

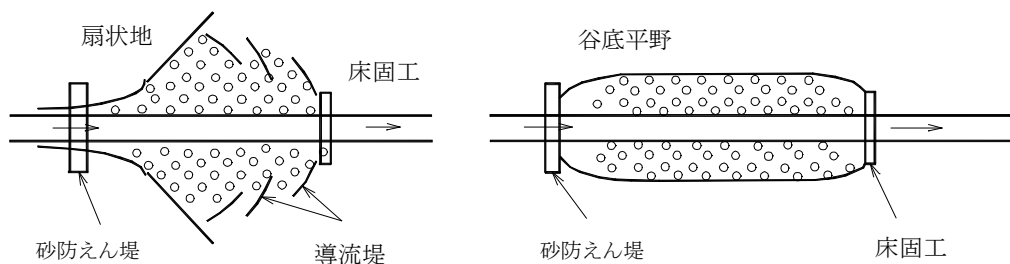


図 7-3 土石流緩衝樹林帯

5. 土石流流向制御工

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとするとともに、表のり先の洗掘に注意する。

解 説

(1) 土石流導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により流向を制御し、安全な場所まで導流する。土石流流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ_c) は $\theta_c < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、土石流導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

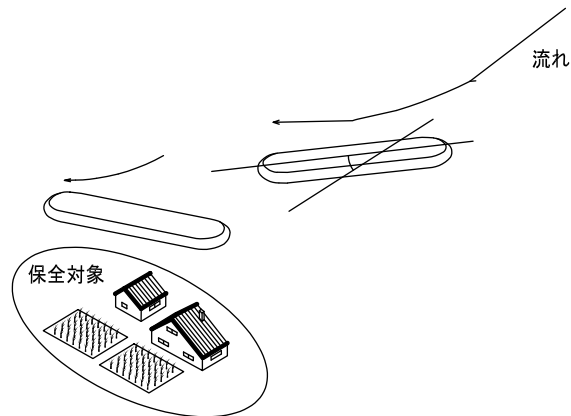


図 7-4 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

土石流流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(表 7-1 参照)

土石流の速度および水深は「第Ⅲ編 第1章 2.7.5 土石流の流速と水深の算出方法」に従い求める。

(3) 土石流導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

土石流導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸により土石流の侵食から防護する。法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、および根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

(4) 除石工

土石流流向制御工における除石は本指針第Ⅴ編第4章3によるものとする。

第8章 掃流区間における流木対策施設

1. 洪水・土砂流の規模

掃流区間河道内あるいはその付近に流木対策施設を設置する場合は、洪水・土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

解 説

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）調査編 第5章、同第6章、河川砂防技術基準（案）設計編 第3章に基づいて検討する。

洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてマニング式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響を考慮しないものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるので平均流速の約1.2倍として計算する。

2. 流木捕捉工の設計

2.1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

解 説

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。その概念を図 8-1に示す。これらの決定の手順を以下に示す。

$$H_s = D_s + \Delta H_s$$

D_s : 流木止めによるせき上げを考慮した水位(m)

ΔH_s : 流木捕捉に必要な高さ (m)

H_s : 流木止め（透過部）の高さ (m)

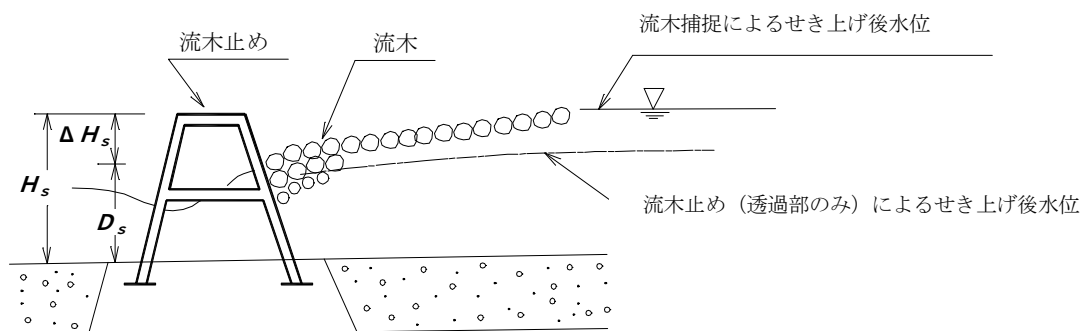


図 8-1 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ（ H_s ）の模式図

(1) せき上げ水位の計算

① せき上げ前の水深 D_{h0} ，平均流速 U_h

開水路形状：土砂混入流量によりマニング式等により求める。

堰形状：土砂混入流量により堰の公式で求める。

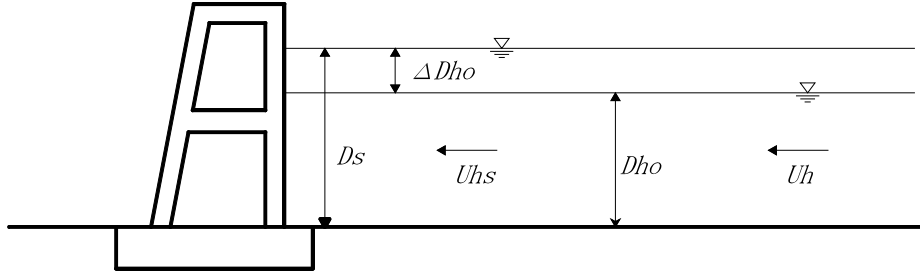


図 8-2 流木止めによるせき上げ水位

② 流木止め工によるせき上げ高

掃流区間に流木止め工を設置する場合には，大部分の流木は土砂流，洪水の表面を流下するため，これを捕捉するための流木止め工の高さは流木止め工によるせき上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお，縦部材のみによるせき上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta D_{h0} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right) \frac{U_h^2}{2g}$$

ΔD_{h0} ：流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

k_m ：縦部材の断面形状による係数(鋼管で $k_m = 2.0$ ，角状鋼管で $k_m = 2.5$ ，
H形鋼では $k_m = 3.0$ を用いる)

θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度)

R_m ：縦部材の直径 (m)

B_p ：縦部材の純間隔 (m)

U_h ：上流側の流速 (m/s)

③せき上げ後水深 D_s

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0}$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s}$$

ここに， Q ：設計流量 (m³/s)

U_{hs} ：せき上げ後の平均流速 (m/s)

B_s ：流下幅 (m)

(2) 流木止め工の高さ (H_s)

土砂礫等による閉塞は無いものとし流木止め工の高さは、せき上げ高を加えた水深 D_s に流木の捕捉に必要な高さ ΔH_s を加えたものとする。 ΔH_s は流木捕捉時の流木のせり上りを考慮して、少なくとも最大流木径の2倍を確保する。

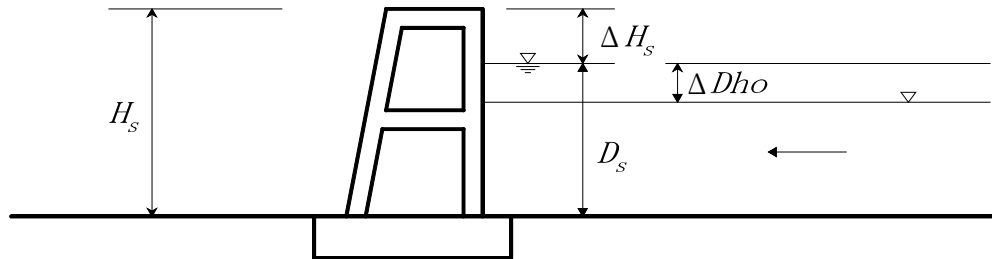


図 8-3 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

2.2 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。

解 説

(1) 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

① 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

次式から求める。

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m$$

d_m : 河床材料の平均粒径(m)

σ : 砂礫の密度, 一般に $2,600 \sim 2,650 \text{ kg/m}^3$

ρ : 泥水の密度, 一般に $1,000 \sim 1,200 \text{ kg/m}^3$

g : 重力加速度 (m/s^2)

② 摩擦速度の2乗 U_*^2

次式から求める。

$$U_*^2 = g \cdot D_{ho} \cdot I$$

ここに, D_{ho} : 水深(m)

I : 河床勾配

③ 摩擦速度比の2乗 U_*^2 / U_{*cm}^2

①, ②の値を用いて求める。

④付図の縦軸 U_{*ci}^2/U_{*cm}^2 が、③の U_*^2/U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i/d_m を求める。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} \left(19 \cdot \frac{d_i}{d_m} \right)} \right]^2 \left[\frac{d_i}{d_m} \right]$$

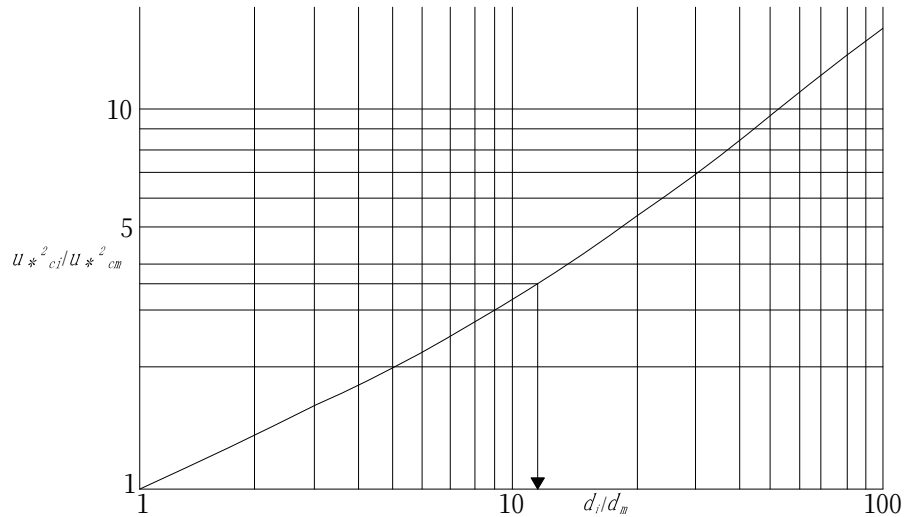


図 8-4 粒径別限界掃流力

⑤現地の最大転石と比較して、小さい方を最大礫径とする。

(2) 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために上で求めた最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2 d_i$$

B_p : 透過部の純間隔 (m)

d_i : 最大転石 (m)

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とする。

$$1/2 L_{wm} \geq B_p$$

ここに、 L_{wm} : 最大流木長 (m)

部材の純間隔は上記の条件を満足する範囲で選定する。

2.3 流木捕捉工の種類と適用条件

流木捕捉工部に鋼製部材を用いる場合は，最新の技術情報を収集し，経済性等の比較検討を行い，選定する。

解 説

流木捕捉工の適用にあたっては，最新の技術情報を収集し，経済性等の比較検討を行い，選定する。

表 8-1 流木捕捉工の種類と適用条件

種類	名称	メーカー名	設置可能区域		設計可能形状
			土石 流区 間	掃流 区域	鋼製部の 透過部高さ
鋼 製 流 木 止 め	流木捕捉D-スリット	J F E 建材株式会社		○	2.0～5.0m
	鋼製スリット堰堤A型	日鐵住金建材株式会社		○	2.0～5.0m
	鋼製Δ型スリット	共生機構株式会社		○	2.0～5.0m
	h 型流木捕捉工	株式会社神戸製鋼所		○	2.0～5.0m

* 鋼製砂防構造物設計事例集 平成 23 年 11 月 P.3 を一部加筆

表 8-2 流木捕捉工の種類と適用条件

構造物名	概要	特徴
流木捕捉工Dスリット	断面を三角フレームとし、頭部を連結した構造である。掃流区間および土石流区間の副堰堤上に設置する流木捕捉工である。 	・合理的な構造であり、上部工の重量が削減される。 ・堰堤幅も小さく、基礎コンクリート量で削減できる。
鋼製スリット堰堤A型	鋼管を使用したA形状のフレームをコンクリート基礎に固定したものであり、フレーム高さ2～6mのものが一般的である。 	・鋼管内部にコンクリートを充填することにより、衝撃に対する安全性を高めている。 ・流木または礫の運動エネルギーに対し、フレーム全体の変形により吸収する構造である。 ・フレーム中央部において、左右2分割されるため、現場への搬入を容易に行うことができる。 ・横断方向に梁材がないシンプルな構造であるため、捕捉した流木・礫の除去作業を容易に行うことができる。
鋼製△型スリット	コンクリート充填鋼管による頭部連結および形綱による底部連結構造である。頭部の連結は鋼板で囲んだヘッドフレーム部分が鉄骨とコンクリートによるSRC構造となっている。 	・鋼管同士の接合に鋼材とコンクリートの複合構造を採用している。 ・メインフレームの鋼管を使用し、コンクリートを充填しているため、耐衝撃抵抗力が大きい。 ・鋼管のボルト連結部はすべてコンクリートに埋め込まれているため、流木などの直撃から保護されており、外観上もシンプルな構造である。 ・単体の△型同士は、天端をストラットフレームで連結してあるため、流木や礫などが流れ方向から偏心して衝突した際にも、十分な抵抗性能を有する。
h型流木捕捉工	h型捕捉工は、約φ350mm～φ500mmの鋼管を組み合わせた鋼結構造物である。 	・縦断方向の距離が短いため、天端幅が小さい幅堤や垂直壁にも設置可能である。 ・各部材は支保工無しで自立し、部材の接合はボルト締めのため施工性に優れ、短期間での現場架設が可能である。

* 鋼製砂防構造物設計事例集 平成23年11月 P.7を一部加筆

2.4 全体の安定性の検討

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。

解 説

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として河川砂防技術基準計画編，河川砂防技術基準設計編 第3章によるものとする。なお，単独で設置される流木捕捉工の基礎部も含めたえん堤の高さは，えん堤高さ5m以下（床固工程度）を原則とするが，えん堤高さ5mを超える場合は，以下の点に留意し検討するものとする。

- ・ 流木捕捉工の透過部の高さを出来るだけ低くするように水通し幅を広く取り水深を低くする。
- ・ 基礎厚が厚く基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合には，前庭保護工を検討し安定を確保する。

掃流区間において，流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は，図 8-5に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧の大きさは透過部の閉塞密度（ K_{hw} ）に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw}=1.0$ の静水圧（水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$ ）とする。掃流区間の透過型流木捕捉工の場合，礫による捕捉が生じないように設計するので，堆砂圧は考慮しない。

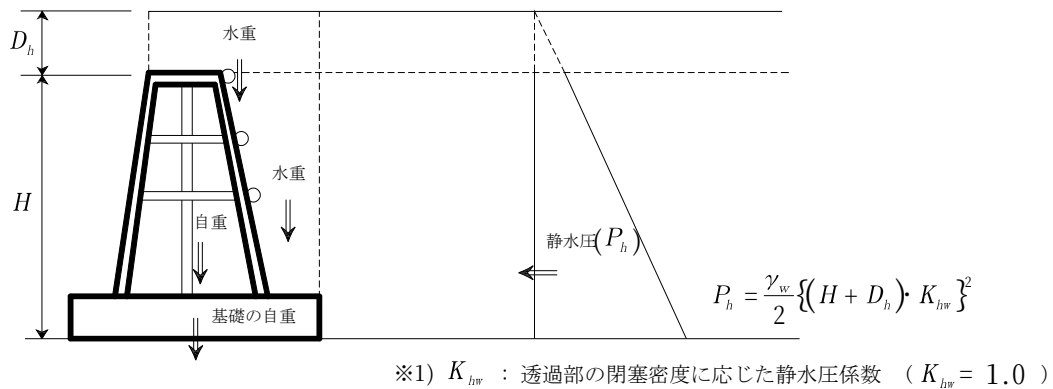


図 8-5 掃流区間の流木捕捉工の閉塞状況

表 8-3 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
えん堤高さ5m以下 (基礎含む)			静水圧

2.5 部材の安定性の検討

掃流区間の流木捕捉工の透過部を構成する部材は、水圧および流木と礫の衝突に対して安全であるように設計する。

解 説

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構成断面は小さく重力式構造ではないので、部材の構造計算を行い、安全性を検証する。

流木の衝突による衝撃力は、本指針第IV編第1章2.4.4（4）安定計算によるものとする。

掃流区間において、透過部を構成する部材の構造計算に用いる設計外力としての流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。流木は長軸が水流の方向と平行に流下し衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2 U_s$$

U_{ss} ：表面流速（m/s）

U_s ：平均流速（m/s）

2.6 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定であるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

解 説

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）設計編 第3章によるものとする。即ち、流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木止め（透過部）の上流側が流木等により完全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型えん堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、前庭保護工を設計する。流木捕捉工は砂防えん堤の副堤にも設置することができる。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木の閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。

3. 流木発生抑止工の設計

掃流区間の流木発生抑止工は溪岸侵食抑制機能を効率的に発揮し、洪水に対して安全であるように設計する。

解 説

掃流区間の流木発生抑止工は、護岸工および溪流保全工と同じ位置に同様の機能を持つように設置するものであるので、設計は河川砂防技術基準（案）設計編第3章に従うものとする。

第9章 砂溜工（遊砂地）

1. 砂溜工（遊砂地）の設計

砂溜工（遊砂地）は、上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減じることができない場合に設けるもので、その設計に当たっては流域の地形・地質・溪床勾配・土砂流出形態等を考慮し、その目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性・経済性・維持管理面等についても考慮するものとする。

解 説

砂溜工（遊砂地）は、流路の一部を拡大して土砂礫を堆積させるもので、土石流の常襲地、扇状地、溪流保全工の上端に設ける場合が多い。

砂溜工（遊砂地）の容量は、予想される堆積土砂量をもとに決定するが、年1回程度の除去作業で機能が回復できる容量以上とすることが望ましく、堆積土砂の除去作業の便を考慮して、搬出路その他の施設の設計を行う。

砂溜工（遊砂地）の平面形状は、地形の特性を考慮して設計するが、角形・将棋駒形・とっくり型・胃袋形がある（図 9-1参照）。

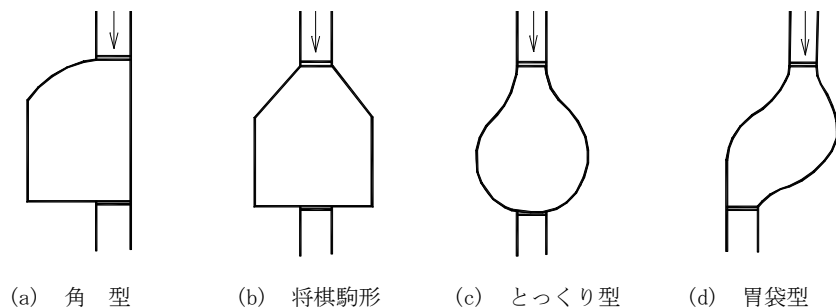


図 9-1 砂溜工（遊砂地）の平面形状の例

砂溜工内の堆積土砂の掘削・除去により上・下流および溪岸に支障を及ぼさないよう、必要に応じて上下流部に砂防えん堤工または床固工を仕切りとして設け、溪床の維持を図る。また、流入部の幅を急に広げると流入部付近に沈砂し、土砂の堆積が上流に進行し、上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになる。溪流の状況、施工位置等によって異なるが、拡幅の角度 θ は経験上 30° 程度が適当とされている（図 9-2参照）。

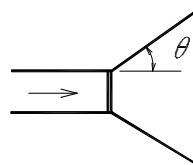


図 9-2 砂溜工（遊砂地）の拡幅角度

第Ⅳ編 設計編：第9章 砂溜工

なお、砂溜工（遊砂地）の設計順序は次のとおりとするのが一般的である。

表 9-1 砂溜工の設計順序

砂溜工（遊砂地）の位置	砂溜工（遊砂地）の形状	貯砂量・土砂除去量	土砂搬出計画 床固工（砂防堰堤）の設計 護岸の設計	その他の施設の設計

砂溜工（遊砂地）は常時は満水していることが予想されるので、その危険性を考え防護柵を設置するものとする。また異常時の対応として必要に応じてポンプ等の設置を行う。

第10章 山腹工

1. 山腹工の設計

山腹工の設計に当たっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安全性・維持管理等についても考慮するものとする。

解 説

山腹工とは、とくしや地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化・侵食・崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものであり、「第Ⅲ編 第2章 2.10 山腹工、2.13山腹工の事例」を参照のうえ設計するものとする。

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工・山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う方法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれのなかに含まれる代表的な工種は、次のとおりである。

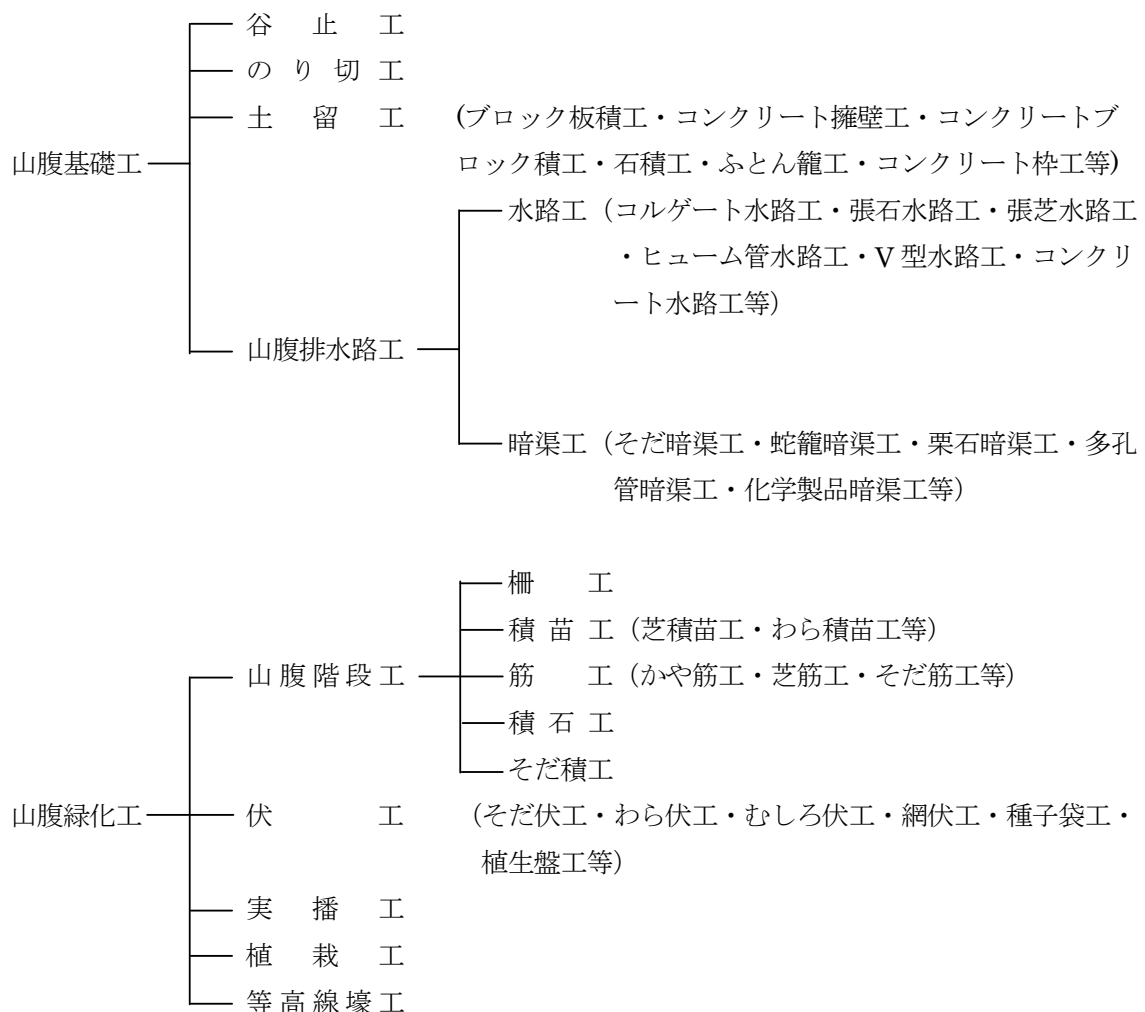


図 10-1 山腹工の代表的工種

第IV編 設計編：第10章 山腹工

山腹工の工種は、一般には次の基準により選定する。

(1) 地質および気象等の環境別工種

表 10-1 地質および気象等の環境別工種

地質区分 気 象	中、古生層地帯	第三、第四紀 地 層 帯	花 崗 岩 地 帯	火山堆積物地帯
一 般 地 帯	渓流工事に重点をおき、山腹工事では土留工を最少限度とする。	崩壊面の土壌は比較的良好であり、植生の導入を積極的にはかる。	客土的要素をもつ山腹緑化工を十分に行う。斜面は侵食されやすいため、被覆を完全に行う。	地形が急峻であるため、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする所もある。
多 雨 地 帯 (年間降水量2,000mm以上)	山腹工事に重点をおくが山腹基礎工事を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ。	山腹基礎工を十分に行う必要がある。	一般地帯に準ずる。	シラス地帯（南九州）がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的效果のある緑化工を行う。
寡 雨 地 帯 (年間降水量1,500mm以上)	一般に荒廃は軽微であり、簡単な筋工等でよい。	山腹緑化工とし、一気を実施する。山腹基礎工は、比較的容易とすることができる。	山腹基礎工は最少限とし、山腹面の緑化に重点をおく。特に客土的緑化工)	
多 雪 地 帯	なだれを考慮した山腹工事を必要とする。	山腹排水路工の施行密度を高くし、完全排水につとめる。	なだれを考慮した山腹緑化工を必要とする。	
凍 土 地 帯	各種の伏工と植生によって、地表を被覆し温度低下を防止する。階段工は破壊されやすいため、できるかぎり施工を避ける。			

(2) 荒廃形態別の工種

設計順序にそって工種の選定を検討すると、次のようになる。

- ① とくしゃ地
- ② 崩壊地

主に乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所（とくしゃ地）では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。

また、山腹の一部の崩落地（崩壊地）においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。

第Ⅳ編 設計編：第10章 山腹工

山腹工の設計は、次の順序で行う。ただし、()内は主として使用される工種である。

① とくしゃ地

谷止工→土留工（ブロック板積工）→のり切工→山腹階段工（積苗工・筋工）→伏工
（そだ伏工・わら伏工・種子袋工・植生盤工）→植栽工

② 崩壊地

谷止工→土留工（コンクリート擁壁工・コンクリートブロック積工）

〔自然復旧の期待できる所〕

山腹工修了

〔自然復旧の期待しにくい所〕

山腹排水路工（コルゲート水路工・そだ暗渠工）→山腹階段工（積苗工・筋工）→
伏工→植栽工

① とくしゃ地

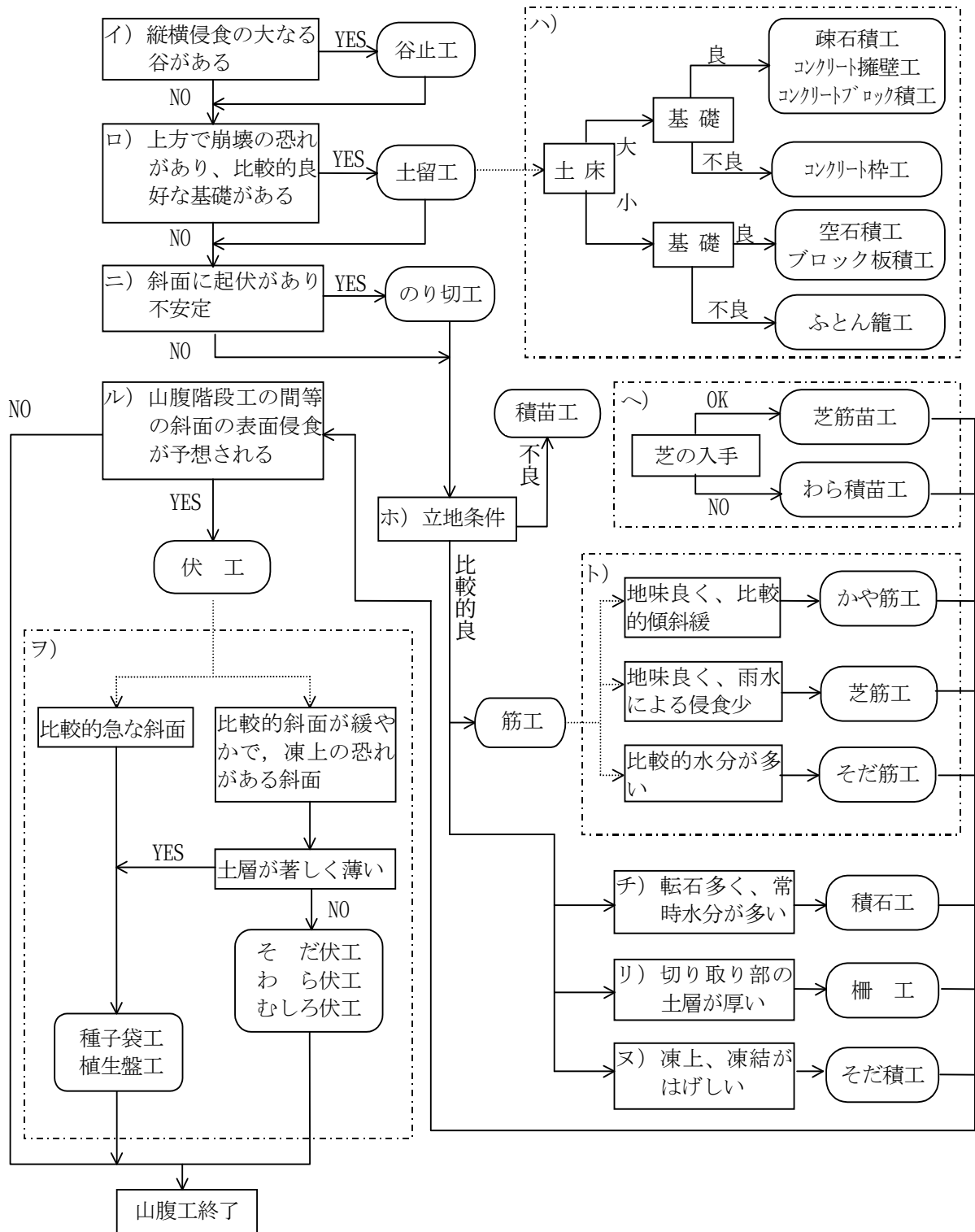


図 10-2 とくしゃ地における山腹工の設計

② 崩壊地

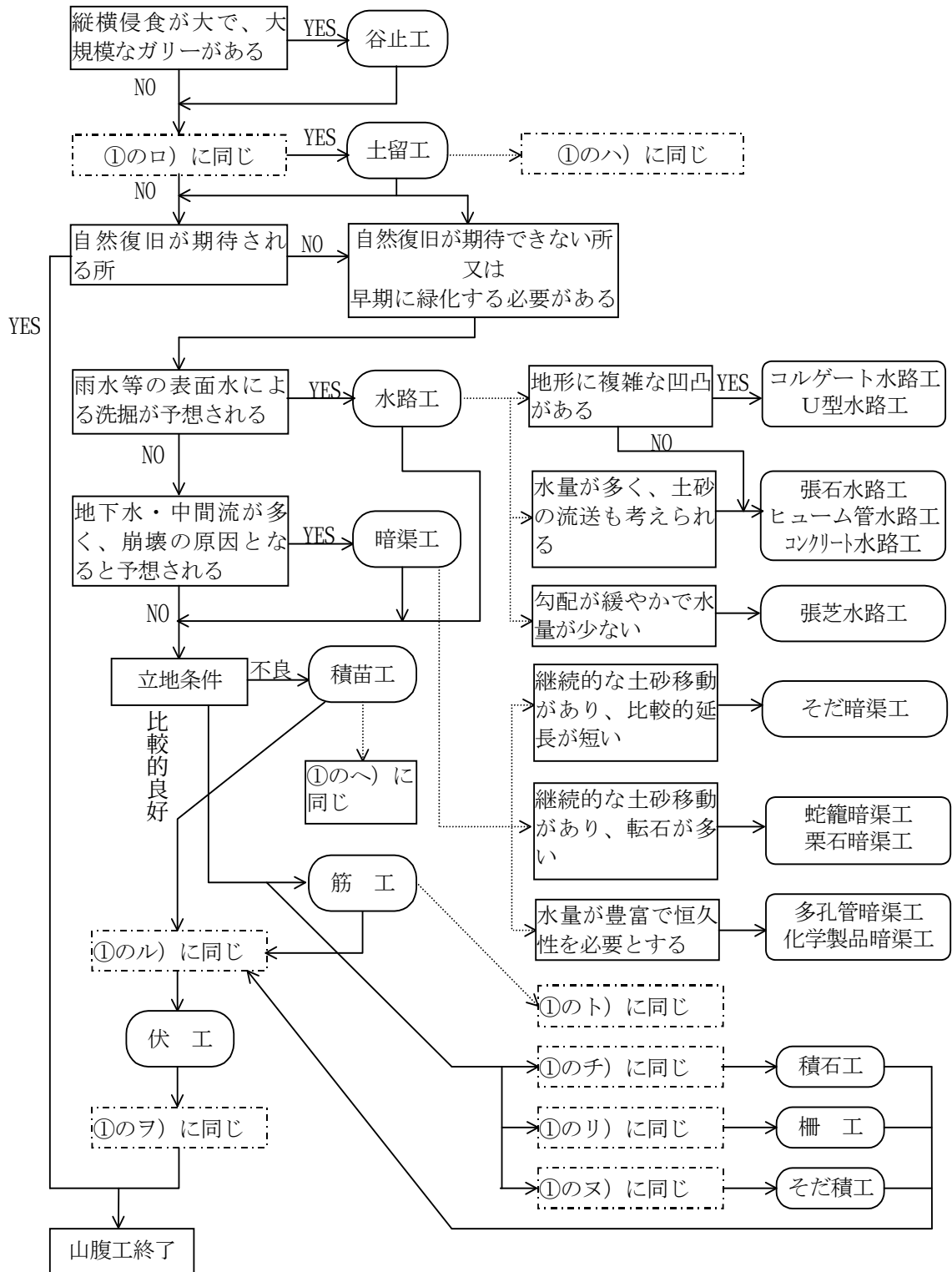


図 10-3 崩壊地における山腹工の設計

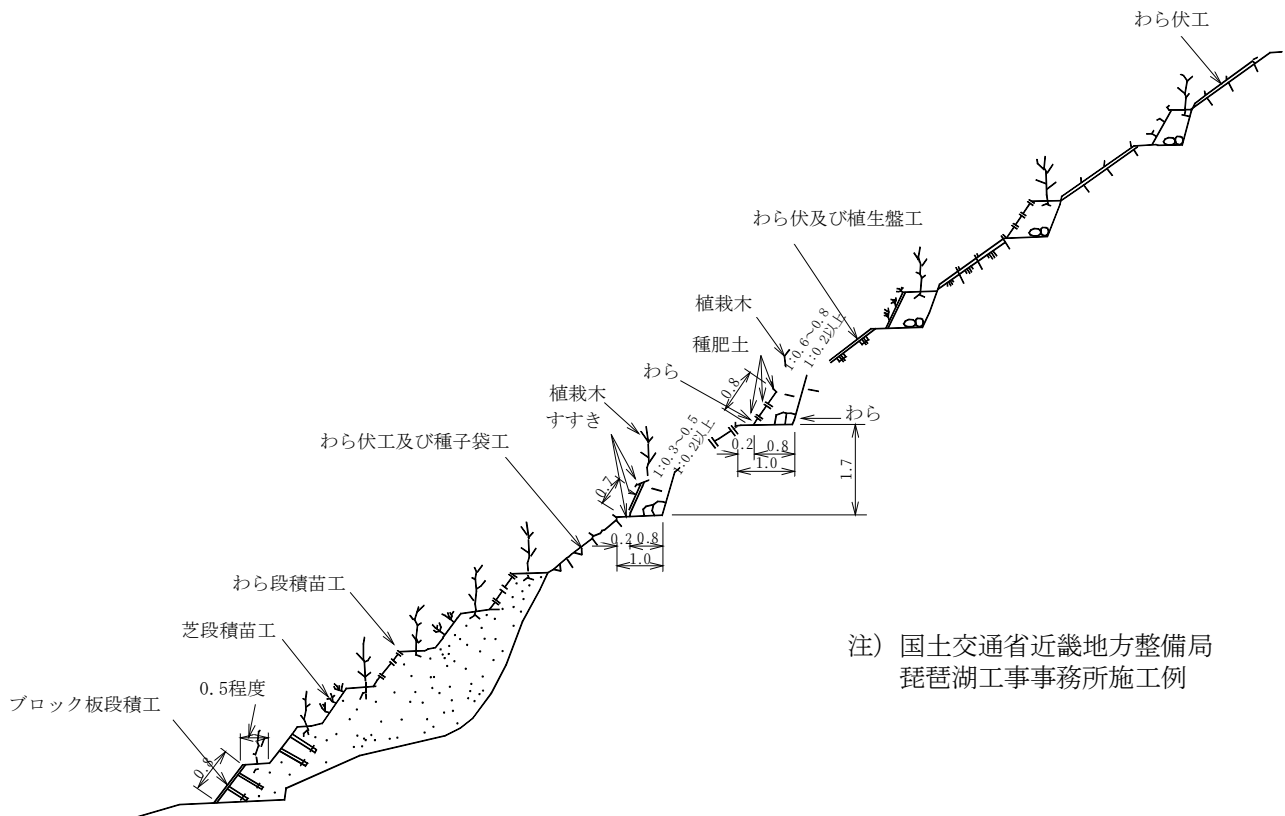


図 10-4 とくしゃ地（施工例）断面図 （単位：m）

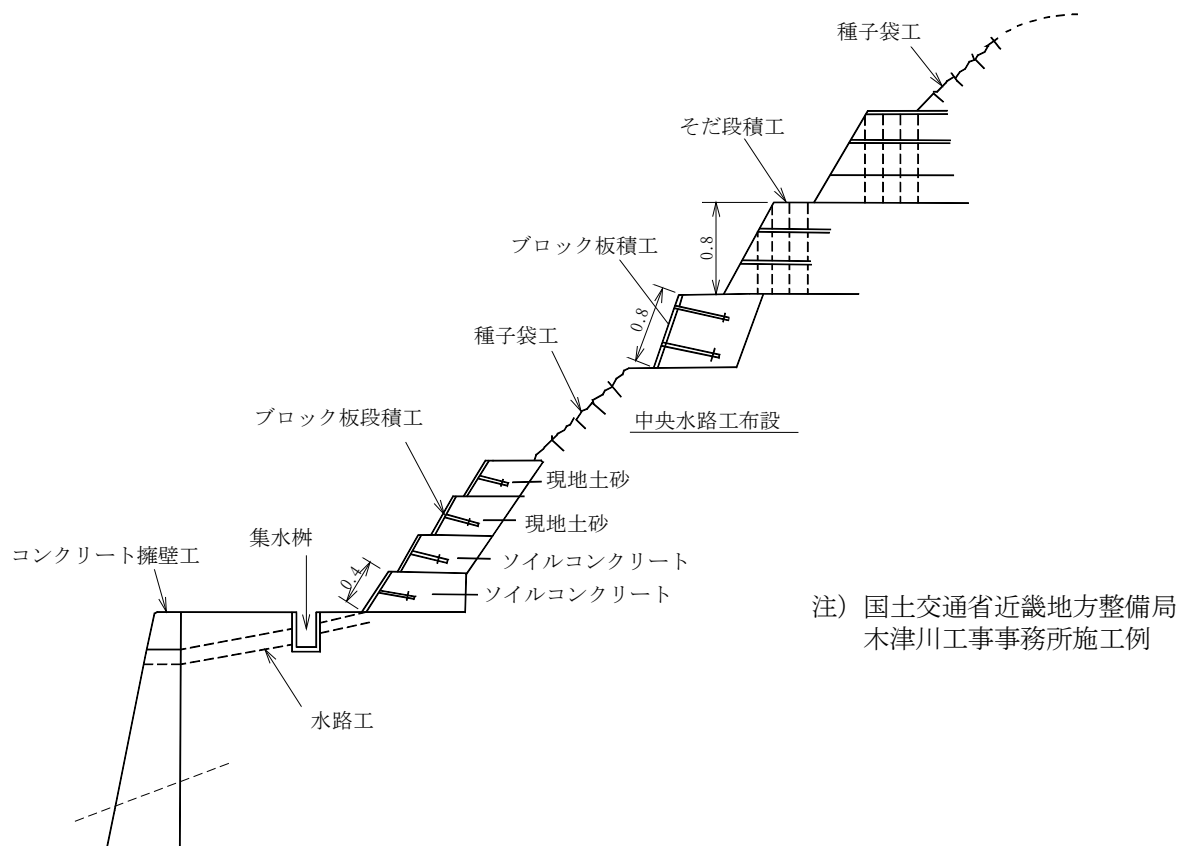


図 10-5 崩壊地（施工例）断面図 （単位：m）

2. 谷止工

谷止工は、「第1章 砂防えん堤 2不透過型砂防えん堤の構造」に準じて設計するものとする。

解 説

谷止工は侵食の規模の大きいとくしゃ地および崩壊地において侵食の防止および他の工作物の基礎とする工法である。

谷止工の設計は、第1章に準ずるものとするが、天端幅については、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、表 10-2に示された値より薄くすることができる。

表 10-2 天 端 幅

天端幅 (m)	1.5 ～ 2.5	3.0 ～ 4.0
溪床構成材料	砂混じり砂利～玉石混じり砂利	玉石～転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較～常時流出土砂の 的少ない地区 流出が多い地区	小規模の土石流～大規模の土石流 発生地区 常襲地区

3. のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

解 説

のり切工とは、山腹斜面に不規則な起伏および急峻な斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を整正して緩傾斜として安定した斜面を造る工法であり、のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1割5分を標準とする。

のり切りが大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押さえ盛土を実施する場合もある。押さえ盛土とは、不規則な起伏や急峻な斜面を安定にするため、石積工や編柵工を基礎として土砂等により盛土して緩斜面を造る工法であり、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は編柵工を基礎とする。

4. 土留工

土留工は、地形・地質・気象等の条件および安全性を考慮して、設計するものとする。

解 説

土留工は、のり切工において堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとするものである。また、とくしや地および崩壊地の斜面が急勾配である場合や上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最小限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

ブロック板積工は、軽量であるため運搬に便利でかつ施工も容易であるが、土圧の大きな箇所には適当でない（図 10-6参照）。

コンクリート擁壁工およびコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きい箇所に使用することができる（図4-2参照）。

石積工には、空石積工と練石積工があり、空石積工は高さ2mを限度とし、のり勾配は5分より急にしないことを標準とする（図 10-7（a）参照）。また、練石積工は高さ3mを限度とし、のり勾配は3分より急にしないことを標準とする（図 10-7（b）参照）。

ふとん籠工は、永久工作物でなく、原則として高さ2m以下とし、止杭は腐朽しにくい樹種を使用し、一般に杭間隔2mを標準とする（図 10-8参照）。

コンクリート杭工は、基礎地盤の不安定な箇所に使用するものとする。

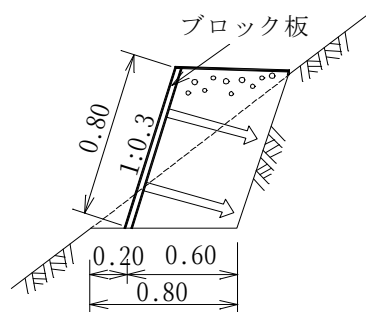


図 10-6 ブロック板積工（単位：m）

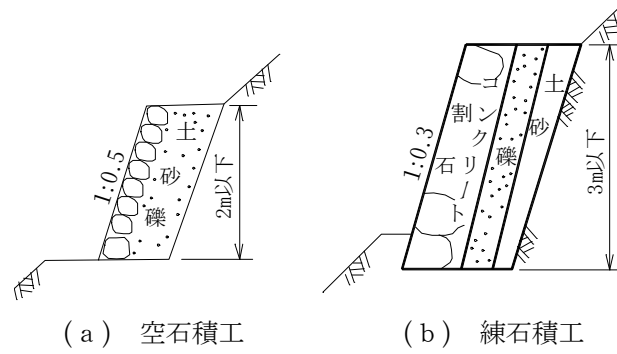


図 10-7 石積工

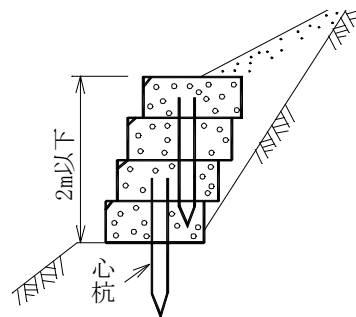


図 10-8 ふとん籠工

5. 水路工

水路工は、流水を速やかにかつ安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計するものとする。

解 説

水路工は流水による斜面の侵食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凹部の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。通水断面は、対象流量を安全に流し得るよう十分に余裕を持たせる。また、水路工の上、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。また、水路長が長い場合には、水路長20～30mごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート・張石・張芝・ヒューム管・コンクリート水路工等に分けられる。

参考に、コルゲート水路工の例を図 10-9に示す。

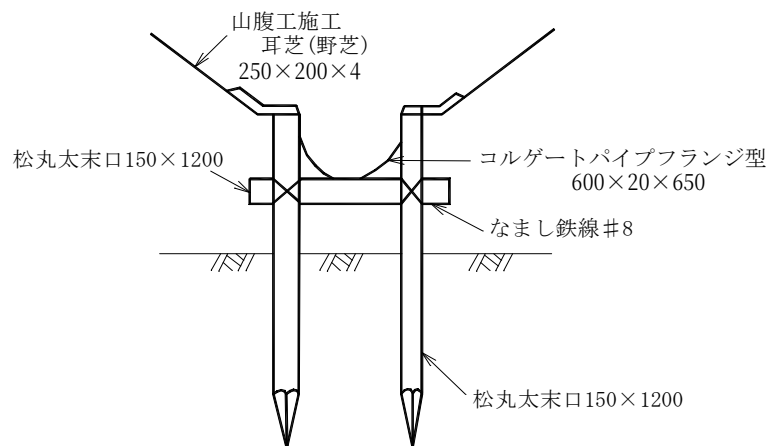


図 10-9 コルゲート水路工の例 （単位：mm）

6. 暗渠工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計するものとする。

解 説

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響を及ぼす恐れのある地下水を排除するために設けるものであり、湿潤な所や湧水の生じる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設けるものとする。

暗渠工の使用材料としては、そだ・蛇籠・栗石・多孔管・化学製品等があり、そだ暗渠工は、小規模な暗渠として使用される。蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒型蛇籠を用いる。栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ、石の径は5～15cmのものを使用している。また、最近では多孔管および化学薬品等を使用することもある。

参考に、蛇籠暗渠工を図 10-10に示す。

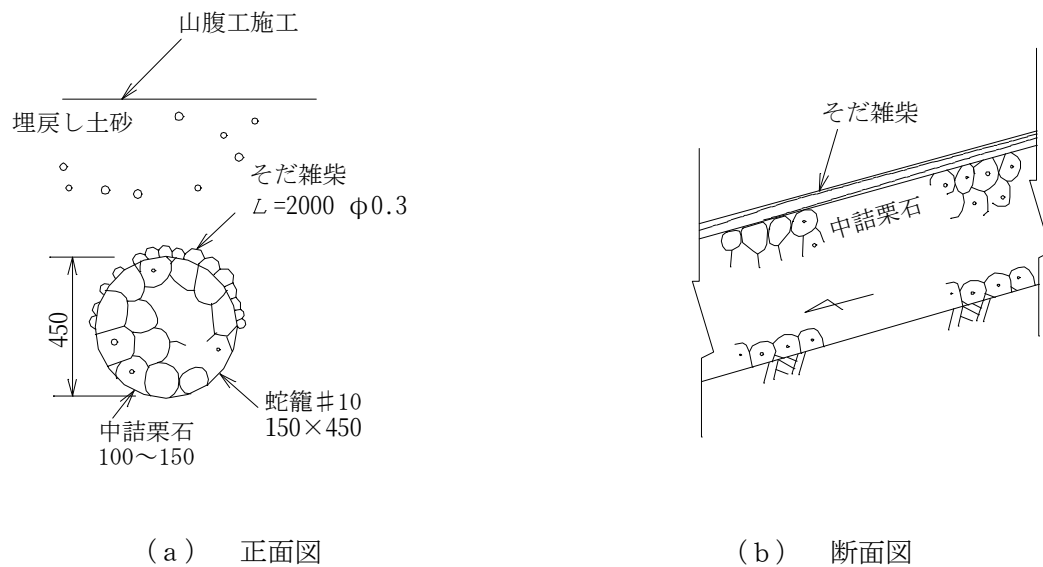


図 10-10 蛇籠暗渠工の例 (単位：mm)

7. 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として設計するものとする。
 なお、柵工は原則として切取り部で使用するものとし、盛土部での使用は避けるものとする。

解 説

柵工は、施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な箇所において用いるものとする。

柵工は、使用材料によって編柵工、コンクリート板柵工等がある。

参考として、編柵工を図 10-11に示す。

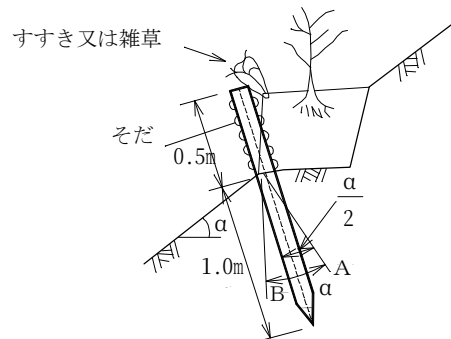


図 10-11 編柵工の例

8. 積苗工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。その工法は、地形・地質・気象等の条件に応じて選定するものとする。

解 説

積苗工は、地山に直高 1.5m程度、幅 1m程度の階段状の段切りを行った後、芝またはわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。

積苗工は、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。芝積苗工は、寡雨・乾燥地帯の荒廃地の積苗工として代表的なものであって、芝の供給可能な場所に適する（図 10-12 (a)参照）。立て芝とする場合は、通常3枚以下とする。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする（図 10-12(b)参照）。

なお、段積苗工とは、積苗工を斜面において階段的に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工するものである。

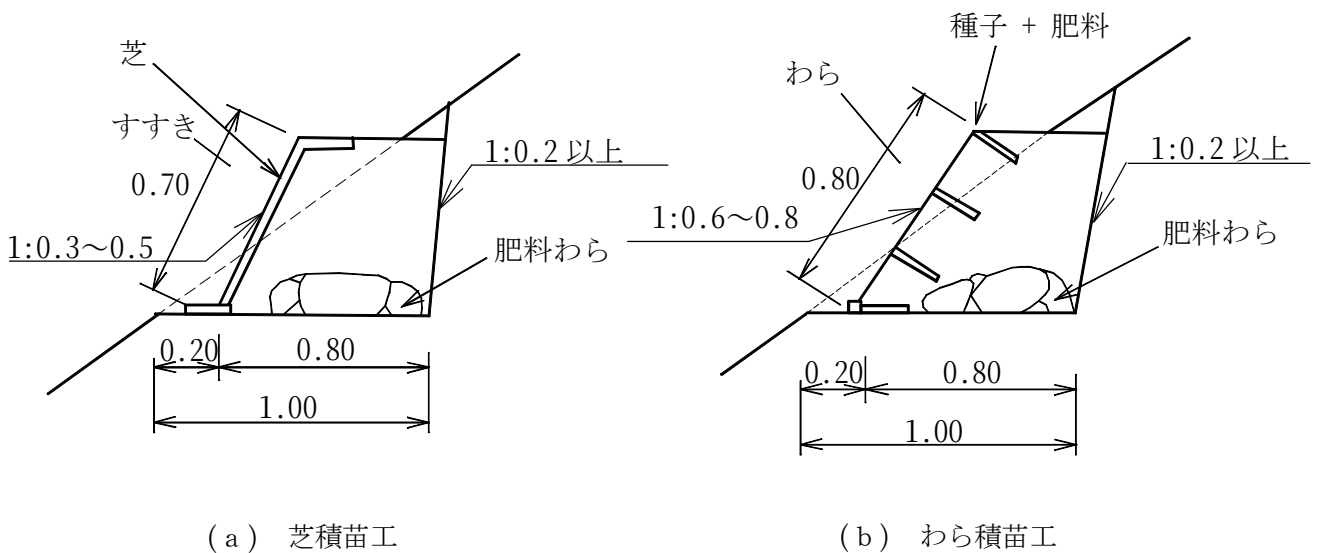


図 10-12 積苗工の例 (単位：m)

9. 筋 工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として設計するものとし、その工法は、地形・地質・気象等の条件に応じて選定するものとする。

解 説

筋工には、使用する材料によってかや筋工・芝筋工・そだ筋工等に分けられる。

かや筋工は、一般に直高1.0～1.5m、階段幅0.4～0.6m、かやを1m当たり0.2～0.3束で施工する。また、地味のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯でかやの生長が期待できる箇所では、階段を設けない場合もある（図 10-13参照）。

芝筋工はとくしや地帯の雨水による侵食の少ない箇所に、かやの筋工の代わりとして施工される（図 10-14参照）。

そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい箇所に施工される。一般にそだ筋工は、直高1.0～1.5m程度、階段幅0.6～0.8m程度、そだの積高40cm程度、そだの長さ40cm程度、そだ束の径10cm程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込みそだの腐朽にそなえるものとする（図 10-15参照）。

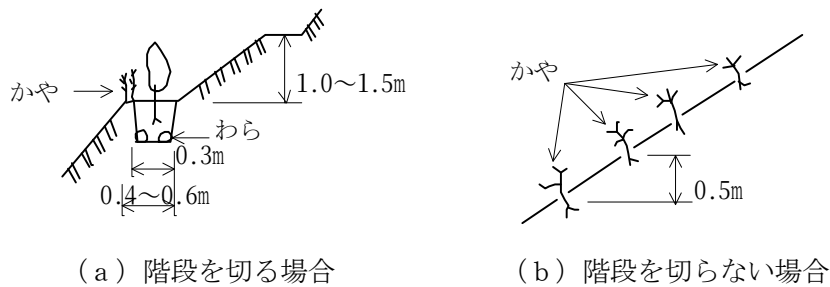


図 10-13 かや筋工

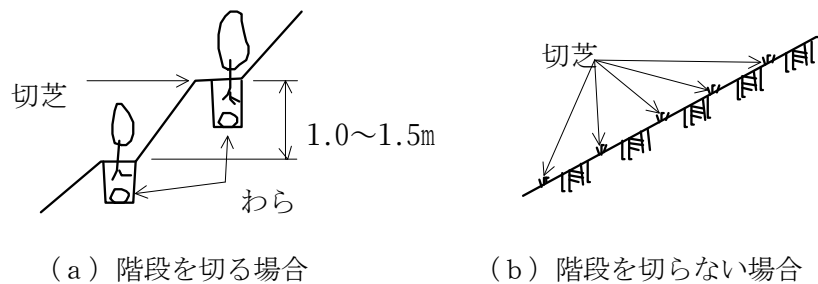


図 10-14 芝筋工

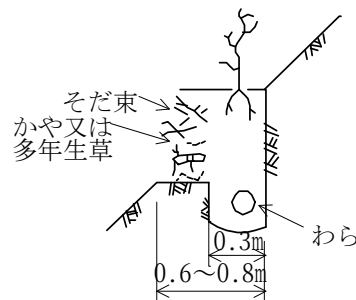


図 10-15 そだ筋工

10. 伏 工

伏工は、積苗工・筋工等の間ののり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形・地質・気象等の条件に応じて選定するものとする。

解 説

伏工には、使用材料によって、そだ伏工・むしろ伏工・網伏工等がある。

伏工は、崩壊地やとくしゃ地においてのり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。この場合、主としてそだ伏工・網伏工を用いる。

また直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的よい箇所では、わら伏工・むしろ伏工等を用いる場合もある。

そだ伏工は一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、または積苗工・筋工等ののり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める箇所に用いる。一般にそだ伏工は、そだを横に並べ、1.0m以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する（図 10-16参照）。

網伏工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適合している。網目の大きさは普通縦径2m、横径4mの菱形とし、接合点およびそだの中間を竹串または杭により固定する（図 10-17参照）。網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある。なお、最近では合成樹脂製品を利用してその中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工等が多く利用されている（図 10-18参照）。

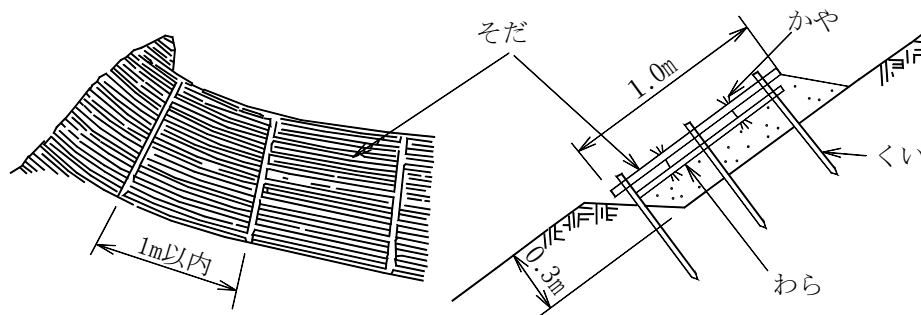


図 10-16 そだ伏工

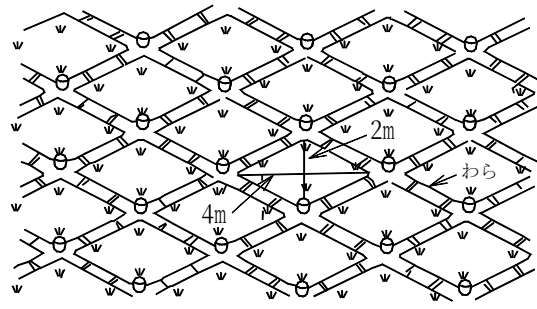


図 10-17 網伏工

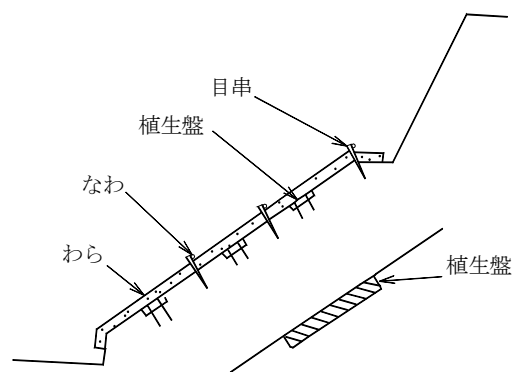


図 10-18 網伏工

11. 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう設計するものとする。

解 説

実播工は草木の種子を直接播き早期に緑化を図ることが目的であり、山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる。実播工として使用する草本類は、周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則として、乾燥地・瘠地に耐えるもの、根系・地上茎がよく繁るもの、再生力が強く多年生であるもの、草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて生長するものを用いる。

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により種子・肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。

実播工に用いる草木は表 10-3を標準とする。

表 10-3 主要山腹砂防用草本類

種 名	成長期間	特 性	耐寒性	耐暑性	耐旱性	耐酸性	求肥性
チカラシバ	多年生	煙害地に適する	中	中	中		小
メドハギ	同		強	強	強		小
イタドリ	同		強	強	強	強	小
ヨモギ	同		強	強	強		小
カルカヤ	同		強	強	強		小
ケンタッキー31フェスク	同	適地性大、常緑	強	中	中	強	大
レッドフェスク	同	寒冷地に適する	強	強	強	強	中
レッドトップ	同	被覆力が大	強	強	強	強	小
チモシー	同	寒さと混地に強い	非常に強	弱	弱	強	大
ウィーピングラブグラス	同	他の草を圧倒する	弱	強	強	強	小
イタリアンライグラス	1～2年	冬期の施工に助長	強	弱	弱	強	大
		種として混合する					
パーミューダグラス	多年生	高温でないと発芽しない	弱	強	強	強	小
ホワイトクローバー	同	いね科の草と混播する	強	弱	弱	中	小
オーチャードグラス	同	耐陰性が特に高い	強	中	中	強	大

12. 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるよう設計するものとする。その工法は、地形・地質・土壌・気象等の条件に応じて選定するものとする。

解 説

植栽工に用いる適木としては、乾燥地・瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに土地を固定するもの、萌芽力のおう盛なもの、諸種の害（病虫害・寒気・旱害・温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。

植栽工に用いる樹木は、表 10-4を標準とする。

（参考 8.1）積石工

積石工は、常時水分の多い所または雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする箇所に適し、山腹に凹凸が多くかつ地質が堅い箇所ののり切土に際して、転石が多い箇所で積苗工の代わりに用いる工法であり、通常石の控え長は 30cm 程度、のり勾配は 3～4 分、積石の高さ 0.5～1.0m、犬走り 15～20cm を標準とする。

積石工は、図 10-19を参考に設計するものとする。

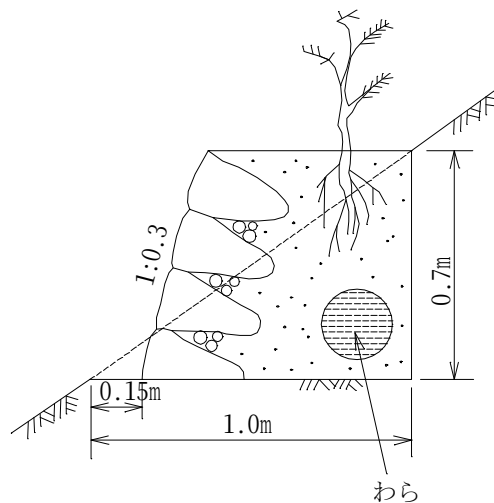


図 10-19 積石工の例

第IV編 設計編：第10章 山腹工

(参考 8.2) そだ積工

そだ積工は、一般に凍上、凍結の激しい地帯で山腹斜面の水分保有量を大きくするために用いる工法で、高さ1.0m程度を標準とする。

そだ積工は、図 10-20を参考に設計するものとする。

表 10-4 主要山腹砂防用樹木類

樹 種 名	適 応 性	造 林 方 法	特 性							
			活 着 力	根 系 の 発 達	耐 せ き 悪 性	耐 乾 性	耐 湿 性	耐 寒 性	耐 陰 性	耐 酸 性
ア カ マ ツ	潮風に弱いから、内陸に用いる	植栽播種	良	良	大	大	小	大	小	
ク ロ マ ツ	最も一般的である	同	良	良	大	大	中	大	小	
ニセアカシア	崩壊地、やや肥沃なはげ山	同	良	良	大	大	小	大	中	小
イダシ ニセアカシア	一般に荒廢地に適するが、強風地、寒冷地は不適	植 栽	良	良	大	大	小	大	小	小
イ タ チ ハ ギ	適応性は最も高い	さ し 木 さ し 木 枝 ま き 播 種	良	良	大	大	小	大	小	中
ヤ マ ハ ギ	イタチハギに準ずる	播種同上	良	不良	大	大	小	大	小	中
ハ ン ノ キ	乾燥に強い	植 栽	良	中	大	大	大	大	小	大
ヤマハンノキ	高冷地に適する	同 上	良	良	大	大	大	大	中	大
ヒメヤシャブシ	寒冷地以外には適する	同 上	良	良	大	大	小	大	小	大
オオバヤシャブシ	大部分の荒廢地に適する	同 上	良	良	大	大	小	大	中	大
ヤ マ モ モ	暖地に適する	同 上	不良	良	大	大	小	大	大	大

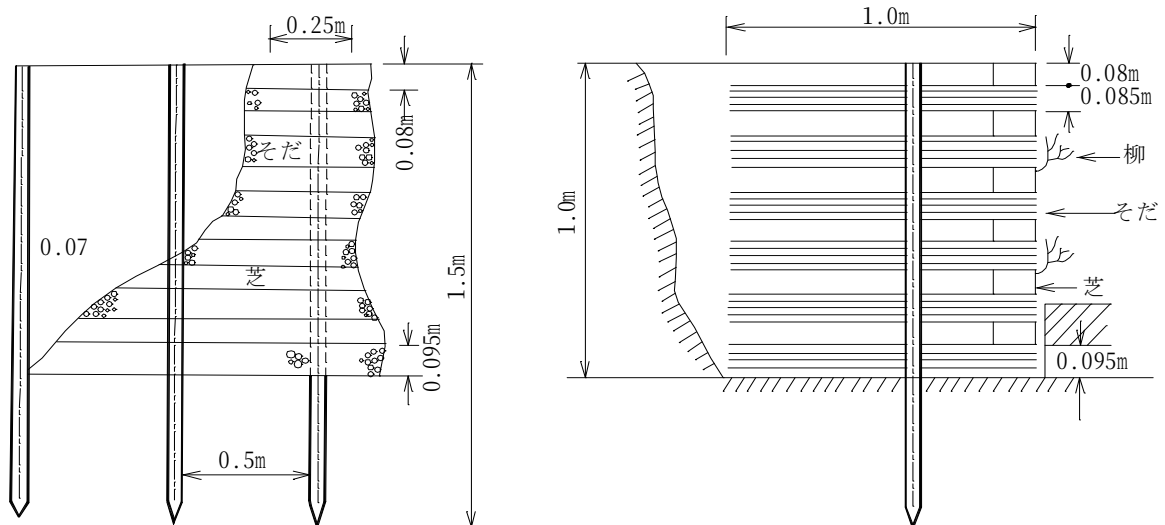


図 10-20 そだ積工の例

(参考 8.3) 等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地等の荒廃地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水・雪等を山腹に滞留、吸収させ、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は6～12mを標準とする。溝は6～12m間隔で間仕切土堤を設けるものとし、その堤高は谷側の溝の土堤より10cm程度低くする。溝の断面は、山腹の傾斜・表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないように十分な断面とする。

溝が比較的大規模な(0.6×0.6m以上)谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切土堤を設けることを標準とする。

等高線壕工は、図 10-21を参考に設計するものとする。

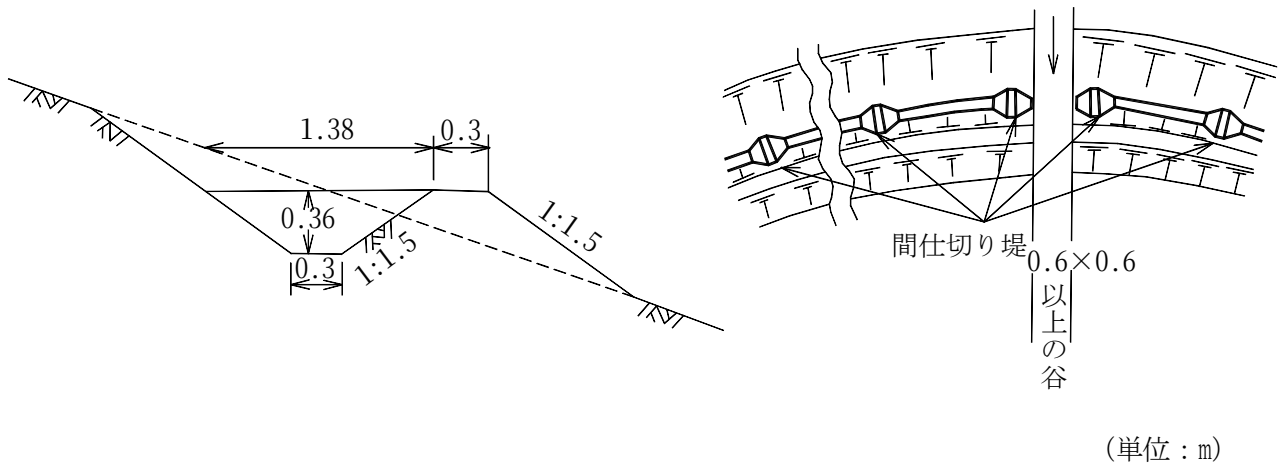


図 10-21 等高線壕工の例

第11章 魚道

＜土木研究所資料第 3530 号 砂防溪流における魚道設置の手引き（案）より抜粋一部加筆＞

1. 魚道の概略設計

1.1 魚道入口・出口の選定

- (1) 魚道入口の選定に当たっては遡上魚が集まっている場所を見極める。
- (2) 魚道出口の選定に当たっては土砂などの堆積による閉塞に注意する。

解 説

- (1) 魚道の入口は、「第Ⅲ編 第4章 2.4 魚道の設計条件の設定」で確認した集魚場所にあわせる。

砂防溪流では溪流幅当りの流砂量が多く、溪流が安定していない場合が少なくない。そのため魚道入口が土砂の堆積によって埋没したり、滞筋が変化して集魚場所が移動し魚道が機能しなくなる場合が生じる。そのような場合には次のような配慮が必要になる。魚道前後の滞筋の連続性を確保するための対策工、例えば水叩きに溝をつける。魚の降下する際には、水叩き地は一定の水深を確保し、水褥地にするのが望ましい。

- (2) 魚道出口に対しても土砂堆積対策を考慮する。

これらは現場の溪流の状況、床固工や砂防えん堤の規模等を総合的に判断して決める。

なお、魚道の入口とは魚道への登り口、魚道内流水の出口と呼び、魚道の出口とは魚道から溪流等への遡上口、魚道内への流入水の取り込み口と呼ぶ。

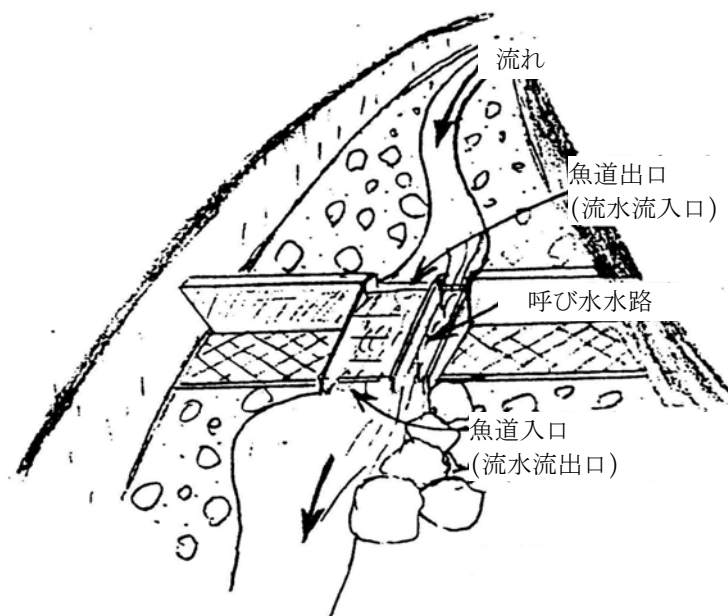


図 11-1 道魚出入口の概念図

1.2 魚道の型式の選定

魚道型式選定に当たっては設計条件などの諸条件に最も適したものを、各魚道型式の特徴を十分理解した上で選定する必要がある。

- (1) 対象とする溪流流量・水位の範囲
- (2) 魚道流量
- (3) 対象魚の遡上能力の限界値
- (4) 立地条件及び経済的条件
- (5) 土砂の移動状況

解 説

設置する魚道の上流端、下流端の位置から魚道の勾配が得られる。収集した水文量の条件を用い、設置可能と思われる魚道の型式を選定し、適当な寸法を想定して水理計算を行い概略の規模を決めることになる。

(1) 対象とする溪流流量・水位の範囲

流量変化の激しい砂防溪流で、魚道が常に機能するように設計することは困難なことである。そこで、魚類の遡上期に有効に機能すると考えられる流量の範囲を設定することとする。

設計対象溪流流量の範囲を大きく設定すると、水位変動幅も大きくなることを念頭において流量範囲を設定しなければならない。

(2) 魚道流量

幾つかの型式の流量の単位幅流量等は以下のようなものである。

①階段式等の越流部を持つ型式の完全越流時の流量

越流水深 (m)	限界水深 (m)	限界流速 (m/s)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
0.100	0.067	0.808	0.054
0.150	0.100	0.990	0.099
0.200	0.133	1.143	0.152
0.250	0.167	1.278	0.213
0.300	0.200	1.400	0.280

②縦 30cm の潜孔の単位幅流量（縮流係数 $C=0.8$ の場合）

越流水深 (m)	潜孔流速 (m/s)	単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
0.050	0.990	0.238
0.100	1.400	0.336
0.150	1.715	0.412
0.200	1.980	0.475
0.250	2.214	0.531
0.300	2.425	0.582

第IV編 設計編：第11章 魚道

③スロット幅 30cm のバーチカルスロットの単位水深当り流量(縮流係数 $C=0.8$ の場合)

落差 Δh (m)	スロット流速 (m/s)	単位水深当り流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
0.050	0.990	0.238
0.100	1.400	0.336
0.150	1.715	0.412
0.200	1.980	0.475
0.250	2.214	0.531
0.300	2.425	0.582

④標準デニールの流速と流量

有効幅 $b=20\text{cm}$ (有効水深 $d=1.5b$ の場合)			有効幅 $b=35\text{cm}$ (有効水深 $d=1.5b$ の場合)		
勾配	代表流速 (m/s)	流量 (m^3/s)	勾配	代表流速 (m/s)	流量 (m^3/s)
1/3 0.333	1.151	0.068	1/3 0.333	1.523	0.277
1/4 0.250	0.997	0.059	1/4 0.250	1.319	0.240
1/5 0.200	0.892	0.053	1/5 0.200	1.179	0.215
1/6 0.167	0.814	0.048	1/6 0.167	1.077	0.196
1/8 0.125	0.705	0.042	1/8 0.125	0.932	0.170
1/10 0.100	0.630	0.037	1/10 0.100	0.834	0.152

(3) 対象魚の遡上能力の限界値

魚類の遊泳速度を魚の体長の倍数で示すと、一般に魚の発揮し得る最大の速度(突進速度)は $10 \times \text{体長}/\text{s}$ 前後、比較的長時間(30分～数時間)疲労することなく泳ぎづけられる速度(巡航速度)は $2 \sim 3 \times \text{体長}/\text{s}$ であると言われるが、体長5～9cmのアユで40～60cm、体長10cmのヤマメで40～50cmとされている。

①対小型の遊泳魚

- ・ヤマメ、イワナ、ウグイ等の巡航速度はアユの8割程度である。
- ・小型魚は遊泳力が弱いので流れの乱れなどにも配慮しなければならない。

②対大型魚

大型魚に対しては型式より規模が問題となることが多い。

- ・流速、流量、水深などが小さすぎると魚道に入りにくくなる。
- ・小型魚では進入が困難な状況でも進入する。

③対底生魚

アユなどの遊泳魚と異なり、カジカ、ヨシノボリやアユカケのように溪床の砂礫の間等を生活の場としている底生魚は、ヨシノボリのように吸盤を持っているものを除くと、極く低い堰でも遡上を阻害される。

- ・階段式魚道の潜孔で対処するためには、潜孔の縦寸法を十分に取った上で、プール間落差をかなり小さくする必要がある。
- ・バーチカルスロット式ではプール間落差をかなり小さくする必要がある。
- ・標準デニール式は、底部流速をかなり小さくする必要がある。
- ・粗石付き斜路は、底生魚の遡上に適している。

④対モクズガニ等

どの型式でも，ロープを用いた補助経路を付加することによって対応可能である。

(4) 立地条件及び経済的条件

- ①総落差が 2 m を超える場合には途中に休息プールが必要になるのでプールタイプが有利である。
- ②直ちに永久工作物としての魚道の設置が困難な場合，当面の措置として簡易型魚道を用いてもよい。

(5) 土砂の移動状況

平常時及び出水時の土砂の移動量並びに粒経を考慮してその溪流に適した形式を「第Ⅲ編 第 4 章 表 4-4 魚道内の土砂流入・堆積特性及び流況」を参考にして選定する。

1.3 魚道の設計

魚道の設計に当たって以下の項目について検討する

- (1) 魚道の設計流量
- (2) 魚道内の水理条件
- (3) 魚道の設置位置・形状

解 説

(1) 魚道の設計流量

魚道が十分な機能を発揮するためには、魚道の上流部及び下流部において、溪流水位や流量の変化に対応できることが必要である。魚道の設計流量は、④ 当該地点の溪流流量データから低水流量相当量の範囲内で魚道の設計流量、あるいは、⑤ 魚類の遡上期及び降下期は比較的春期及び秋期が多く、この期間の平均的な流量を目安とする。

しかし、砂防溪流などでは、これを知るための資料がない場合が多く、何らかの方法で流量を推定することになる。設計流量の決め方としては、以下のものがある。

④時系列データからおおよその設計条件値（あるいはその範囲）を決める簡略法

図 11-2を例にとれば、4月23日の出水時の流量は除外して他の期間の平均値を設計条件の基準値にする方法である。

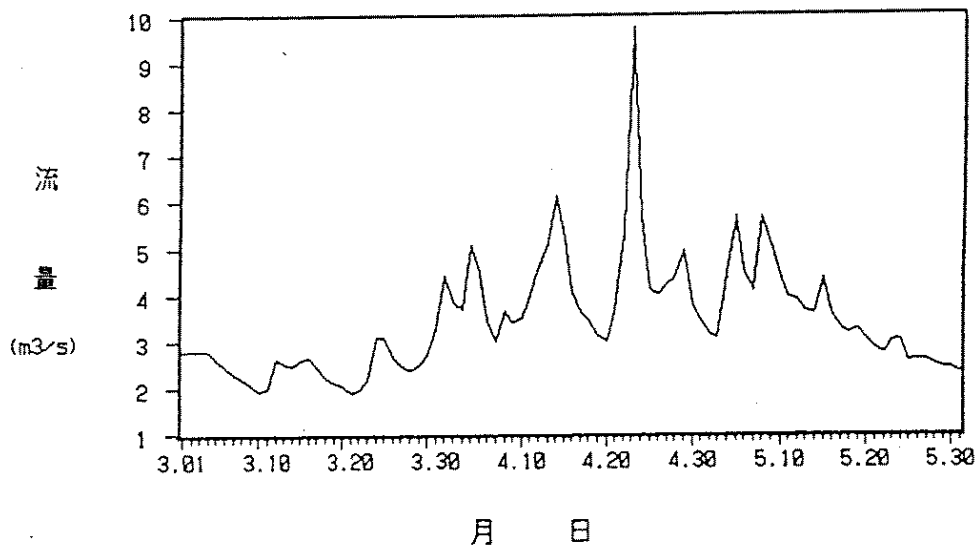


図 11-2 流量の時系列データの一例

- ⑤当該流域の流量資料が得られる地点のデータから比流量を計算して魚道設置地点の流域面積に掛ける等の簡略法。

(2) 魚道内の水理条件

対象魚（「第Ⅲ編 第 4 章 2.2 表 4-1 代表的な魚道対象魚類参照」の体高・遊泳能力によって決まる越流水深、流速等は例えば最も条件の厳しいアユの遡上期についてみると、魚道内の水理条件は対象魚種と遡上期か降下期かによって異なるが、以下のようになる。

- ①魚道の幅全域で流速 1.5m/sec（安全をみれば 1.2m/sec）を超える箇所があつてはならない。水面近くは鳥などに狙われやすいので、できるだけ深い位置で上記以下の流速を維持するのがよい。
- ②魚道内の流速は遡上意欲を失わせるほど小さくしてはならない。
- ③断面平均流速は、魚道内の水面形追跡計算に当たっての境界条件となる断面、即ち支配断面以外では、ほとんど意味をもたない。むしろ、全域で泡だっているような状況にならないようにとか、所々に休息場所を設定するなどの局所流況の設定に心掛ける。

魚道内の水理条件のうち最も重要なものは流速である。魚道に適正な流速は対象魚種と遡上期か降下期かによって異なるが、魚種としては大別してアユ用とサケ・マス用のいずれかに分けることができる。上記流速の上限値は稚アユの遊泳力（その流速に逆らって数分間とどまり得る流速）が根拠となっている。降下期あるいはサケ・マス用は上記の数値の約 1.5 倍が目安となる。④の流速の下限値はアユで 40cm/sec 程度、サケ・マス用で 60cm/sec 程度としてよい。

④は魚道内のある断面で、上限速度を上回るような箇所があると、この断面が壁となって、それ以上の遡上が妨げられる。魚道の縦断方向のいずれの断面においても、少なくとも上限流速以下の部分が必要である。

⑤に関して、著しい泡だちは魚が忌避するので、これが全面に亘るような魚道（たとえば全面越流型）は望ましくない。隔壁、切欠、潜孔などの適当な配置によって、泡だちの少ない比較的静穏な水域（休息場所）を工夫する必要がある。

その他、対象魚種や魚道を含む堰の特殊性、さらには溪流の特性などから魚道及び呼び水の設計流量を種々検討して、最適な値を選択できると考えられる。

魚道を設計する上で必ず必要となる溪流流況としては以下のものが挙げられる。

- ①魚道上流側（出口側）の水位とその変動
- ②下流側（入口側）の水位とその変動
- ③その他、流送土砂量など

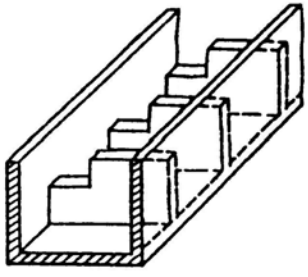
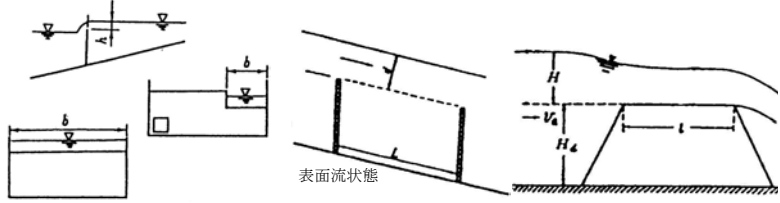
(3) 魚道の設置位置・形状

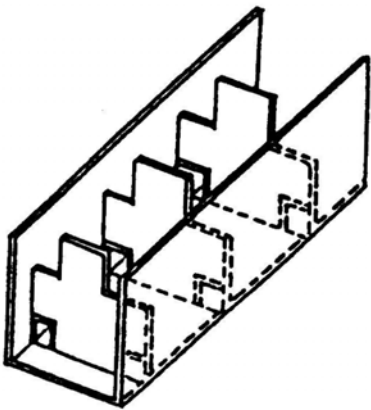
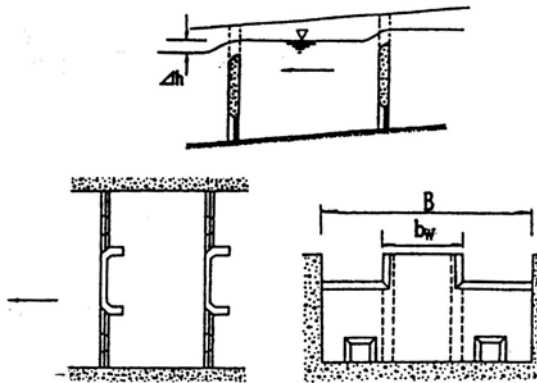
設置する魚道の上流端、下流端の位置から魚道の勾配が得られる。

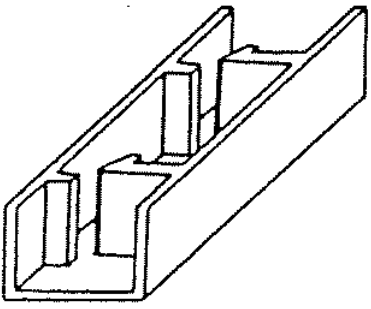
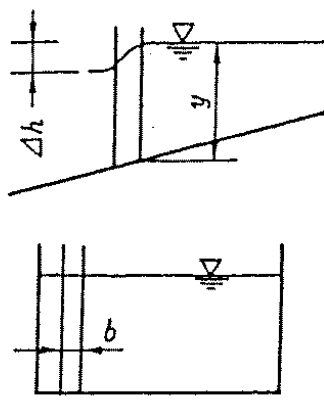
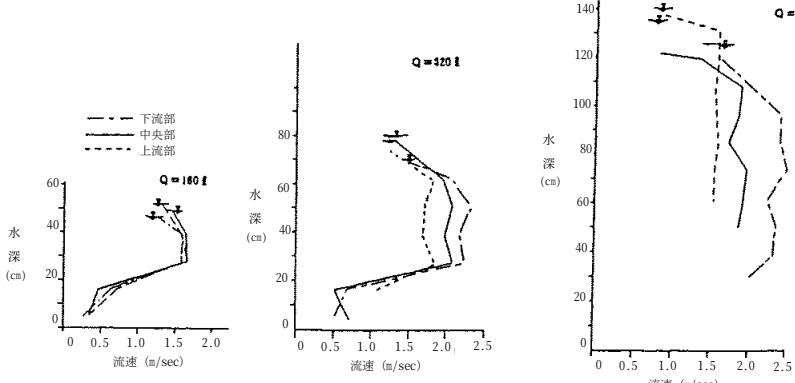
魚道の設置位置を選定する。設置位置としては、特に魚道の入口と出口の位置が適切であるように選定するが、設置可能な位置は検討対象として全て抽出し、設置位置の条件から設置可能な魚道の型式を選定する。

設置する魚道の上流端、下流端の位置から魚道の勾配が得られる。収集した水文量の条件を用い、設置可能と思われる魚道の各型式毎に適当な寸法を想定して水理計算を行い概略の規模を決める（表 11-1～表 11-9参照）。次に上で得た各型式の魚道を比較検討し、最良と思われるものを選定する。

表 11-1 階段式

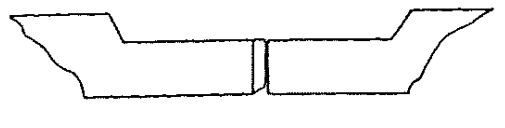
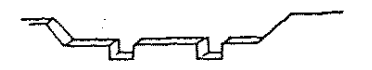
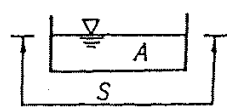
外 観		側面及び横断面図 
流況	水位変動に対して流速，流量とも激変	
計算式	落下流状態 代表流速：越流流速 $\sqrt{2gh/3}$，係数：C_w (概略値 0.61)，流量：$C_w \cdot b \sqrt{gh^3}$ 表面流状態 (但し $4 < L/d < 95$，$5\% < I < 15\%$ の場合) 代表流速：$Q/(b \cdot d)$，流量：$1.5 \cdot b \cdot d \sqrt{gIL}$ 切欠きのある場合には隔壁天端部と切欠き部とに分けて計算する 潜孔部 流速：$\sqrt{2gh}$，係数：C_o (0.65～0.8 程度)，流量：$C_o \cdot a \sqrt{2gh}$ (a：潜孔の面積(m^2))	
長所	・わかりやすく，設計が容易 ・流量が少なく済む ・設計例が多いので安心できる	
短所	・流速，流量ともに水位変化の影響を強く受ける 上流側水位の 10cm 単位の変動が遡上の可否に影響を及ぼす ・切欠き部がない場合，遡上のために何回も水表面に浮上しなければならない ・切欠き部がない場合，プール内に不安定現象が生じ易い (越流水の状態，横波の発生) ・潜孔のない場合，底棲生物の移動は不可能 ・プール内に堆砂しやすい	
留意点	・下記①の理由で，潜孔を付けるときは下向きにして旋回流を抑制する⁽¹⁾ ・下記②の理由で，越流水深から推定される流速や流量以上に水が流れるので設計する際には注意が必要である⁽¹⁾ ・切欠きを設けると水位が低い時にも機能し，魚類の遊泳遡上路 (ジャンプではなく) が確保される ・切欠きはプール内の魚道延長が長い場合には休憩場所を設ける必要がある	
実験・ 現地での 観察 結果	①潜孔がある場合の方が流速が大きく，大きな旋回流が生じる ②潜孔がある場合にはその直下の切欠き部の接近流速が大きくなる ③各プールでのアユの行動範囲は，潜孔のない場合の方が狭い これは潜孔によって出来る旋回流に逆らって遊泳するためである⁽¹⁾ ・土砂流出の多い溪流ではコンクリート隔壁は摩耗に弱いので強度をあげる工夫が必要⁽²⁾ ・アユを用いた急勾配な魚道の実験によると 1/5，1/3 という急勾配魚道でも 1/10 勾配のものに比べれば遡上率は低いが，越流水深が 10cm 程度 (越流流速 1.37～0.83m/s) なら遡上が期待できる⁽³⁾	
メモ	・アユ：側壁際や渦流の影など流速の緩やかなところを遡上 ・既設魚道の流速や流量のチェックが生じた場合，越流水深が浅い時には以下の注意が必要砂防溪流の魚道では隔壁が厚いので越流水深の浅い場合 ($1 > 0.7H$) には広頂堰の式を用いる 代表流速：$v = (I/n)R^{2/3}I^{1/2}$，係数：K (理論値=1.70)，流量：$kb(H + (v^2/2g))^{3/2}$ (1) 中村・高嶋・伊集院：階段式魚道模型内でのアユの挙動，Fishways '90 in Gifu, 1990 (2) 登川魚道現地調査での観察 (3) 原義文他：急勾配な階段式魚道を用いたアユ遡上実験，平成7年度砂防学会研究発表会概要集，1995.5	

外 観		側面及び横断面図 
流況	越流部，潜孔部で速い 越流部：水位変動に対して流速，流量とも激変 潜孔部：流速，流量ともに水位変動の影響を受けにくい	
計算式	越流部 - - - 代表流速：潜孔流量 $\sqrt{2g\Delta h}$ ，係数： C_w (概略値 0.61)，流量： $C_w \cdot b\sqrt{gh^3}$ ($b = B - b_w$) 潜孔部 - - - 代表流速：潜孔流量 $\sqrt{2g\Delta h}$ ，係数： C_o (概略値 0.75)，流量： $C_o \cdot a\sqrt{2g\Delta h}$ 全流量： $Q = Q_w + Q_o$	
長所	・階段式魚道の欠点（プール内の不安定現象）を解消 ・水位が極端に低くなくても機能は維持できる ・大きな潜孔は魚類等の進入を容易にする ・非越流部背面の静穏水域が休息場となる	
短所	・魚道勾配が急な場合は潜孔の流速が速くなり，底棲魚や遊泳力の弱い魚種の遡上は困難となる(2)	
留意点	・潜孔からの流速を低流速とする場合，緩勾配が必要である	
実験・現地での観察結果	・流速：越流部直下流，潜孔出口で速い流れが生じ非越流部下流域で流速の遅い部分が生じる(2) ・アユ：ほとんどが潜孔を遊泳層とし，潜孔通過時には全力で突進しているが出口に到達する確率は低い また阻流部の間に迷い込み出られなくなっているものが多く見られた(3)	
メモ	・我国ではまだ実施事例は少ない 倉見砂防えん堤では地形に沿って曲線的に折返し配置をしている(1) (1) 建設省中部地方建設局：砂防施設における魚道設置事例集，1993.10 (2) 原義文他：デニール式魚道およびアイスハーバー型魚道における遡上特性，平成7年度北陸地建管内技術会研究会論文集，1995.5 (3) 原義文他：デニール式魚道及びアイスハーバー型魚道における遡上特性，平成7年度砂防学会研究発表会概要集，1995.5	

外 観		側面及横断面図	
流況	水位変動に対して流速は不変，流量は比例 プールの水位差だけで流速が決まる（水深は設計流量と想定する水位変動との対応で決まる）		
計算式	代表流速：スロット流速 $\sqrt{2g\Delta h}$ ，係数： C_v （概略値 0.75），流量： $C_v \cdot b \cdot y \sqrt{2g\Delta h}$		
長所	・上流側の水深変化は魚道内の流況をほとんど変化させない ・遡上魚が任意の水位位置を選べる ・階段式よりは堆砂しにくい		
短所	・低流速には緩勾配が必要 このため，設置スペースに限りがある場合には注意を要する		
留意点	・スロット部分での流速（$\sqrt{2g\Delta h}$程度）が対象魚の突進速度以下になるようにプール間の水位差を決める ・魚類等がスロットを回り込むときに負傷しないように面取りを行わなければならない		
実験・現地での観察結果	スロット部の流速：中村⁽¹⁾は，ごく表面部分とごく底部には$\sqrt{2g\Delta h}$よりはあるかに小さい部分があると述べている 土木研究所の模型実験⁽²⁾の流速測定結果も，下図のようにになっている 		
メモ	・スロット部を通り抜けた水が隔壁の裏側に作る渦に魚が迷い込むという実験結果もあるので注意を要する⁽³⁾ （１）中村俊六：魚道の設計理論試案，魚道の設計シンポジウム，（財）ダム水源環境整備センター，1992.2 （２）土木研究所砂防研究室・（財）建設技術研究所：砂防設備に適した魚道形式に関する実験報告書，1993.1 （３）原義文他：デニール式魚道およびアイスハーバー型魚道における遡上特性，平成７年度砂防学会研究発表会概要集，1995.5		

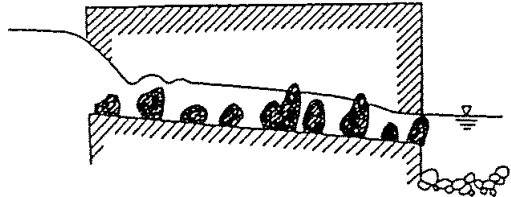
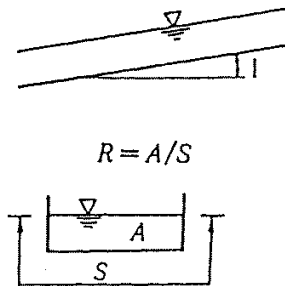
IV-240

表 11-5 スリット式

外 観	ダムのスリット  床固工のスリット 	側面及び横断面図  $R = A/S$ 
流況	水位変動に対し流速，流量とも変化	
計算式	代表流速： $(I/n)R^{2/3}I^{1/2}$ ，粗度係数： n ，流量： $(1/n)\cdot A\cdot V^{2/3}I^{1/2}$	
長所	・底棲生物の移動も可能である ・在来型の魚道に比べて，流水を魚道に集め易い ・えん堤本体のスリットでは土砂流出でスリット部が閉塞しても表流水の働きで，徐々に土砂が掃け，自然に機能を回復する可能性がある ・魚道の維持管理が容易である ・スリット式魚道は本堤に切欠きを設けるだけで済むので，施工性，経済性に優れている	
短所	・同一流量では，従来の魚道に比べて流速が大きくなる ・土砂堆積によりスリット部が閉塞した場合，自然の機能回復には，時間が掛かり，魚道の機能が無となる	
留意点	スリット部に流水が集中する可能性があるので，溪流流量に合わせてスリット幅と個数を設置する必要がある。しかしスリット幅を大きくし過ぎると溪床維持に問題が生じる場合があるので，設置に当たっては十分な検討が必要である。	
実験・現地での観察結果	・床固工のスリット魚道は水深は確保されるが，反面流速が大きくなり，対象流量に制約がある⁽¹⁾ ・床固に複数のスリットを設けておけば，洪水の送流土砂等による閉塞が生じてても全てが閉塞することはないことが確認されている⁽¹⁾	
メモ	えん堤におけるスリット式魚道では，本堤のスリットは水褥池～上流側の移動を容易にするので，望ましいが，副堤に設けると水褥池の水深が確保できなくなるので，副堤には他の形式の魚道を設置するなどの工夫が必要である。	

(1) 阿部彦七：スリット魚道の実験的考察，建設技術研究所所報，(財)建設技術研究所，1991.1

表 11-6 粗石付き斜路、粗石付き斜曲面

外観 	側面 及 横 断 図	 $R = A/S$
流況	水位変動に対し流速・流量とも変化	
計算式	代表流速： $(1/n)R^{2/3}I^{1/2}$ ，係数： n (概略値 0.05)，流量： $(A/n) \cdot R^{2/3}I^{1/2}$	
長所	・堆砂しにくい ・メンテナンスが比較的容易である	
短所	・粗度抵抗の評価が難しいため，流況の予測精度は他の形式に比べかなり低い（人工粗石を規則的に配置する場合にはある程度の評価はできる）	
留意点	・魚道勾配を全面一様とせず縦断，横断とも少しずつ変化させるなどの工夫をすることが必要である	
実験・ 現地での 観察 結果	・流速が大きい，大量の泡が発生している等の流況の乱れが観察されている⁽¹⁾ ・水の流線に沿って石を線状に配置するのが最良の配置である⁽²⁾	
メモ	・水理条件の変動，計算精度を考慮して柔軟な設計を行えば，水理量の変動に対応できる部分の確保が可能である (1) 建設省中部地方建設局：砂防施設における魚道設置事例集，1993.10 (2) Charles P.Mitchell：Fish passage problems in New Zealand, Migrants, Fishway's 95 in Gifu, 1995.10	

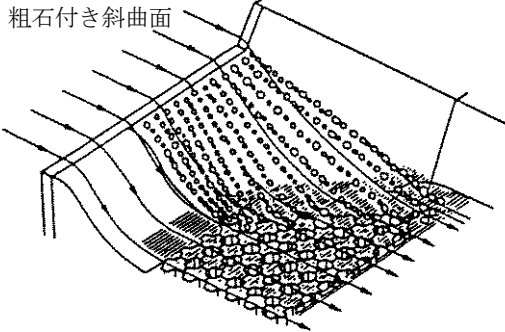
外 観			側 面 及 横 断 図	
	流況 計算式	水位変動に対し流速・流量とも変化 現在のところ流量及び流速分布を与える公式はない		
長所	・越流水の流れが急勾配部に集中し、その結果、緩勾配部に魚類の遡上可能な流れが生じる ・遡上経路の連続性を確保するための流況設定が容易である			
短所	・遡上経路内に十分な休息場を確保することが難しいので落差の大きい構造物への魚道には不向きである			
留意点	・増水時以外では鳥などに狙われ易い状況である			

表 11-7 カルバート式

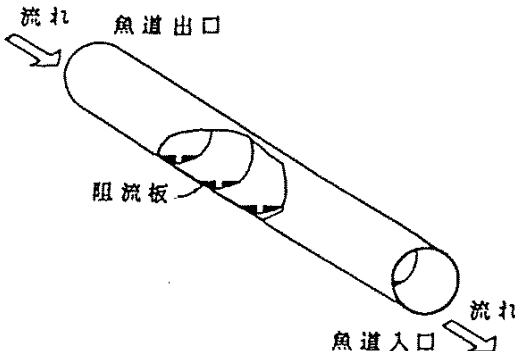
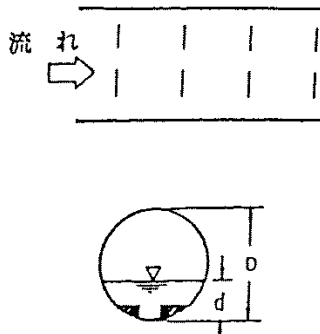
外観			側面及横断面図		
	流況	内部構造により異なる		計算式	代表流速： 係数：α，β（概略値　*），流量： $\alpha(d/D)^{\beta}\sqrt{gID^5}$
長所	魚道のための用地をとらない				
短所	・メンテナンスが困難である ・採光に工夫が必要である				
留意点	低流速には緩勾配が必要				
実験・ 現地での観察結果					
メモ	*：カルバート内の阻流板の設置形状によりα，βが大きく異なる⁽¹⁾ ・この型式は一種の簡易魚道とみることできる ・景観的には採用し難い型式である 蓬沢砂防えん堤には提体背面に設置され、水抜き穴からカルバートに進入する形になっている⁽²⁾ (1) Katopodes, C:Advancing the Art of Engineering Fishways for Upstream Migrants, Fishways'90 in Gifu, 1990.10 (2) 建設省中部地方建設局：砂防施設における魚道設置事例集，1993.10				

表 11-8 らせん式

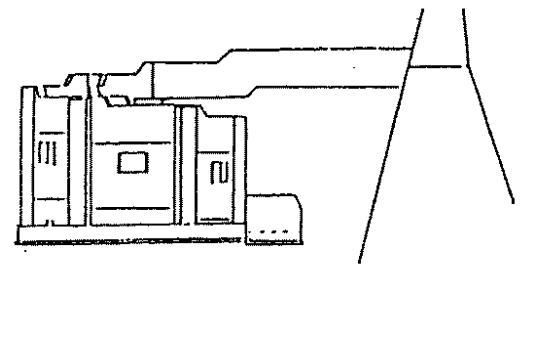
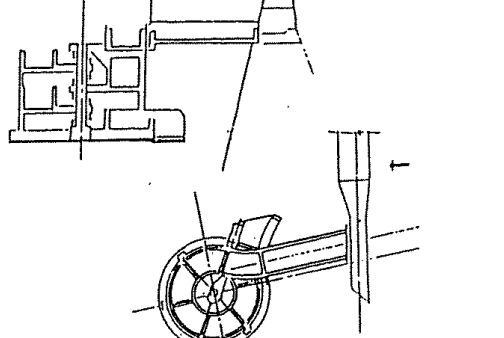
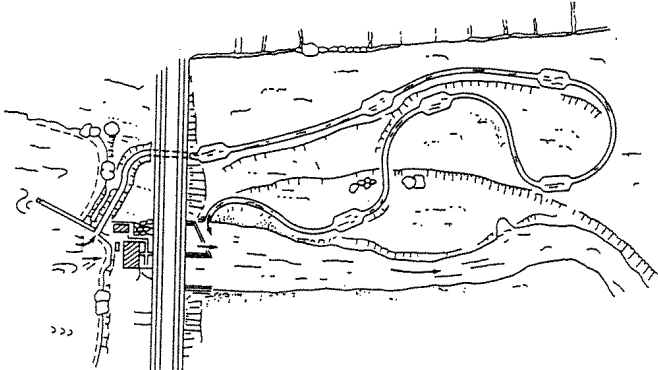
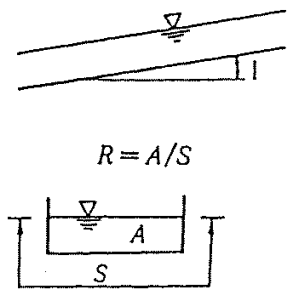
外 観		側面及横断面図 
流況	内部の型式により異なる	
計算式	内部の型式により異なる	
長所	・魚道設置スペースが小さく配置形状の細かい検討が不要である ・既製の部品の組立により設置できる ・施工期間が短くて済む	
短所	・魚道内の堆砂排除が一般の魚道よりも困難である	
留意点	・対象魚種によっては明かりの確保が必要となる	
実験・ 現地での観察結果	内部形状をアイスハーバーとした場合、諏訪ら⁽³⁾の実験および数値解析によれば ・隔壁形状としてアイスハーバー式を用いると、プール内にはよりスムーズな流れが得られ又魚が休息できる適当なよどみも形成される ・潜孔からの流れは勢いが強く、乱れの要因となる場合があるのでその設置位置には注意が必要である ・側壁への堰の取り付け位置を内周よりとすると、プール内にスムーズな流れが形成され、乱流や表面波動の乱れも小さくなる	
メモ	・細野⁽¹⁾によれば 1990 年までに北海道でサケ・マス通路整備事業等で 11 基設置されている岩手県，新潟県に 1 基ずつ設置されている - また中部地方建設局⁽²⁾にも守門川第 2 号えん堤（新潟県），大平川砂防えん堤（北海道，角形のらせん）の例が載っている ・既製品には堆砂の進行に合わせて複数の導水口を持つものは開発されていない (1) 細野成一：らせん式魚道の開発とその施工例，Fishways'90 in Gifu 1990 (2) 建設省中部地方建設局：砂防施設における魚道設置事例集，1993.10 (3) 諏訪他：らせん魚道のプール内流況に関する数値シミュレーション，Fishways'95 in Gifu 1995	

表 11-9 緩勾配バイパス水路

外 観		側 面 及 横 断 図	
流況	水位変動に対して流速，流量とも変化		
計算式	代表流速：断面平均流速 $(1/n)R^{2/3}I^{1/2}$ ，係数： n (概略値 0.05)，流量： $(A/n) \cdot R^{2/3}I^{1/2}$		
長所	・ 緩勾配であるので底棲生物の移動も可能である ・ 景観・親水機能を持つ		
短所	・ 流量，流速の確保が難しく，予測精度が低い ・ 相当勾配を緩くしないと目的とする緩い流速は得られない ・ 砂防施設の周辺に広い用地が必要である		
留意点	・ 長く浅い水路にする場合は水温の上昇や鳥類への対応策などにも留意する必要がある ・ 水路が長くなる場合には休憩用プールが必要である		
実験・ 現地での 観察 結果			
メモ	・ 景観，親水性にも配慮する場合であれば様々な工夫が盛り込める ・ 道観松砂防えん堤（神通川水系蒲田川）では掘削残土を利用して砂防えん堤前面に広場を造りその中に緩勾配水路（魚道）を通し，ミニ公園としている⁽¹⁾ (1) 建設省溪流局砂防課：生態に配慮した砂防事業実施例，1993.12		

第12章 管理用道路

1. 砂防えん堤の管理用道路

管理型砂防えん堤（除石を伴う不透過型および透過型砂防えん堤）には維持管理（除石および巡視）を行うための車両が通行可能な管理用道路を設置する。

解 説

① 構造基準

維持管理を行うための車両が通行可能な法線、幅員とする。

② 基本幅員

原則、有効（舗装）幅員は3.0mとする。ただし、路肩が必要な場合（盛土部における保護路肩および付属施設の設置等）は、別途に設けるものとし、路肩の幅員は0.5mとする。

③ 舗装

管理用道路の碎石の縦流れ防止（表面保護）を目的として舗装を行う。原則、アスファルト舗装とし、縦断勾配が急な際には、コンクリート舗装を検討する（目安は縦断勾配12%以上）。設計C B R 12の場合の舗装厚は以下の構成となる。

＜アスファルト舗装＞

舗装構成 表層厚（密粒AS） $t = 4 \text{ cm}$

路盤厚（RC-40） $t = 10 \text{ cm}$

＜コンクリート舗装＞

舗装構成 表層厚 $t = 15 \text{ cm}$

路盤厚（RC-40） $t = 15 \text{ cm}$

④ その他

- ・市道・林道への移管等、これにより難しい場合は関連部局と協議の上、別途検討する。
- ・原則、管理用道路の出入り口には車止め等を行う。
- ・除石を行うための管理用道路は原則、除石のための重機が堆砂地へ進入可能な位置に設置する。
- ・除石を行うための管理用道路をえん堤直下流までとして除石を行う場合は、除石に必要な重機を堆砂地側に釣り込むための重機の張り出しや旋回に必要なヤードを確保する。

2. 溪流保全工の管理用道路

溪流保全工の維持管理（巡視）を行うための車両が通行可能な管理用道路を設置する。

解 説

① 構造基準

維持管理を行うための車両が通行可能な法線，幅員とする。

② 基本幅員

管理用道路の幅は溪流幅（*H. W. L*）に応じてを標準とする。ただし，接続する一般道路の幅員，人家密集の状況に応じて増減することができる。このときでも，最大幅員は3 m，最小幅員は1 mとする。

表 12-1 管理用道路幅（溪流保全工）

溪流幅（m）	管理用道路幅（m）	
	左岸または右岸	右岸または左岸
10 m未満	3.0	1.0
10 m以上	3.0	3.0

③ 舗装

溪流保全工の管理用道路は原則，舗装しない。

④ その他

- ・市道・林道への移管等，これにより難しい場合は関連部局と協議の上，別途検討する。
- ・原則，管理用道路の出入り口には車止め等を行う。

第Ⅴ編

施工積算・管理編

【 改 定 履 歴 】

目次項目		改定の内容	
旧	新	旧	新
第 1 章 2	第 1 章 2		透過型砂防えん堤の用地買収の範囲を追加 砂防えん堤堆砂敷において、支川がある場合の注意点を追加
	第 1 章 3		砂防ソイルセメントの品質管理を追記（INSEM 工法、ISM 工法）
	第 1 章 5		砂防指定地・設備台帳、各種台帳の作成方法等を追記

第V編 施工積算・管理編 目次

第1章 用地補償	V-1
1. 補償工事	V-1
1.1 付替道路	V-1
1.2 付替橋梁の基本	V-2
1.3 橋梁の設置基準	V-3
1.4 取水工	V-7
1.5 河底横断構造物	V-14
2. 用地買収・補償	V-15
2.1 用地買収の範囲	V-15
2.2 工事用道路・設備地	V-21
2.3 国有林野	V-21
2.4 補償工事にかかる用地の取扱い	V-21
第2章 砂防施設の施工と積算	V-22
1. 砂防施設の施工一般	V-22
1.1 一般事項	V-22
1.2 施工一般	V-22
1.3 材 料	V-24
1.4 砂防工	V-26
2. 砂防設備の各種施工	V-33
2.1 砂防えん堤	V-33
2.2 溪流保全工	V-42
2.3 山腹工	V-42
3. 設計数量	V-43
3.1 えん堤工	V-43
3.2 溪流保全工	V-52
第3章 砂防ソイルセメントの品質管理	V-54
1. I N S E M工法	V-54
1.1 品質管理の基本	V-54
1.2 材料の管理	V-55
1.3 施工時の管理	V-57
1.4 仕上がり材の管理	V-61
1.5 品質管理シート	V-63

2.	I S M工法	V-65
2.1	品質管理の基本	V-65
2.2	攪拌土砂材料管理	V-66
2.3	セメントミルク管理	V-67
2.4	攪拌混合管理	V-68
2.5	圧縮強度管理	V-68
2.6	品質管理シート	V-69
第4章	維持修繕	V-70
1.	砂防施設の維持	V-70
1.1	基本事項	V-70
1.2	えん堤工・床固工	V-70
1.3	溪流保全工・護岸工・水制工	V-76
1.4	砂溜工（遊砂地）	V-78
1.5	砂防施設に接続する他の施設	V-78
1.6	山腹工	V-79
1.7	土石流対策施設	V-81
1.8	流木対策施設	V-81
第5章	管 理	V-82
1.	砂防指定地標識の設置	V-82
2.	砂防環境整備等実施区域の管理	V-87
3.	除石（流木の除去を含む）	V-93
4.	管理（砂防指定地・設備台帳等,各種台帳の作成方法等）	V-94

第1章 用地補償

1. 補償工事

砂防工事の施工に伴って既存の道路・橋梁・水路等の施設の撤去を要し、また効力を失う等の場合は、補償工事として計画できる。補償工事は完成後すみやかに元の管理者に引き継がねばならない。

補償工事は原則として原形，あるいはその効用の範囲内にとどめ，過大な計画をしてはならない。

1.1 付替道路

1. 幅員は在来道路幅員とする。(改良とならないこと。)
2. 縦断勾配・曲線半径等については，付替対象部分のみでなく前後とのバランスがとれるよう配慮しなければならない。
3. えん堤工上流部分の付替道路は（平常時堆砂線＋ $H.W.L$ 線＋余裕高線）より高い位置に計画する。計画堆砂高が，これより高くなる上流区間は，計画堆砂高より高い位置に（付替道路を）計画する。
4. できる限り切土，盛土のバランスがとれる法線を検討する。
5. 危険と思われる箇所には，ガードレール等の安全施設を設ける。

解 説

- ① 砂防えん堤による付替道路の場合，縦断勾配が急になることがあるが，在来道路の規格基準及び使用状況を考慮し縦断勾配を決定すること。
 - ② 在来道路が未舗装の場合に付替縦断勾配が急で維持管理上道路管理者の負担が著しく増える場合は，道路管理者と協議の上，必要に応じ舗装工を実施してもよい。
- (1) 余裕高線が計画堆砂線より高い堆砂区間

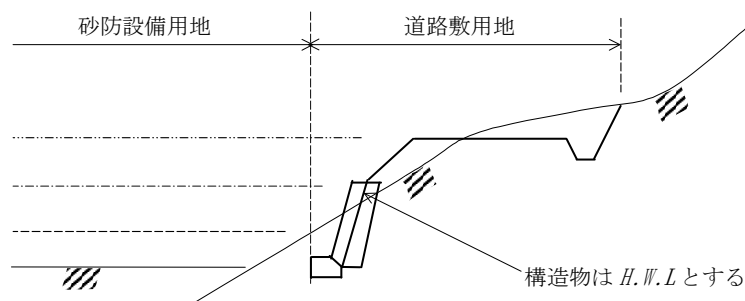


図 1-1 (1) 付替道路の位置

(2) 計画堆砂線が余裕高線より高くなる上流堆砂区間

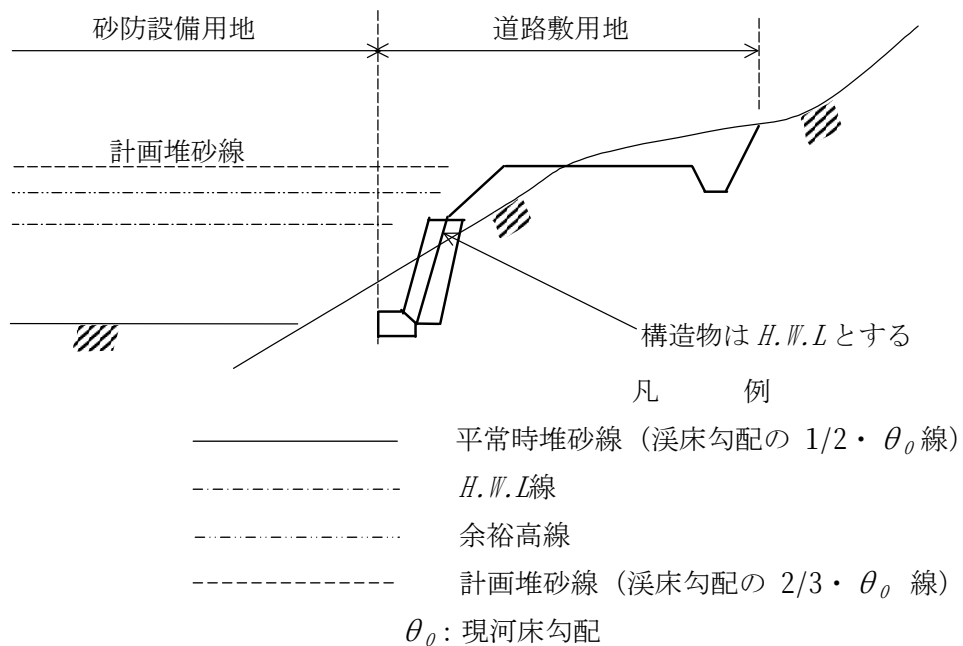


図 1-1(2) 付替道路の位置

1.2 付替橋梁の基本

1. 橋梁架替えの場合は原形幅員までとし、法線改良に伴う新設橋梁幅員は、前後の道路幅員までとする。
2. 設計荷重及び構造は橋梁管理者と協議の上決定する。

解 説

(1) 橋梁管理者との協議

橋梁の付替を必要とする場合は、事前に当該橋梁管理者に橋梁の拡幅や質的改良の意向を照会すること。

拡幅等の意向のある場合は、「河川工事又は道路工事により必要となる橋梁及び取付道路の工事費用の負担について（昭和43年8月）」による工事費用等の負担協議を行うこと。

また拡幅等の意向がない場合は、現在の機能補償を基本として設計を行うこと。

(2) 橋梁の統廃合

橋梁等の横断構造物はなるべく少ない方が好ましいので、橋梁の統廃合を検討すること。橋梁を統廃合する場合は、耐荷重が同等のものを対象として、拡幅によって設計荷重以上のものが通過しないまでの幅員を限度とする。

(3) 私道橋

私道橋等で、相手方に経費の負担能力がない場合は、機能補償として最小限の構造（H鋼桁＋覆工板もしくは、コンクリート床版）とすること。

1.3 橋梁の設置基準

橋梁の設置にあたっては、「河川管理施設等構造令」及び「砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準（案）」（第Ⅰ編第4章4 参照）に準拠する。

解 説

砂防で溪流保全工を実施する河川は急勾配で溪流構成礫径も大きく、水理条件が悪いうえに洪水時には流木等が流下してくる恐れが多いため、橋梁に流木等が詰まって災害の原因となりやすいので以下の配慮が必要である。

（1）余裕高

河川としての余裕高に 0.5m 以上加えた高さをとることを原則とする。

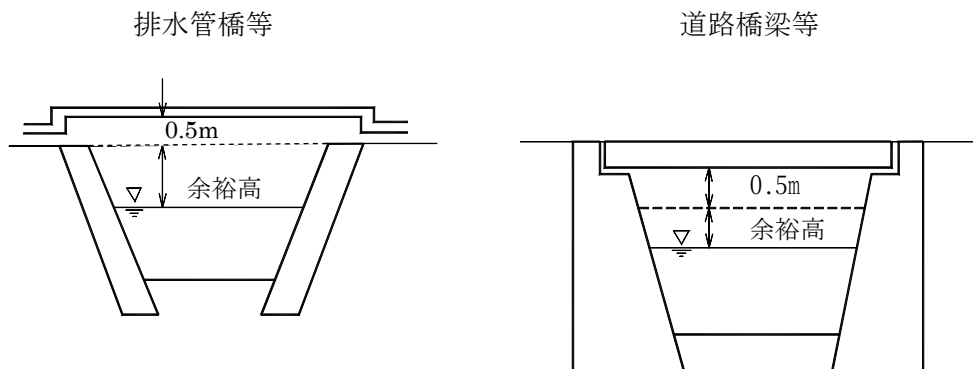


図 1-2 橋梁の余裕高

（2）支間長

支間長（斜橋又は曲橋の場合には洪水時の流水方向に直角に測った長さとする）は計画高水流量・流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が 500m³/sec 未満の溪流では 15m 以上、500m³/sec 以上 2,000 m³/sec 未満の河川では 20m 以上とすること。

ただし、高水位法線の幅が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚をもうけないものとする。

（3）橋 台

橋台は、護岸と分離した自立式構造を原則とする。

ただし 1 車線道路で、地形・用地等の状況からやむを得ない場合は、護岸兼用橋台とすることができる。

また、支間長 5m 以下で幅員が 2.5m 未満の橋梁においては、簡易な橋台としてもよい。ただし、上記によりがたい場合は、砂防課と協議すること。

① 護岸と橋台を分離させる場合

橋台の底面は、堤防地盤線以下とするとともに護岸掘削線以下とする。（掘込み河川の場合における「堤防地盤線」は管理幅最遠点と河床を結ぶ線とする。）

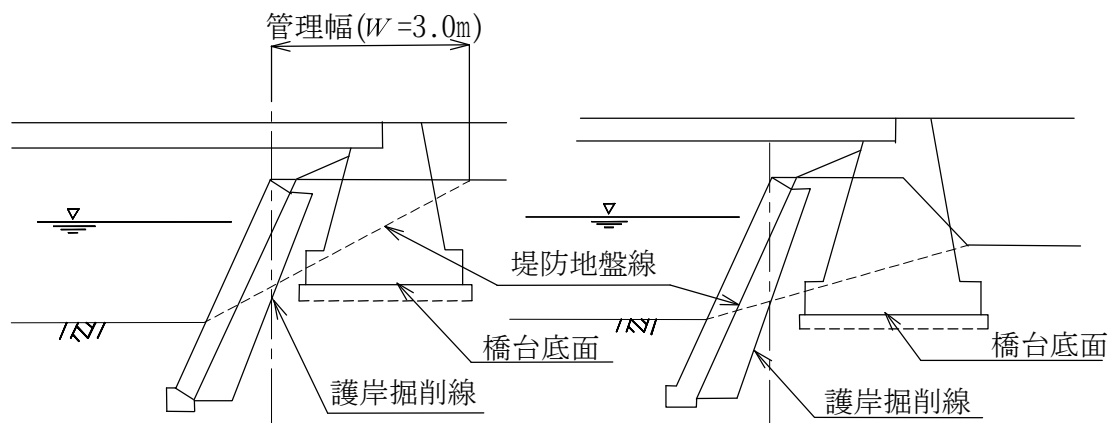


図 1-3 護岸と橋台を分離する場合の基本構造

② 護岸兼用橋台の場合

(a) 二面張の場合

橋台の底面は、下流側護岸の基礎の底面と同高とする。ただし、橋台自身の安定上必要な場合はそれ以下としてよい。

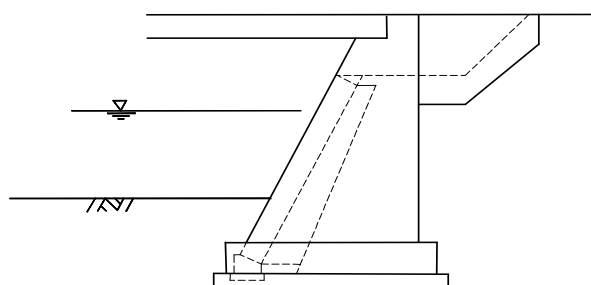


図 1-4 護岸兼用橋台の場合の基本構造（二面張）

(b) 三面張の場合

三面張の溪流保全工内に設置される橋台の根入れは、橋台自身の安定上やむを得ない場合、岩着の場合、その他これにより難い場合以外については、下流側の計画溪床高より 1.0m 低くするものとする。

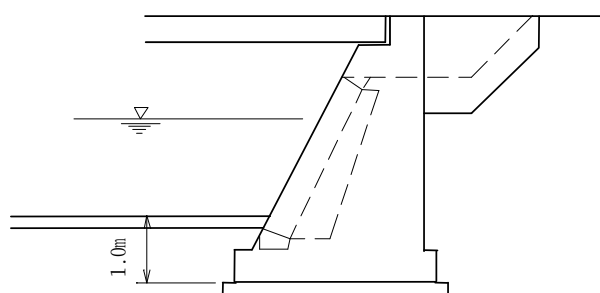


図 1-5 護岸兼用橋台の場合の基本構造（三面張）

③簡易な橋台の場合

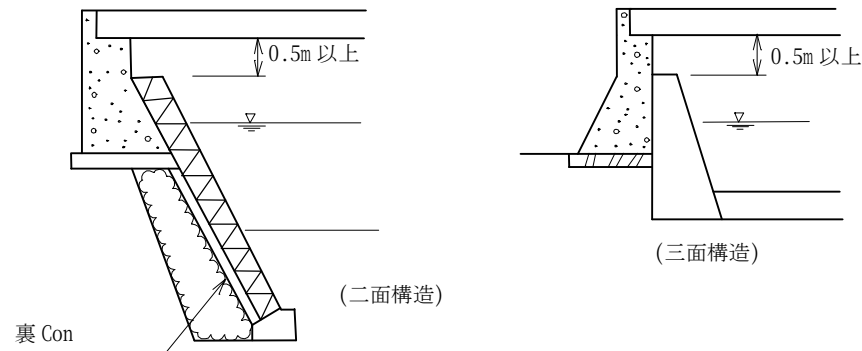


図 1-6 簡易な橋台の場合の基本構造

(4) 橋 脚

橋脚の形状は原則として、小判型または円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。

底版の上面の高さは原則として、計画溪床高より 2m 以上深くするものとし、最深溪床高が計画溪床高より 2m 以上低い場合は最深溪床高以下とする。

ただし直下流に床固・帯工等の溪床低下防止工が存在する場合、または基礎が岩盤である場合はこの限りではない。

(5) 幅員および設計荷重

橋梁架替えの場合は現況幅員までとし、法線改良に伴う新設橋梁幅員は、前後の道路幅員までとする。設計荷重は、現況橋梁の設計時に想定した自動車荷重の大きさとする。

相互に関連する砂防工事、または道路工事により必要となる橋梁および取付道路の質的改良、または拡幅に要する費用は、砂防施設管理者および道路管理者が相互に負担するものとする。

負担方法は、「砂防工事又は道路工事により必要となる橋梁及び取付道路の工事費用の負担について」(昭和 44 年 6 月 5 日付建設省河砂発第 36 号)、「河川工事又道路工事により必要となる橋梁および取付道路の工事費用の負担について」(平成 6 年 7 月 18 日付建設省河砂発第 39 号)によるものとする。

(6) 位 置

橋梁の架橋位置は溪流の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点・水衝部・溪床勾配の変化点・湾曲部はできる限りさけるものとする。

また、床固工の上下流 15m 程度は橋梁工の設置を避けるほうが望ましい。ただし、地形・用地等の状況からやむを得ない場合でも、床固工本堤から 5m 以上離して橋梁を設置するものとする。

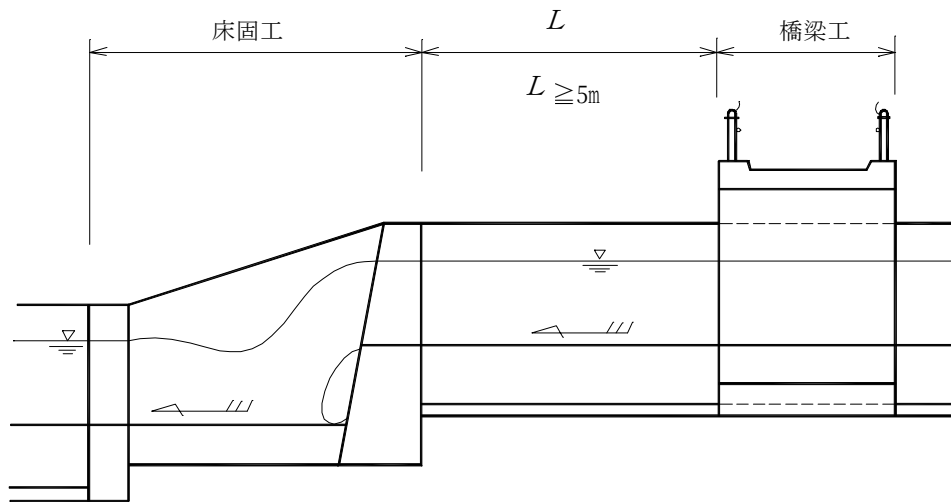


図 1-7 橋梁と床固工の位置関係

(7) 方 向

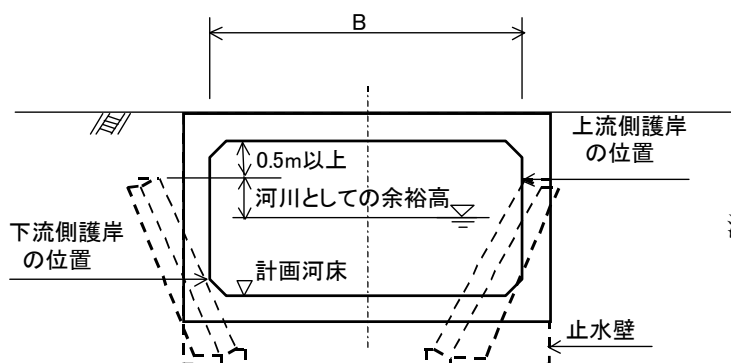
橋梁の方向は原則として洪水時の流心方向と直角にするものとする。地形・用地等によりやむを得ず斜橋となる場合でも、3 径間以上で横過する場合は河川を中心線と道路の中心線の交角は極力 60 度を越える角度で交差させる様努めるものとする。

(8) 暗 渠

道路等が河川を横断する場合の横断構造物は、橋梁を原則とするが地形上やむを得ない場合は、暗渠（ボックスカルバート等）にしてもよいものとする。

ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用を避けるものとする。やむを得ず使用する場合は、管理部分を付加するものとする。

ボックスカルバートは、一般に現場打を標準とし、その構造は建設省土木構造標準設計によるものとする。



注 1) ボックスカルバートの上下流端には、洗掘に対処するため厚 0.5m 程度の止水壁を設けるもえのとし、2 面張の場合、下流側に護床工を設けるものとする。

注 2) 下流側の河床幅 B は、 $3B$ 程度の距離で計画河床幅にすりつけるものとする。

図 1-8 ボックスカルバートの上部に盛土がない場合

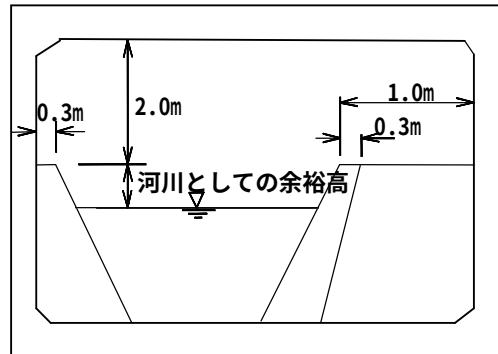


図 1-9 ボックスカルバートの上部に盛土がある場合

1.4 取水工

溪流保全工を設置する溪流に既設の取水口等がある場合は、その補償工事として取水工を設置するものとする。

解 説

河川管理施設等構造令では水路方式として堤外水路を極力避けるよう規定している。

しかし、砂防の場合の溪流保全工は堀込み方式を原則としているため、堤内水路とすると水路が暗渠化したり深い開水路となるため維持管理が困難となり、堤外水路とする場合がある。

取水工を設計する場合には、次点に留意する。

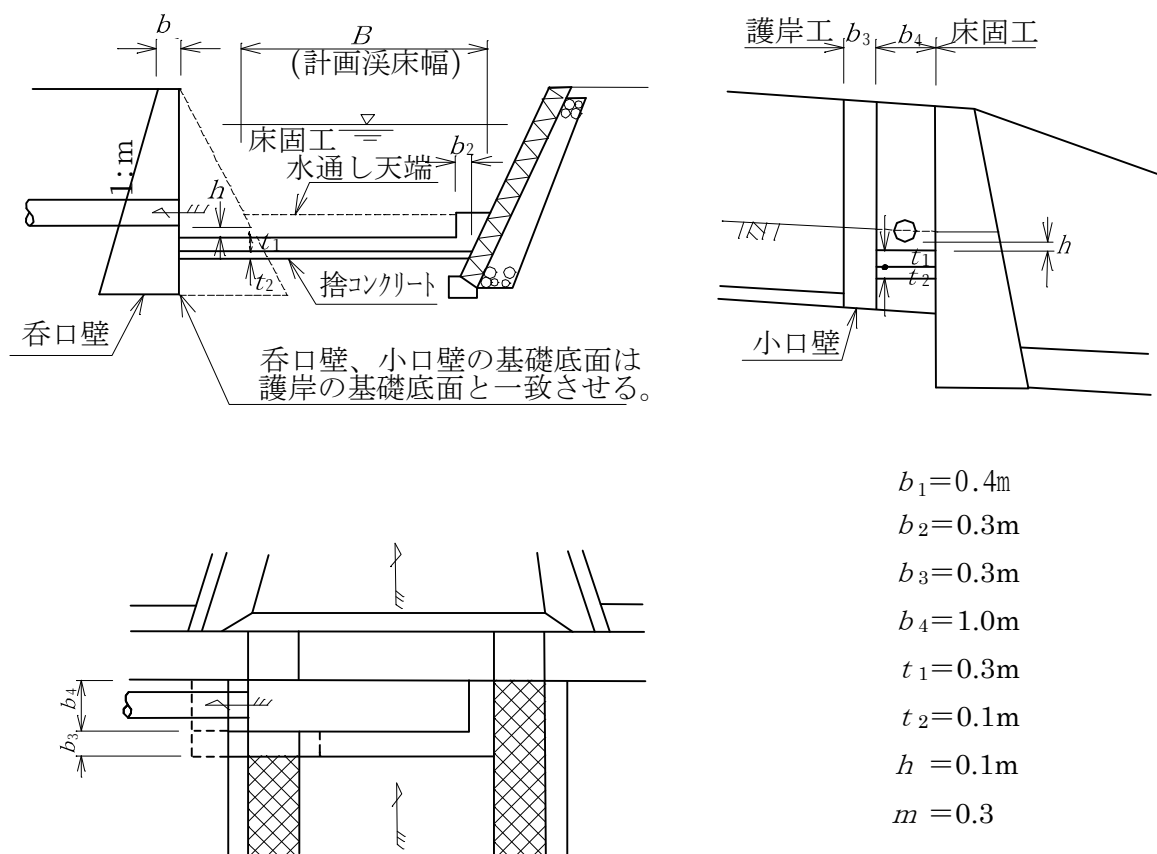
- ① 堤外水路の構造は完全分離方式を原則とする。
- ② 取水能力の限界は、現有機能までとし、必要以上流れ込まないようにする。
- ③ 洪水時には、堤内地で浸水等の被害を起こさないような構造とする。
- ④ 堤外水路は溪流保全工の規定断面内に設けてはならない。
- ⑤ 取水工は溪床の維持に支障とならない構造とする。

取水の方法及び取水工の構造は下記を参考とする。

(1) 取水口

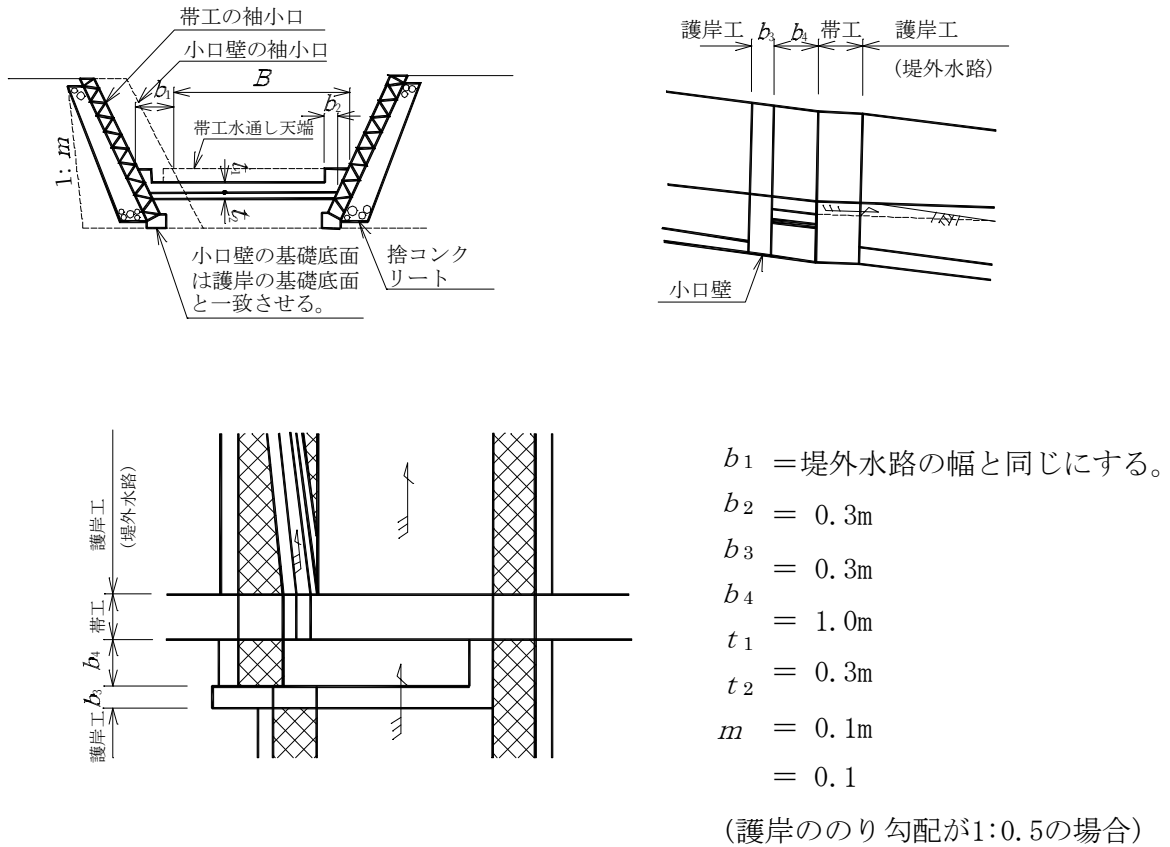
現在の取水位置もしくは現在水路までの必要な縦断勾配（おおむね 1/100～1/200）を決定し、取水口の位置を決定する。取水口が床固工の間にくる場合は、その位置の最も近い上流側の床固工から取水するものとする。

一般には、床固工から取水するものとするが、地形を考慮し床固工からの取水が困難な場合、または床固工からの取水が著しく不経済となる場合は、帯工から取水できるものとする。



- 注1) 取水管の中心高は床固工水通し天端高と一致させる。
- 注2) 溪流幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。
- 注3) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は、取水管の管径が600mm以下の場合であり、600mmを越える場合は別途考慮する。
- 注4) 呑口壁には、必要に応じ水位調節扉を設置する。

図 1-10 取水口の構造（床固工から取水する場合）



注1) 溪流幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。

注2) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は、取水管の断面が500mm×500mm程度以内の場合であり、これを越える断面の場合は別途考慮する。

図 1-11 取水口の構造（帯工から取水する場合）

(2) 堤内水路（開渠の場合）

堤内水路（開渠）は、流路法線にほぼ平行に計画するものとし、その位置は溪流保全工の管理幅の外側に計画する。

堤内水路の計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとする。

構造は、建設省土木構造物標準設計のU型側溝によるものとし、輪荷重の影響がない場合は、U1型を標準とする。

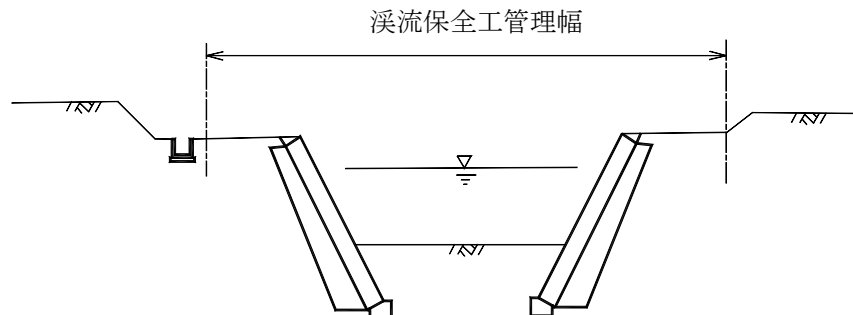


図 1-12 堤内水路の位置

(3) 堤内水路（暗渠の場合）

堤内水路（暗渠）は、流路法線にほぼ平行か直角に計画するものとし、平行に計画する場合の位置は、堤内水路（暗渠）を参考とする。

計画断面は、現況断面を考慮し取水能力と整合性がとれたものとするが、維持管理のため管径 300mm 以上とする。

構造は、建設省土木構造物標準設計のパイプカルバートによるものとするが、流路法線に平行で管理幅の外側にあるパイプカルバートの基礎の巻立ては、埋設形式・土質・土かぶり等により P 1－RC，P C 型～P 2－RC，P C 型を採用するものとし、管理幅内にあるパイプカルバートは、管径により P 3 型か P 4 型を採用するものとする。

また、堤内水路（暗渠）には土砂吐を設置するものとし、その位置及び構造は図 1-13～図 1-15 を参考とする。

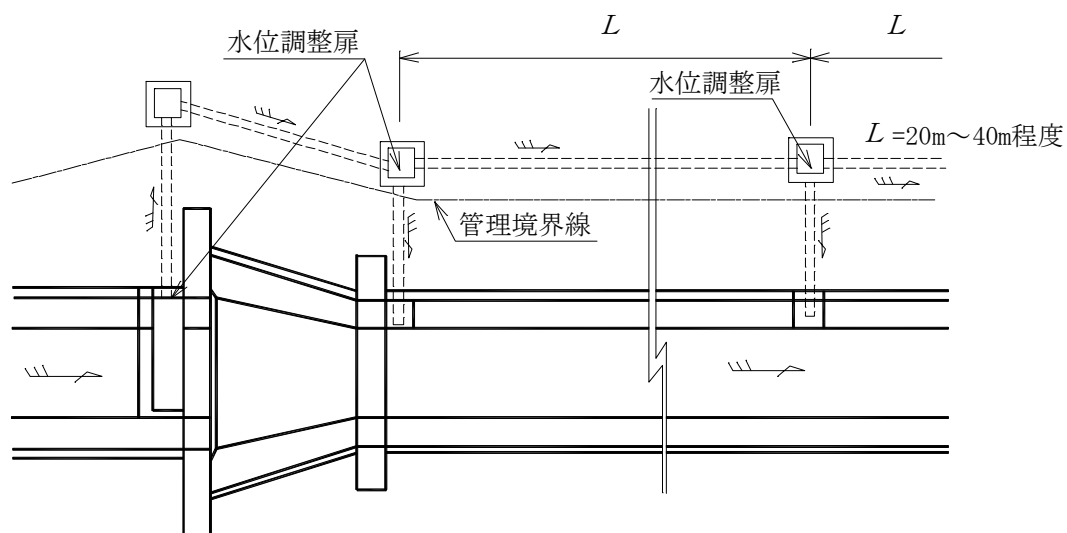


図 1-13 土砂吐の位置

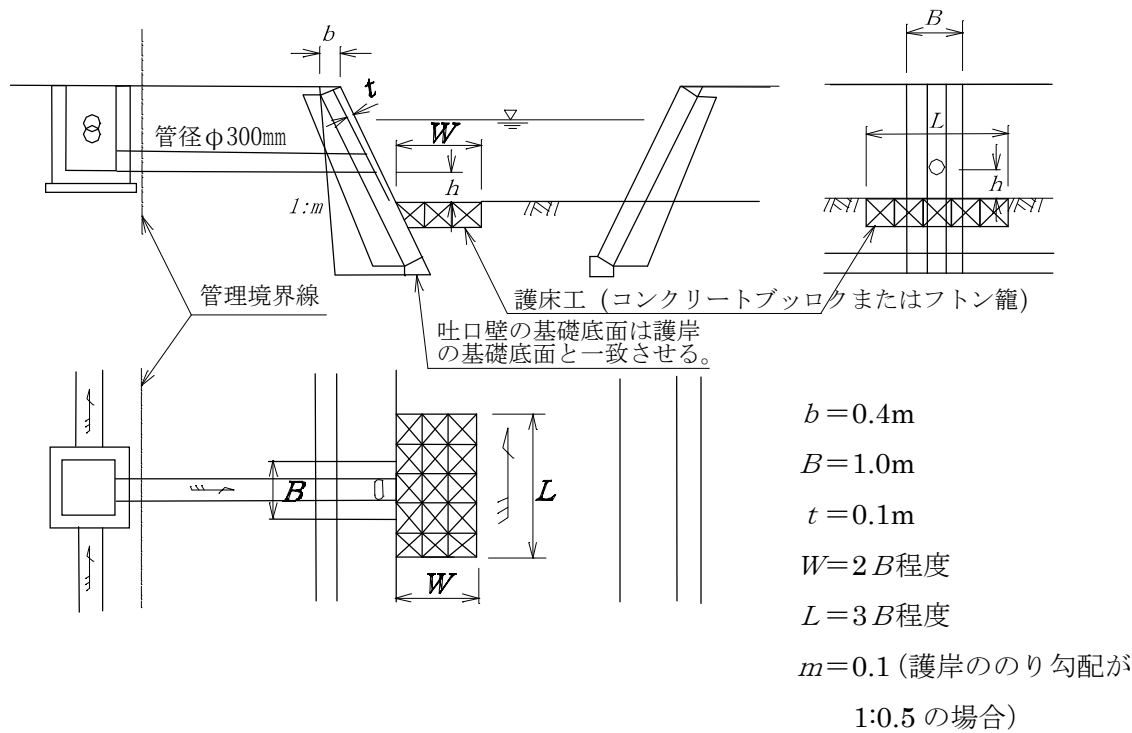


図 1-14 土砂吐の構造

- 注 1) 三面張または岩盤の場合、吐口壁の基礎の根入れは、帯工のそれに準ずるものとする。
- 注 2) 管径は300mmを標準とする。
- 注 3) h は常時湛水が予想される水位以上とする。

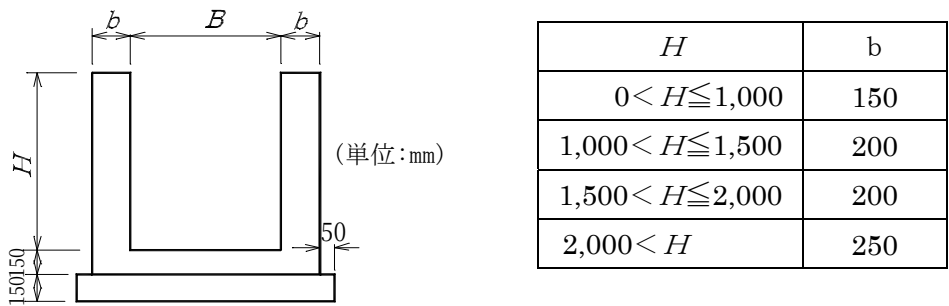


図 1-15 柵の構造

- 注 1) $B > 1,000\text{mm}$ の時には b の値は上表に+50mmする。
- 注 2) B の値は、維持管理のため1,000mm程度を標準としタラップ等を設置するものとする。
- 注 3) 柵の高さは設計高水位より高くする。
- 注 4) 柵には危険防止のため蓋をする。
- 注 5) 柵には必要に応じ水位調整扉を設置する。

(4) 堤外水路

堤外水路の特徴は維持管理が他に比較して容易であるが、施工および護岸そのものを与える影響等に問題がのこる。そこで堤外水路を作る場合、できるだけ堤外水路延長を短くすること、溪流の断面に影響を与えないものとする。

構造については、図 1-16 を参考とする。

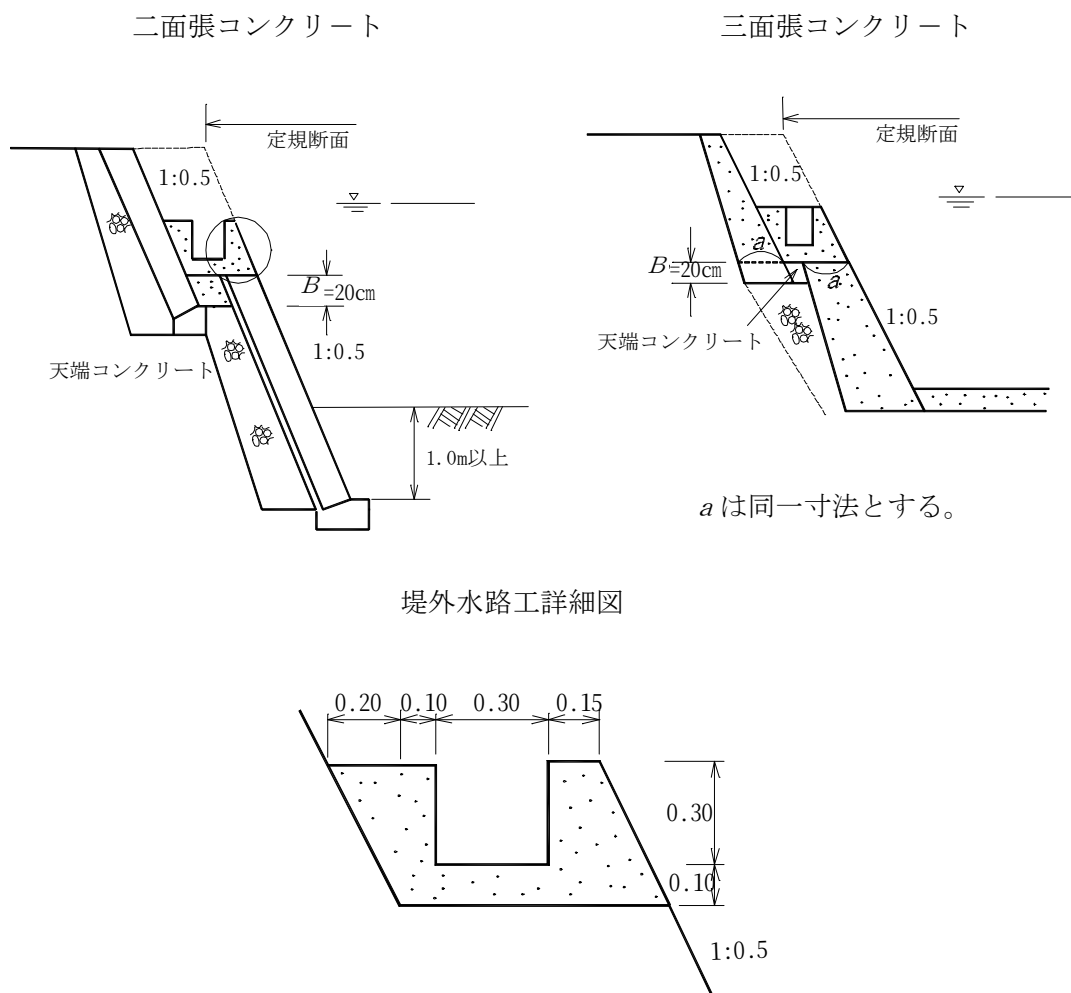


図 1-16 堤外水路の構造 (0.30m×0.30m の例)

第V編 施工積算・管理編：第1章 用地補償

河川工事の環境保全型ブロック擁壁に堤外水路を設置する場合の護岸構造については、次のとおりとする。

なお、A、B及びh、Hについては、参考図を参考のこと。

1 標準

		A		B	
法面勾配		直高 (m)	壁体質量 (t/m ²)	直高 (m)	壁体質量 (t/m ²)
盛土	(注 2)	$0 < h \leq 7.0$	0.81	$0 < H \leq 7.0$	1.05
切土					

2 護岸の背面土質材料が砂質等、吸い出され易いもの及び軟弱地盤で、護岸の安定上特に擁壁の重量を必要とする場合

		A		B	
法面勾配		直高 (m)	壁体質量 (t/m ²)	直高 (m)	壁体質量 (t/m ²)
盛土	(注 2)	$0 < h < 3.0$	0.81	$0 < H < 3.0$	1.05
切土					
盛土	(注 2)	$3.0 \leq h < 3.5$	1.05	$3.0 \leq H < 3.5$	1.15
切土					
盛土	(注 2)	$3.5 \leq h \leq 5.0$	1.15	$3.5 \leq H \leq 5.0$	1.30
切土					

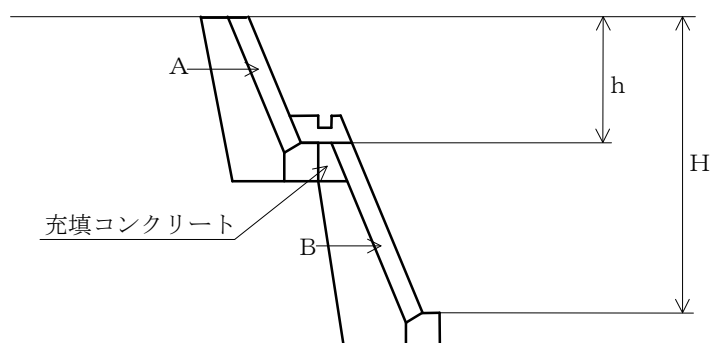
出典：関係課・室長宛 「環境保全型ブロック擁壁設計要領等の一部改訂について(通知)」 平成19年7月5日 広島県土木
部長 より抜粋

3 護岸肩部が兼用道路で、輪荷重が護岸の安定に著しく影響する場合

		A		B	
法面勾配		直高 (m)	壁体質量 (t/m ²)	直高 (m)	壁体質量 (t/m ²)
盛土	(注 2)	$0 < h \leq 1.5$	0.95	$0 < H \leq 1.5$	1.05
切土					
盛土	(注 2)	$1.5 < h \leq 3.0$	1.05	$1.5 < H \leq 3.0$	1.15
切土					
盛土	(注 2)	$3.0 < h \leq 5.0$	1.15	$3.0 < H \leq 5.0$	1.30
切土					
盛土	(注 2)	$5.0 < h \leq 7.0$	1.30	$5.0 < H \leq 7.0$	1.40
切土					

4 上記以外の場合においては、主管課と協議すること。

(参考図)



(注 1) ここで、堤外水路の下段部のブロック擁壁 (B) については、擁壁全高 (H) が検討対象となるので注意のこと。

(注 2) “2) 直高と法面勾配について” の表 1～3 の直高と法面勾配を準用する。

出典：関係課・室長宛 「環境保全型ブロック擁壁設計要領等の一部改訂について(通知)」 平成 19 年 7 月 5 日 広島県土木

部長 より抜粋

1.5 河底横断構造物

サイフォン等河底横断構造物は計画溪床高・現溪床高・将来の溪床変動等を考慮して、十分な深さに設けるものとする。

解 説

サイフォン等河底横断構造物の深さは、河川管理施設等構造令の第9章「伏せ越し」で定められているものに準ずるものとし、マンホール等は、溪流の管理幅の外側に設置するものとする。

2. 用地買収・補償

2.1 用地買収の範囲

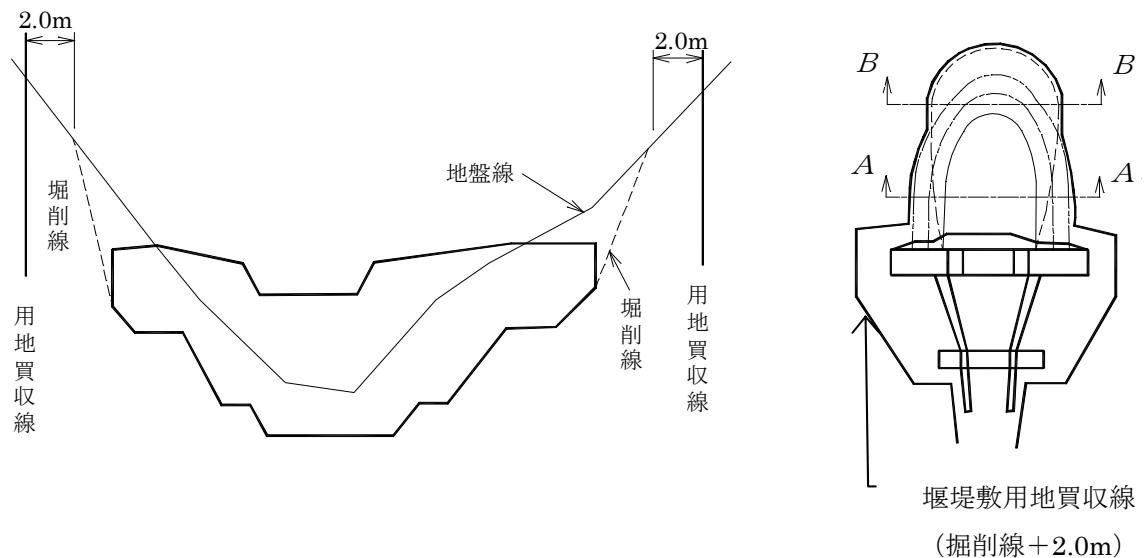
2.1.1 砂防えん堤

えん堤敷の用地買収範囲は、掘削線の突出点を結ぶ線から2メートルとする。ただし残地補償が生じる場合、またはその他特別の理由によりやむを得ないと認められる場合においてはこの限りではない。

堆砂敷の用地買収範囲については、平常時堆砂線+ $H.W.L$ 線+余裕高線を標準とする。ただし、計画堆砂線がこれより高くなる上流区間は、計画堆砂線とすることができる。

解 説

(1) えん堤敷（不透過型）



凡例：

- 平常時堆砂線（溪床勾配の $1/2 \cdot \theta_0$ 線）
 - $H.W.L$ 線
 - 余裕高線
 - 計画堆砂線（溪床勾配の $2/3 \cdot \theta_0$ 線）
 - 用地買収線
- θ_0 現溪床勾配

図 1-17 えん堤敷の用地買収範囲（堆砂敷も含む）

ここに注意

砂防えん堤堆砂敷において、本川横断と横断の間に支川がある場合は、支川への堆砂を考慮することに注意する。

(2) 堆砂敷（不透過型）

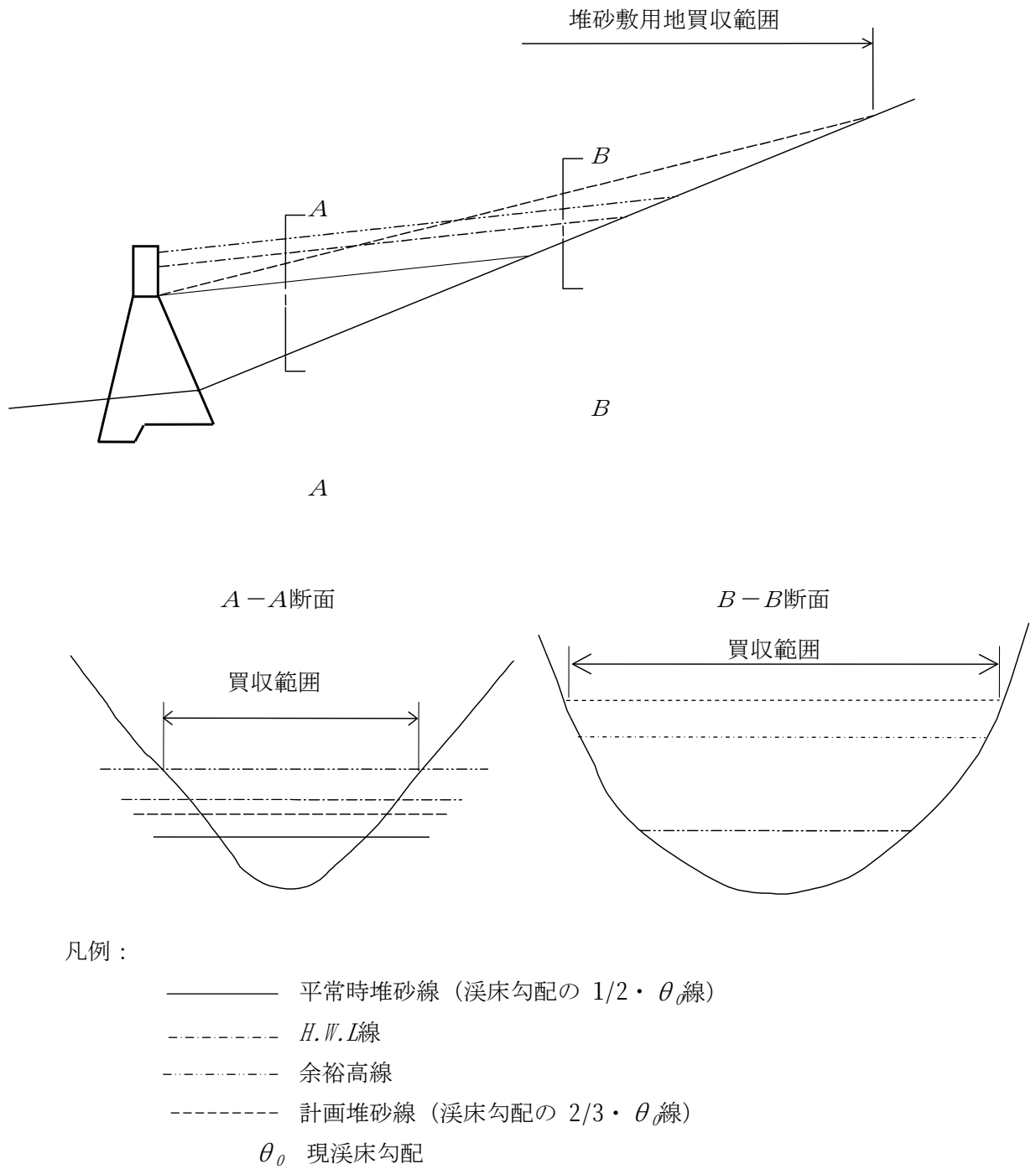


図 1-18 堆砂敷の用地買収範囲

(3) えん堤敷 (透過型)

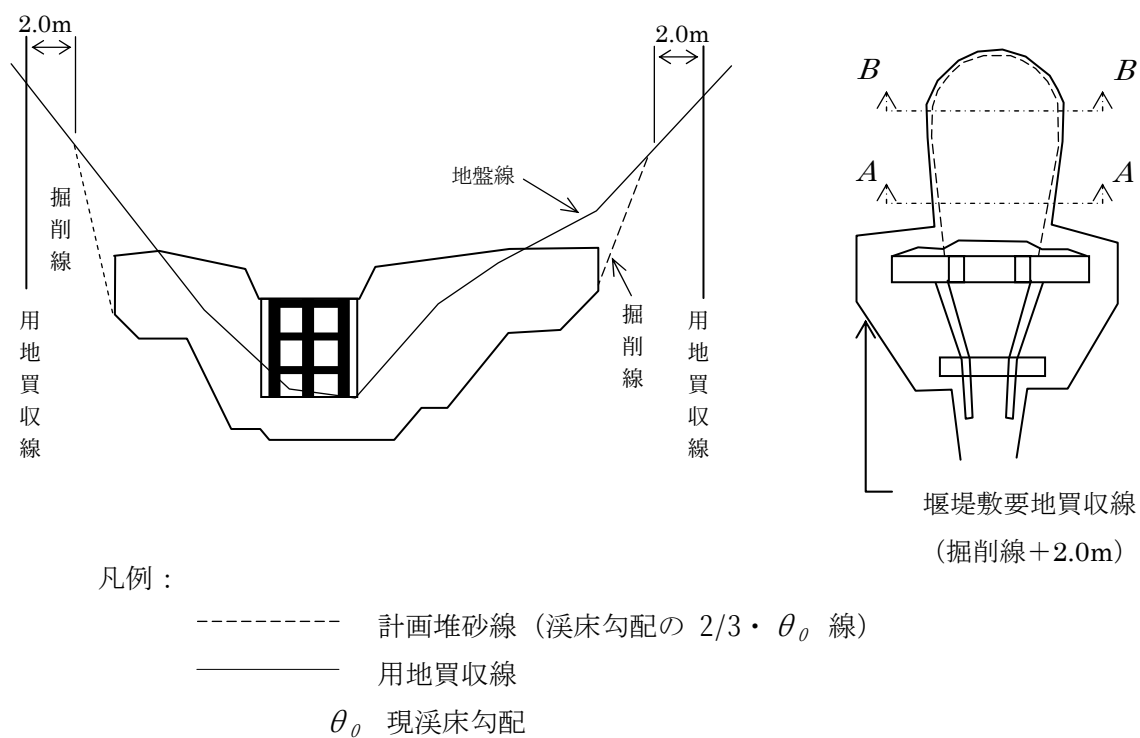


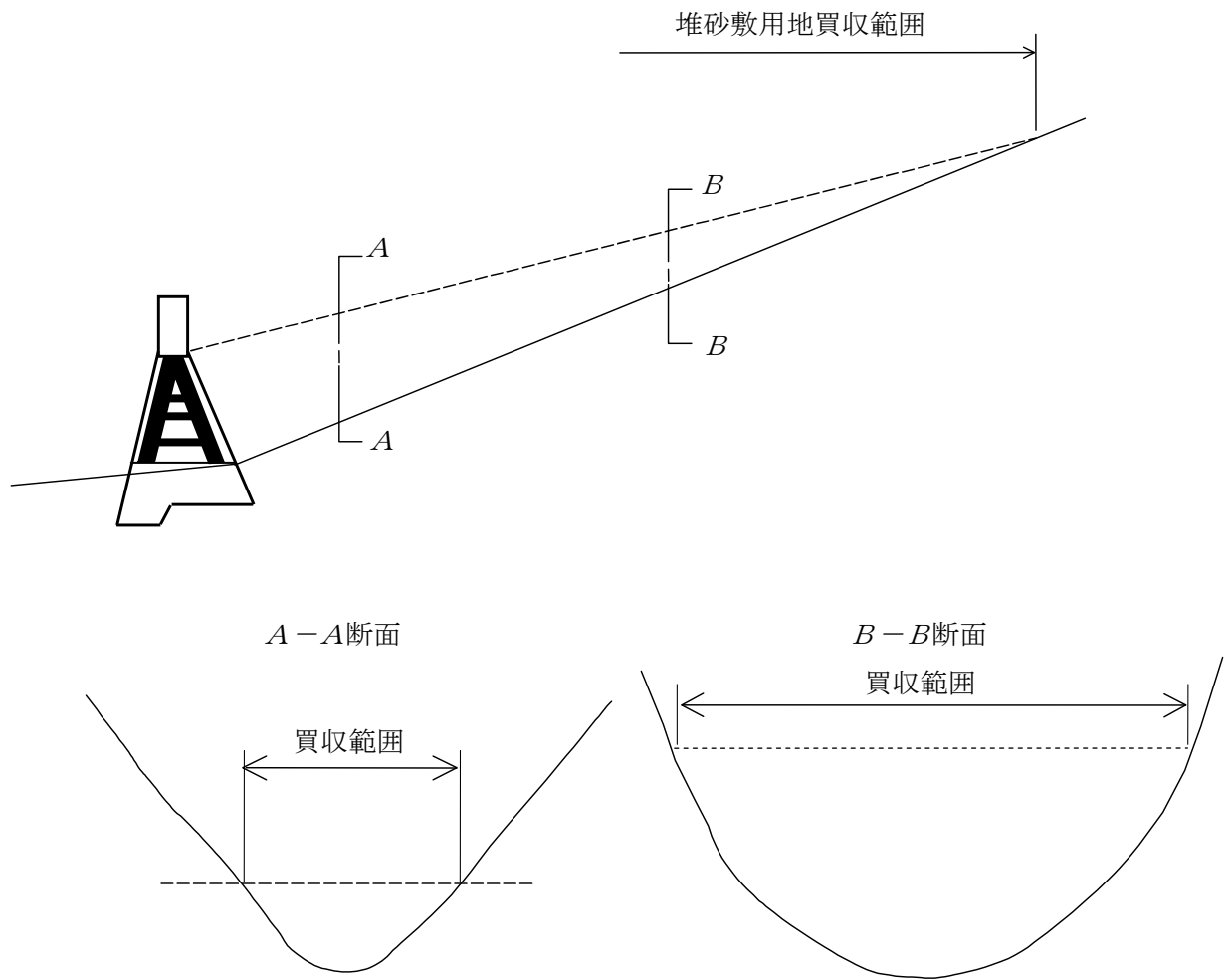
図 1-19 えん堤敷の用地買収範囲（堆砂敷も含む）

ここに注意



砂防えん堤堆砂敷において、本川横断と横断の間に支川がある場合は、支川への堆砂を考慮することに注意する。

(4) 堆砂敷（透過型）



凡例：

----- 計画堆砂線（溪床勾配の $\frac{2}{3} \cdot \theta_0$ 線）
 θ_0 現溪床勾配

図 1-20 堆砂敷の用地買収範囲

2.1.2 溪流保全工

溪流保全工の用地買収幅は、原則として砂防設備の適正な維持管理を行うために必要な管理用道路の幅が確保できる幅とする。

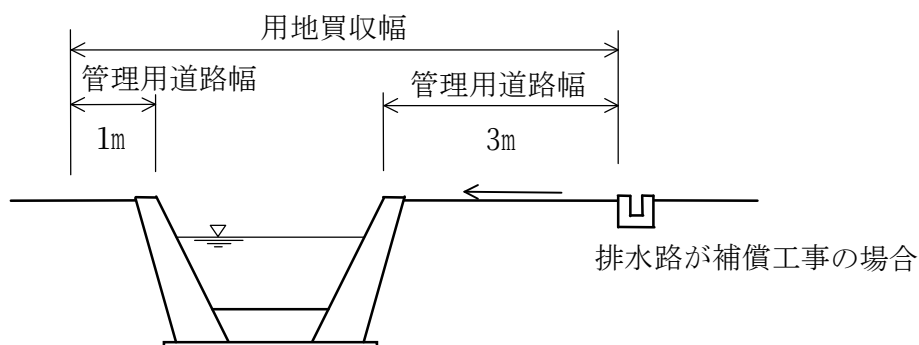
解 説

(1) 管理用道路の幅（注．河川管理施設等構造令第27条の管理用通路とは別）

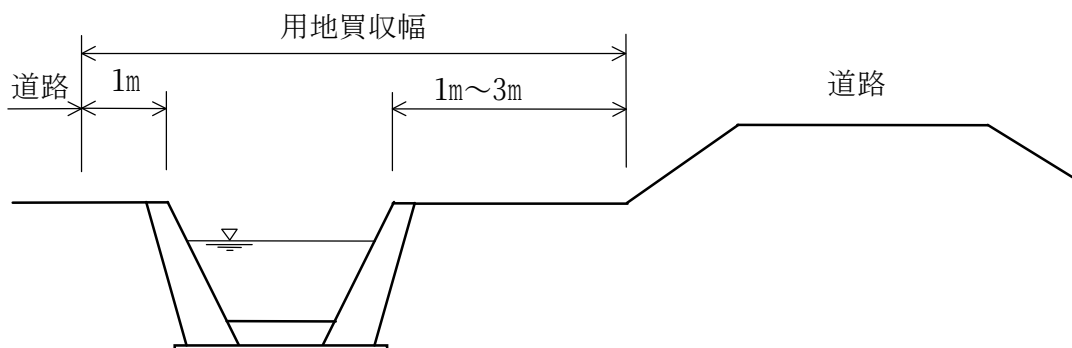
管理用道路の構造基準は第Ⅳ編設計編第12章を参照のこと。

(2) 用地買収幅の例

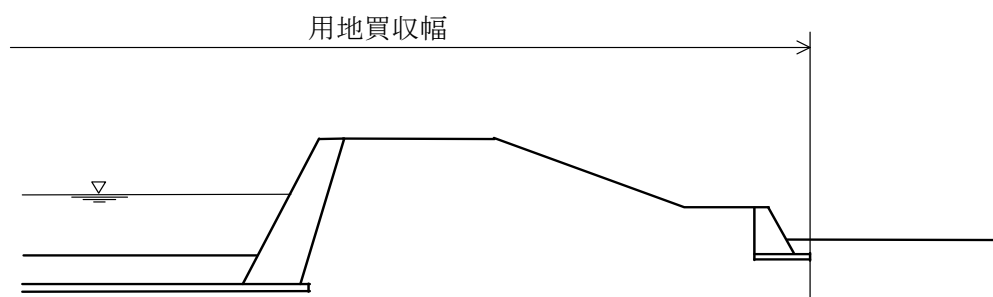
① 一般的な場合



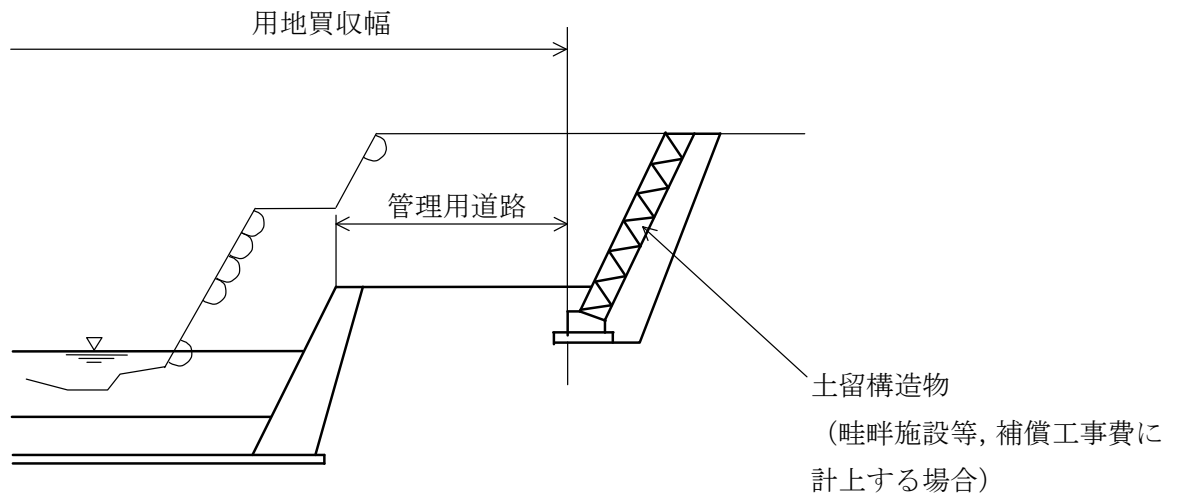
② 平行した道路がある場合



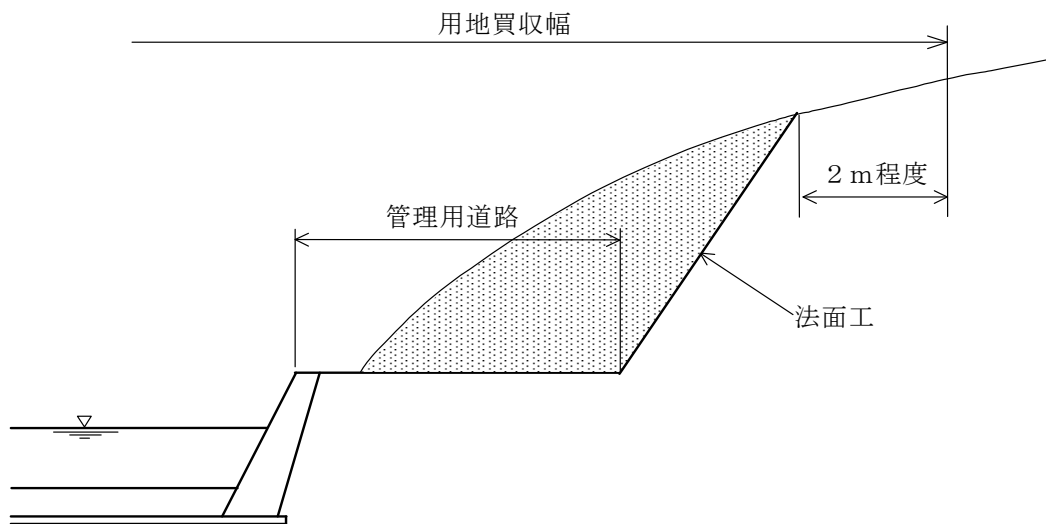
③ 築堤部の場合



- ④ 宅地部，耕地部で土留構造物を補償工事で実施する場合



- ⑤ 山地部切土の場合



2.1.3 境界杭の設置

用地買収をした範囲は，用地杭を設置しその境界を明確にしておくことを原則とする。

2.2 工事用道路・設備地

工事用道路の用地，ケーブルクレーンやバッチャプラント，資材置場等設備地の敷地については，原則として借上げとする。

解 説

- ① 工事用道路は，工事に必要な機材等を搬入するために設けるものであり，工事期間中設置すれば足りる．設備地についても同様に，使用は工事期間中に限られる。したがって，用地については借上げが原則であり，工事完了後は復旧して土地の所有者に返還することとなる。
- ② 工事完了後に引き続き道路として一般の通行の用に供するために，砂防事業費で用地買収することはできない。市町村等から存置希望がある場合には，当該道路の管理者が用地買収した後に施設を引き継がなければならない。

2.3 国有林野

保安林等国有林野にかかる場合，えん堤敷，堆砂敷については所管換，その他の用地については借上げを原則とする。

2.4 補償工事にかかる用地の取扱い

2.4.1 現況道路・水路が公有地の場合

潰地は無償とし所管換する。
付替道路用地は買収し，これに要する用地費は補償費に計上する。（付替道路はその後管理移管するため）

2.4.2 現況道路・水路の敷地が私有地の場合

潰地は買収し，用地費として計上する。
付替道路の用地は買収しない。

第2章 砂防施設の施工と積算

1. 砂防施設の施工一般

1.1 一般事項

砂防えん堤の施工は、本指針及び「土木工事共通仕様書（広島県）」に準拠して実施しなければならない。

1.2 施工一般

1.2.1 施工計画

砂防施設の施工にあたって、その目的別に、より経済的で、安全かつ合理的な施工計画を立案する。

解 説

施工計画によって出来形、品質および工事の経済性に大きく影響するので、設計図書の内容を十分把握したのち、水文および気象資料、地域の特殊性等を調査し、これをもとにして経済的で安全かつ、合理的な施工計画を立案する。

1.2.2 工程計画

工事内容、地理的条件、水文気象等を検討し、施工の安全性を考慮して適正な工程計画を立案する。

解 説

所定の工期を決めるには、工事の規模、施工方法、機械使用計画、地理的条件、労務者需給状態、水文気象条件等をもとにして無理のない、その現場にあった工程計画を立案する。

1.2.3 工程計画の管理

砂防えん堤の施工は、経済速度を考慮しながら工程を立てるべきである。災害による緊急な砂防えん堤とか予算規模による数年次にわたる工事では大きな差異があり、これらと作業別工事量、1日標準作業量、ブロック数、最大必要労務者数とその平均化、使用機械の能力、日間作業可能日数等について調整を行う必要がある。

解 説

砂防えん堤は比較的工種が少ないため、十分な調整が行われていない場合には、機械設備、労務者の遊休等の不経済が生じてくることになる。

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第2章 砂防施設の施工と積算

(1) 年次計画

コンクリート量 2,000～3,000m³程度の砂防えん堤では, 図 2-1 のような年次計画を立てる。

	初 年 度												第 2 年 度											
	4月	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4月	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
仮締切及び準備工	—	—	—											—										
基礎掘削			—	—	—	—								—	—	—								
本体コンクリート工打設						—	—	—	—	—						—	—	—	—					
補償道路工										—	—									—	—	—		
後片付け																							—	—

図 2-1 工程表 例

(2) 管 理

工程管理は, 工程計画が忠実に守られているかどうか, 労働災害や出水等による災害, または労務資材の入手困難等のトラブルが生じた場合の工程回復, 変更の必要について行われる。

解 説

工程の遅れについては, 使用機械の大型化や増量, 労務の増員を伴う日標準作業量の増大をネットワークにのせることによってカバー出来る場合と, やむをえず完成を遅らせる場合が生じるが, この場合もネットワークの変更により, 完成時期を明確にする。

1.3 材 料

1.3.1 セメント

砂防施設に使用するセメントは一般に耐久性のあるコンクリートが得られるものが望ましい。

解 説

砂防えん堤に用いるセメントは、発熱量の少ないものを選ぶべきであり、使用するセメントは、J I S R5210～5213の規格に適合したものを原則とする。

1.3.2 コンクリート用水

コンクリート用水は、油、酸、有機不純物などコンクリートの品質に悪影響をおよぼす物質を有害量含んではない。

1.3.3 混和材料

混和材料は、使用前に十分な検討を行い、砂防施設のコンクリートに適したものを使用する。

解 説

混和剤として用いるA E剤、減水剤、A E減水剤は、J I S A6204に適合したものでなければならない。

1.3.4 セメントコンクリート用骨材

骨材は、用途に適する材質で有害な風化および亀裂等の欠陥のないものでなければならない。

解 説

コンクリートの単位水量および単位セメント量を少なくするためにできるだけ粗骨材最大寸法の大きいものを用いることが望ましい。

また、細骨材の粒度の範囲については、コンクリート標準示方書に示されており、一般に粗粒率が2.3～3.1の範囲が用いられ2.7～2.8程度が最適粒度とされている。

なお、護岸工等の小規模な砂防施設に用いる骨材は、構造物に適合したものを選ぶのが普通である。

1.3.5 石 材

石材は、用途に適する材質で有害な風化および亀裂等の欠陥のないものでなければならない。

解 説

砂防施設に使用される石材は、主として砂防えん堤、落差工等の天端張石として、また側壁、護岸工等の積石用として利用されているが、その材質としてはコンクリート以上の強度、耐久性その他物理的性質を有していなければならない。

1.3.6 レデーミクストコンクリート

レデーミクストコンクリートを用いる場合には、原則として J I S A5308に適合するものを用いる。

解 説

レデーミクストコンクリートを使用するときは、原則として J I S 工場製品を使用することとし、コンクリート配合は、所要の強度、耐久性、水密性および作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で単位水量をできるだけ少なくするように定める。施工に先立ち、あらかじめ配合試験を行い所要の品質を確かめる。

1.4 砂防工

1.4.1 砂防工歩掛の適用

砂防工歩掛りの適用範囲については、土木工事標準積算基準書を確認すること。

なお、砂防工の岩石工歩掛については、仕上掘削を含むので人力掘削の重複計上をしないこと。

1.4.2 土 工

1) えん堤土工

本えん堤の溪床部、袖部とも機械掘削あるいは人力併用機械掘削とし、機械施工を原則とする（前庭保護工も同様とする）。ただし、機械施工が困難な場合は人力切崩しとする。

解 説

- （1）副えん堤は、本えん堤に準ずる。
- （2）掘削の余裕幅は土砂の場合 50cm とする。岩盤の場合は間詰工を本体と同時打設するため余裕幅はとらないが、別途打設する場合は 30cm とする。

2) 掘 削

掘削は、地形、地質、土量および現場状況等を考慮し次の点に留意して施工する

解 説

- （1）基礎の根入および袖かん入部の深さは地質に応じて決定されるから、所定の掘削終了後は著しい凹凸のないように整形するものとする。
- （2）掘削にあたっては、基礎面をゆるめないように注意して施工するものとし、浮石等は除去しなければならない。
- （3）掘削、整形等については、溪岸、地山の挙動に注意し、必要最小限に施工するものとする。
- （4）掘削において火薬類を使用する場合には次の事項に留意する。
 - ① 大発破はできるだけこれを避ける。
 - ② 基礎の岩盤をゆるめさせてはならない。
 - ③ 基礎岩盤の掘削が地盤仕上り面近くに達したときは火薬類の使用を中止し、ハンマーなどでゆるんだ部分を除去しなければならない。
 - ④ 軟岩の場合は、できる限り火薬類の使用を避ける。
- （5）掘削中に砂礫層、岩盤等、地質、土質の変化点は、必ず図面に記録するとともに写真撮影し、保管する。
- （6）掘削範囲はえん堤構造に必要な最小限度とし、特にえん堤下流を水替、瀬廻しと兼ね

て余分に掘削してはならない。水替えはポンプを使用し、瀬廻しは別の工法で施工する。

- (7) 兩岸の掘削は、袖上部より荒掘を行った後にコンクリート打設順序に従い、1段階ずつ行い一度に完成断面までの掘削は行わない。

3) 基礎処理

基礎処理は、地形、地質を考慮して工法を決める。

解 説

- (1) 基礎処理の目的は基礎の透水性の改良、基礎の支持力の増強ならびに基礎の安定性の改善であり、それらの対策としては、コンクリート置換工法、岩盤P S工法、グラウト工法、支持杭工法等がある。
- (2) 基礎岩盤を所定の深さに掘削したときは、岩屑等を圧力水、鋼製ブラシ等で除去しなければならない。
- (3) 基礎岩盤は、著しい凹凸のないように整形するものとする。
- (4) 掘削中基礎地盤に、湧水がある場合は適切な方法により処理しなければならない。
- 基礎処理については、「第Ⅳ編 第1章 2.3.5 基礎処理」を参照のこと。

4) 岩盤清掃

基礎岩盤は、コンクリート打込み前にあらかじめ、岩盤面の浮石、堆積物、油および岩片等を除去したうえで、圧力水等により清掃し溜水、砂等を除去しなければならない。

解 説

清掃はウォーター、エア・ジェット等を用いて凹部に沈澱している小粒のくずとか、薄いシームの軟質部を取除くよう入念に行い、残り水はウエス、スポンジ等でふき取る。

5) 捨 土

掘削土砂は、適切な残土処分地に処理し、捨土法面の処理等適切な処置を講じる。

1.4.3 コンクリート工

1) コンクリートの品質

コンクリートは耐久性および水密性が大きく、所要の強度および単位重量をもち、品質のばらつきが少ないものとする。また、その施工時には、作業に適するワーカビリティを有していなければならない。

解 説

コンクリートは耐久性および水密性が大きく、所要の強度および単位重量をもち、品質のばらつきの少ない、またひびわれ発生のおそれの少ないものとする。

これらの性質をもつコンクリートを造るためには適当な材料を用い、その材料の取扱を適切にし、十分に練りまぜ、所要の養生を行い適当な継目を設ける。

また、大型砂防えん堤のコンクリート水和熱による温度上昇およびコンクリート内の温度勾配によるひびわれ発生のおそれのある場合には、材料の冷却あるいはコンクリートの冷却を考慮する必要がある。

2) コンクリートの配合

コンクリートの配合は、所要の強度、耐久性、水密性および作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で単位水量をできるだけ少なくするように定める。

解 説

コンクリートの配合設計を行う場合は

- ① 所要の強度、水密性・耐久性をもつこと。
- ② 外業に適するワーカビリティをもつこと。
- ③ 最も経済的であること。

以上の3点を目標としダムコンクリート標準示方書の配合にする。

3) コンクリートの規格

設計に当たり、生コンクリート使用可能な場合は、生コンクリートを使用する。

解 説

使用セメント、コンクリートの規格は下表を原則とする。

表 2-1 コンクリートの規格

工 種	設計基準強度	スランプ	粗骨材最大寸法	セメントの種類
えん堤工等	18 N/mm ²	5 cm	40 mm	高 炉 B
溪流保全工 (床固工含)	18 N/mm ²	8 cm	40 mm	高 炉 B

えん堤工，単独床固工，溪流保全工の上流端の床固工は，砂防上重要構造物であるので施設の長期安定をはかるためスランプ5cmで設計することを原則とする。

注) えん堤工等とは，えん堤工，単独床固工，上流端の床固工とし，土工の砂防工の適用に準じ本えん堤水叩工・側壁・副えん堤・垂直壁，短い取付護岸までとする。

1.4.4 型枠および支保工

型枠および支保工は，寸法が正確で構造的に堅ろうなものであり，構造物の位置，形状，寸法が正確に確保され，容易に組立，取りはずしができる構造とする。

解 説

堤体の上下流面に基礎から高さ 1.8mごとにキャット・ウォークを計画する。

1.4.5 仮設備

1) コンクリート運搬設備

コンクリート運搬設備は，打設計画に基づいてすみやかに，かつ材料分離を起こさないように打ち込み場所に運搬できるものとする。

レデーミクストコンクリートを運搬する場合にはなるべく打込み場所の近くまで運搬する。

解 説

コンクリートの運搬手段としては索道，ケーブルクレーン，ジブクレーン，クレーン車類，アジテータカー等があるが，一般的にクレーン車類が用いられている。

※参考－コンクリート運搬設備

打設設備にケーブルクレーンを用いる場合，コンクリートバケットをバッチャプラントよりケーブルクレーンに吊り替えるまでの運搬にバンカーラインを併用している。バンカーラインは，軌道に台車を乗せ，ウインチまたは機関車で移動させるものとトランスファークにコンクリートを載せ，ケーブルクレーンのバケットに積み変える方法がある。また副えん堤，水叩き工等の施工は補助クレーンによることが多い。

① ケーブルクレーン

バケットによるコンクリートの運搬は，えん堤コンクリートがワーカブルな範囲で，最小の単位セメント量で，水セメント比を小さくし，粗骨材の最大寸法を大きくして耐久性の大きい，発熱量の小さなものが要求され，硬練りコンクリートとなるため最も適当とされている。

バケットの運搬はケーブルクレーン，ジブクレーン，トラッククレーンによって行う。

軌索式ケーブルクレーンは，移動側の主索端はロープ方式によっている。

複線式ケーブルクレーンは，H形とも呼ばれており，主索2本の長さが異なっても，また主索2本の間に高低差があってもよく，地形による制約がなく経費も廉価である。

ケーブルクレーンは巻上げと横行の両動作を別個に行うか、同時に行うかによって、ブライヘルト形とリジャーウット形に区別される。

両形ともそれぞれ有利な点があるが、機構的にバケットを斜めおろし、斜め巻上げの場合リジャーウット形では、バッチャプラントの対岸に操作室を作らなければならない。

砂防えん堤用のケーブルクレーンの作業能力は、えん堤の規模、月間および日打設量、ブロック割の大きさ、バッチャプラントの容量等のバランスによって決定しなければならないが、通常はバッチャプラントの1回練上げ量に見合ったものとする。

吊上げ荷重 3t 以上は監督署長にあらかじめクレーン設置報告書を提出する等、労働基準法、労働安全衛生規則、クレーン等安全規則等によって細かい規定が定められている。

小規模な砂防えん堤現場において、アンカーを立木にとったり主索柱の座屈計算をしていないものが多く、注意が必要である。

② トラッククレーンおよびジブクレーン

建設工事におけるトラッククレーンの使用は、その汎用性に加えて高性能化によって最近著しいものがあり、砂防工事においても例外でない。

しかしながら、高い砂防えん堤においては地形的な制約があり、トラックの固定と移動が頻繁に行われる。また砂防えん堤の底幅が 30m 近くになると、ブロック割やリフトスケジュールの関係より、性能の範囲を超え打設済ブロックのリフトへ移動させる必要が生じたりするので、高いえん堤においては、水叩きや側壁、副えん堤等のコンクリート打設に補助的に用い、低いえん堤や床固工、溪流保全工の施工には主機として用いられることが多い。

砂防えん堤工事においても、ジブクレーンの転用先はいくらでもあること、省力化、安全性より検討されてもよいものである。固定式のジブクレーン、タワークレーンも同様の利用が可能である。

2) 濁水処理施設

濁水処理施設の設置は、溪床の状況、汚濁排水量によって、下流流域への影響を考慮して決定する。

解 説

下流流域の利用状況によって、濁水の影響が異なるが、現場各々特有の条件を把握し処理方法について考慮する必要がある。

処理方法については下記の4種類程度が考えられる。

- ① 沈澱池による処理
- ② 沈澱池と薬剤併用による処理
- ③ 沈澱池と機械併用による処理
- ④ 機械処理

3) 安全施設

工事を施工するにあたって、労働安全衛生法および関係法規等に基づき、安全管理、労働安全、危害防止等について、十分な配慮をし、安全施設を施す。

解 説

砂防工事を施工する場合に労働基準法、労働安全衛生法、市街地土木工事公衆災害対策要綱、火薬類取締法等に基づき施工場所の立地条件を考慮し、必要な施設を施し特に標示、保安設備、照明設備、医療衛生設備等を完備し施工管理する。

また、砂防施設の工事において、豪雨により土石流が発生する危険性がある場所では、雨量計とワイヤーセンサーを設置し、工事中の安全を確保する必要がある。ワイヤーセンサーを設置する際には、動物等による誤動作がない高さに設置するとともに、避難時間を考慮して設置位置を選定する必要がある。

1.4.6準備および後片付け

諸準備は工事が円滑に行われるようにする。

また、当該砂防施設の一切の工事が完成したときにはすみやかに現場内の仮設備の撤去ならびに後片付けをする。

解 説

工事は、気象条件等に左右される場合が大きいので施工計画に基づき作業がすすめられるよう資材の手配、労務者の確保等の諸準備を行うことが大切である。また工事のため現場付近が踏荒らされており、後片付けが不完全のために災害や事故発生の原因となる恐れのないよう、すみやかに原形にもどすことが望ましい。また構造物の維持管理に支障をきたすことのないように留意する。

1) 工事用道路

工事用仮設道路は、安全かつ経済面を考慮して計画する。

解 説

(1) 平面、縦断形

車両の通行および安全面で支障がないよう計画する。

法線は使用中の維持管理を考慮し、地すべり地帯、湿地帯等を避けるようにする。

縦断計画を立案する場合は、残土量が極力少なくなるように切土と盛土のバランスをとらなければならない。

(２) 横断形状

幅員構成は下図を標準とする。

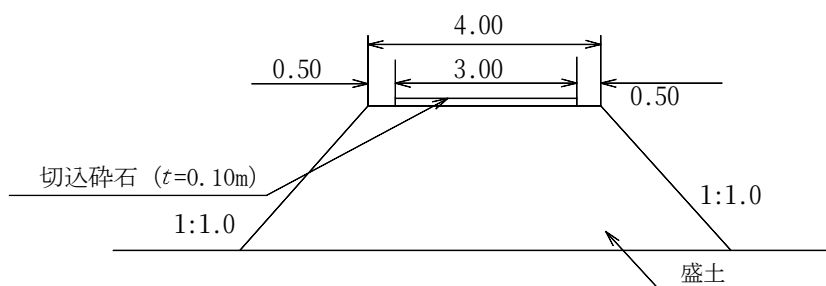


図 2-2 幅員構成

(３) その他

工事用道路の計画にあたっては、地元民および市町村等関係者と工事完了後の道路の取扱いを含めて事前に協議しておくこと。なお完成後、道路として残す場合については、管理者を明確にし、道路構造規格については管理者と別途協議して計画する。

既設道路を工事用道路として利用する場合は、施工で利用する重機の進入可・不可について十分確認する。

2. 砂防設備の各種施工

2.1 砂防えん堤

2.1.1 本堤コンクリート打設計画

砂防えん堤は、原則として砂防工を適用しクレーン打設とする。近年特殊な現場では、コンクリートポンプ打設が行われるようになったが、品質管理に特に注意が望まれる。コンクリートえん堤の堤体施工に当たってリフト高や打設計画等に留意する。

解 説

(1) リフト高および打上がり速度

- ① 1リフトの高さは0.75m以上2.0m以下を標準とし、最低リフト高は0.5mとする。
- ② コンクリートを長い日数にわたって打止めておくことは、できるだけ避けなければならない。
- ③ 岩盤上またはやむをえず長い日数にわたって打止めておいたコンクリートに打継ぐときは、0.75～1.0mのリフトを数リフト打つのがよい。
- ④ 旧コンクリートの材令が0.75m以上1.0m未満リフトの場合は3日（中2日）、1.0m以上1.5m未満リフトの場合は4日（中3日）、1.5m以上2.0m以下リフトの場合5日（中4日）達した後に新コンクリートを打継ぐ。
- ⑤ 隣合ったブロックの打上がりの高さの差は、上下流方向で4リフト、軸方向で8リフト以内を標準とする。
- ⑥ 人工冷却によって温度調節を行う場合、または露出条件が温度調節上有利な場合等には、この①・③および④の規定は、これを緩和することができる。
- ⑦ 水叩きは、水平打継ぎをしてはならない。

(2) 打設計画

- ① 全体の打設計画を立て、日々打設のブロック割を(1)により定め計画的に打設する。
- ② ブロック打設の場合は硬化熱の発散を考慮し、隣接ブロックの打込順序を決める。
- ③ 打設仕上面は下流側をやや高目に打ち止める。(5%程度)
- ④ 仮水通部は設計流量を流過させる断面を確保して打設計画を立てる。
- ⑤ 水通し部と前庭部（水叩・側壁・重壁）の打設計画については、水叩工を施工する前に水通し部の打設高を高くしてはならない。
- ⑥ 袖小口の打継は水通底面と同一高さで打継いではない。
- ⑦ 前庭部側壁の打継は水叩上面と同一高さで打継いではない。

(3) クレーン打設

- ① 砂防えん堤の現場は、作業条件が悪く側壁等への直接コンクリート打設は足場等を十分見込まないと作業の安全が確保できないため、クレーン打設を原則としている。なお、本堤のコンクリート打設は、バケットを打ち込み場所に来るだけ近づけコンクリートを排出し、コンクリートを極力移動させる必要がないようにする。

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第2章 砂防施設の施工と積算

② ケーブルクレーン打設の場合、横曳禁止であるので、側壁等については他の打設法検討のこと。

(4) ケーブルクレーンの積算について

① 初年度工事（単年度工事）

- ・ケーブルクレーン、コンクリートプラント等の仮設備は、存置することを前提として積算する。（撤去費は積算しない）
- ・当該工事完成日以降、次年度工事着工までの休止期間の機械損料は考慮しないものとする。

② 継続工事（単年度工事）

- ・ケーブルクレーン、コンクリートプラント等の仮設備は存置するものとして積算し、撤去費は最終年度に計上する。
- ・前工事完成から後工事契約までの休止期間中の機械損料は考慮しないものとする。
- ・ケーブルクレーン、コンクリートプラント等について工事の再開に必要な点検費および補修費を計上することができる。

注）ケーブルクレーンの存置については、特記仕様書に、「本工事で使用した主要な仮設備に存置又は撤去については監督職員の承諾を得なければならない」と記載する。なお存置は年度工事完成時業者からケーブルクレーンの存置願いを出させて存置させることにする。

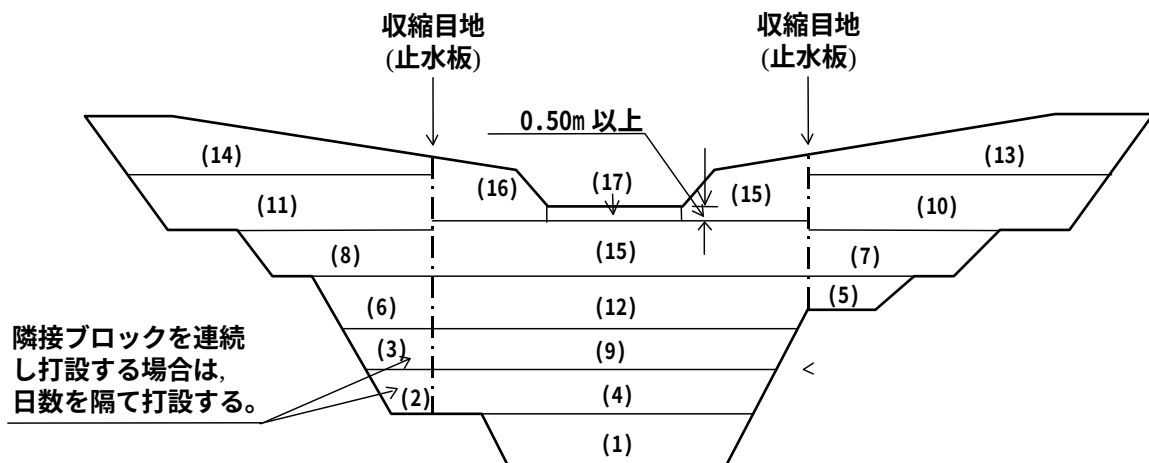


図 2-3 ブロック打設順序

表 2-2 ブロック毎打設計画表

番号	打設高	コンクリート 設計数量	打設月日	番号	打設高	コンクリート 設計数量	打設月日
(1)	1.0	63.11		(16)	2.0		
(2)	1.0	3.04		(17)	2.0		
(3)	1.0	74.80		(18)	0.5		
(4)	1.5	32.01		(19)	0.5		
(5)	1.5	8.23		(20)	1.0		
(6)	1.5	27.42		(21)	1.5		
(7)	1.5	12.51		(22)	1.5		
(8)	1.5	31.27		(23)	1.5		
(9)	1.5	23.45		(24)	2.0		
(10)	1.0			(25)	2.5		
(11)	1.5			(26)	0.5		
(12)	2.0						
(13)	2.0						
(14)	2.0						
(15)	1.5			合計			

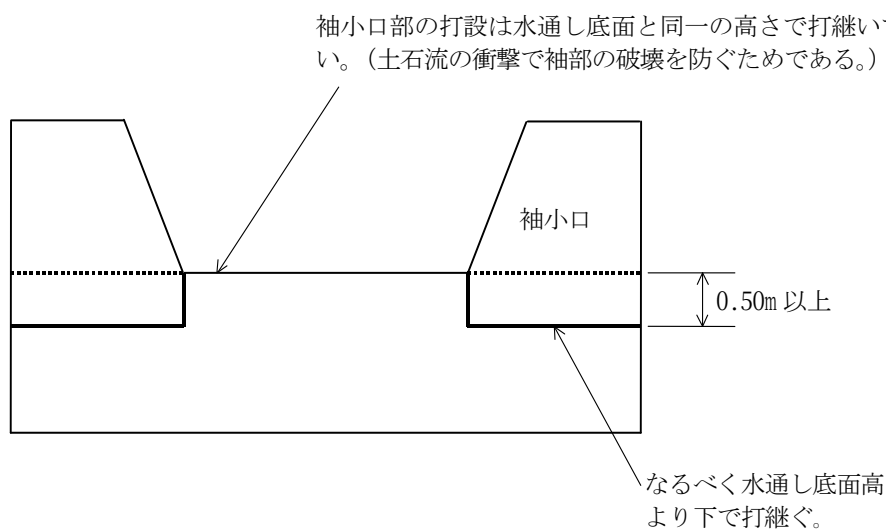


図 2-4 袖小口の打継

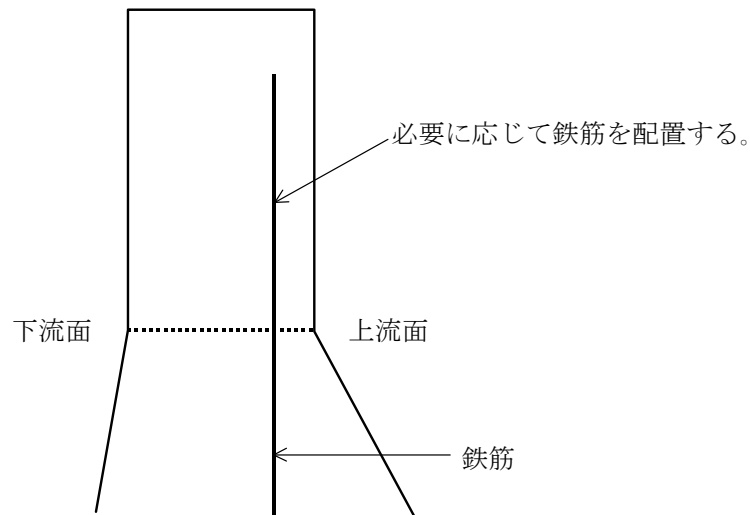


図 2-5 袖部の鉄筋による補強

(参考) ポンプ打設 (参考文献：土木技術相談集 河川・ダム・砂防編 独立行政法人土木研究所編 著)

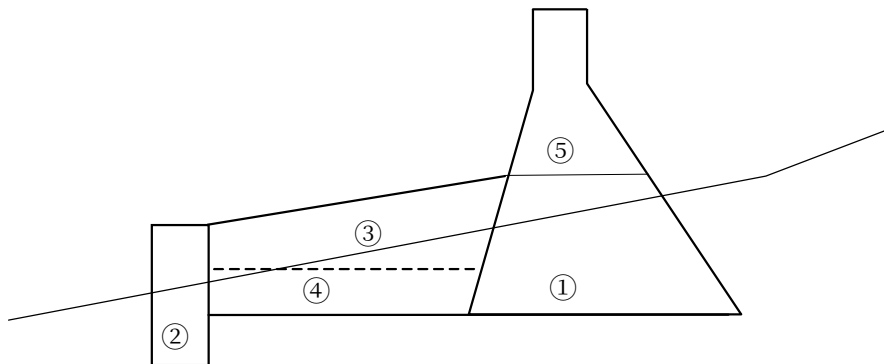
- ① 砂防えん堤の場合は、粗骨材の最大寸法が大きく、単位セメント量が少なく、スランプが小さいコンクリートを、急峻な山間部などの地形の制約から比較的距離が長く、高所または低所（下り）を圧送することが考えられる。このような場合にポンプ施工を適用するには、施工条件を合わせたコンクリートの配合および施工設備の選定、施工計画を立てる。
- ② 設備・施工関係では、強力なポンプと太径の管路を用いる必要があり、圧送時には、圧力損失などを考慮して圧送速度を決定する。また、配管の差し替えなど、作業が増加することも考慮する。
- ③ 混和材を用いてスランプを増大させ 8～12cm 程度にした場合でも、比較的硬練りのコンクリートに属するため、仕様材料配合、施工上の検討を行う。圧送性の確保には 0.3 mm以下の微粒分が多い細骨材や、セメントには高炉スラグ微粉末やフライアッシュを置換したものを使用して、ある程度の粉体量を確保する。配合上は細骨材率を大きくする。施工においてはスランプの増大に伴い締め固め作業時に足場などの必要について検討する。

2.1.2 施工順序

工事の施工にあたっては、あらかじめ施工順序を決め、施工中に出水により、施工部分が、障害となって被害が増大しないよう配慮する。

解 説

- (1) 側壁、垂直壁方式の場合は、本堤の水通部が現溪床高程度まで打ち上げ完了した時点で垂直壁の施工を行い、次に側壁、水叩きの順序で打設し、前庭部の完了後、本堤を引き続き打設することを原則とする。(図 2-6)



①→②→③→④→⑤の順で施工する。

図 2-6 施工順序

- (2) 本堤部の打ち継ぎが長期にわたって放置されるような場合は好ましくないので、極力前庭部と平行して袖部の打設などを行うようにする。
- (3) 護床工の施工順位については、現場の状況によるが、溪床勾配がきつく溪床材が洗掘を受けやすいと判断されるものについては、垂直壁の打設後これを行う場合がある。
- (4) 副えん堤方式の場合は、(1)、(2)、(3)に準ずる。

2.1.3 コンクリートの打設

コンクリートの打設は、表面が一区画内でほぼ水平となるようにし、また、型枠内に投入してから再び移動させないようにする。

解 説

- (1) 打設の際は、コンクリートの分離が生じないように十分配慮すること。旧コンクリートあるいは岩盤上にコンクリートを打設する場合は、打継清掃のうえ全面に厚さ1cm～2cm程度のモルタルを敷き込み、密着をはかる。
- 設計モルタル量はえん堤コンクリートの1%を計上し、設計コンクリート量は計上モルタル量を減ずること。
- (2) 一作業区間内のコンクリートは完了するまで連続して打設し、コールドジョイント

をつくらないようにする。やむを得ず機械の故障、天候の変化で作業を中断する場合でコールドジョイントを造らなければならない場合は、法面をバイブレーターにより1:2程度の法面に均して仕上げ、大粒径骨材を押し込むようにして中に入れ、完全に硬化する少し前に充分な範囲を取り除き、水平打継面の事前処理を実施して打継ぐ。

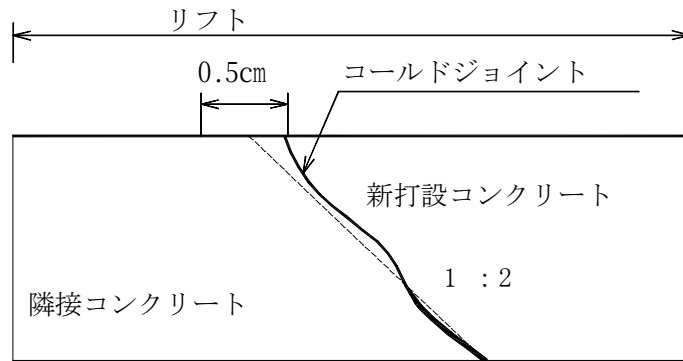


図 2-7 コールドジョイントとの打継ぎ

コールドジョイントとは、隣接のコンクリートが既に固まり始めている場合（バイブレーターをかけられなくなった状態）新しく運ばれたコンクリートと隣接コンクリートの接触面をいう。

(3) シュートあるいはアジテーターより、直接打設することはやめてバケットを使用する。バケットは、その下端が打込面上1m以下になる位置までおろし、打設箇所にできるだけ近い位置でコンクリートを打設する。

(4) 新旧年度の打継

新旧年度打継の水平面および垂直面はチッピング処理を講じる。チッピングの厚さ0.5～1.0cm程度とする。

チッピング面は、全面に1cm～2cmのモルタルを敷き込み、定着をはかる。設計モルタル量は、えん堤コンクリートの1%とし、設計コンクリート量はモルタル量及びチッピング量を考慮して減じる。

2.1.4コンクリートの締固め

コンクリートの締固めは、内部振動機を用いることを原則とする。

解 説

- (1) コンクリート打込み後、直ちに振動機による締固めを実施しなければならない。
- (2) 締固めは、振動機等を用い空隙、豆板が残らないように十分締固める。
- (3) 振動機はなるべく鉛直にさし込み、先端が下層に10cm程度入るように施工し、一層の高さは一般に40cm～50cm程度を標準とする。

なお、振動機の種類、台数等については、施工設備、コンクリート打設量、粗骨材の最大寸法を考慮して施工条件に適したものを選ぶ。

2.1.5 コンクリートの養生

コンクリート打込み後、低温、乾燥、急激な温度変化等による有害な影響を受けないように十分養生する。またコンクリートは硬化中に振動、衝撃および荷重を加えないように保護する。

解 説

- (1) 打込みが終われば直ちにシートで覆い、コンクリートの養生作業によって害を受けない程度に硬化した後、湛水あるいは散水養生をする。
- (2) 養生期間は、コンクリートの品質に多大な影響を与えるものであるから、コンクリート標準示方書を準用して、十分な養生期間をとる。
- (3) 寒中コンクリートの養生

寒中コンクリートには、AEコンクリートを標準とし、施工に当たっては、広島県土木工事共通仕様書およびコンクリート標準示方書により行う。

コンクリートの凍結温度は3℃であるが、現場の平均気温が4℃以下になるおそれのあるときは、コンクリートの製造、養生について適当な処置をとることが定められているが、コンクリートは、打ち込まれた直後から硬化までの間の凍結によって強度は全く損なわれる。

寒中コンクリートの養生方法は給熱養生を標準とする。なお、特殊養生工は、鉄筋構造物、無筋構造物、小型構造物とも全て練炭養生を標準とする。

マスコンクリートにおいては、打込み時のコンクリート温度がある程度あれば、硬化熱によって内部コンクリートの凍結のおそれは全くないが、表面コンクリートやメタルフォームに接するコンクリートは、外気温の極端な低下によっては外気をしゃ断するとか、蒸気を吹き付ける、電熱マットで覆う等の処置が必要となる。しかし、これらの保温の方法によってはコンクリート表面が乾燥して、ひび割れの原因となるので注意が必要である。

打込み温度は5℃以上と定められており、10℃位が適当とされている。このために必要に応じて混合用水、骨材を加熱するが、セメントは直接加熱してはならない。

ミキサに材料を投入する順序は、セメントが部分的にでも急結を起こさない方法としなければならないので、通常の場合に各材料を同時に投入しているのとは異なり、加熱された水あるいは骨材をまず混合し、温度を下げたのちセメント投入の順序となる。

養生期間は、いくら長くても長過ぎることはないが、ポルトランドセメント、中庸熱セメントでは2週間以上、フライアッシュセメント、高炉セメント、シリカセメントの場合は3週間以上の期間が定められている。これは型枠取外し面も同様で、有孔パイプ等を利用してコンクリート表面を湿潤状態に保たなければならない。

長期間放置されるリフトの表面は、湿砂で厚く覆って養生するとよい。

また、コンクリートは硬化中に振動、衝撃および荷重を加えないように保護する。

2.1.6 継 目

えん堤に発生する軸直角方向のひびわれに対処するため、横収縮継目を施工する。

解 説

(1) 継目構造

- ① 平面の突付け型とし、えん堤軸に直角にえん堤の全高にわたって、鉛直に設ける。
- ② 横収縮継目のグラウチングは行わない。
- ③ 目地材を上流側、下流側、天端に挿入する。
- ④ 横収縮継目には漏水防止として止水板を入れる。

(2) 止水板

止水板は、横収縮継目面上流側に近い場所に、ほぼ鉛直方向に水密装置として設けるものである。止水板は水密性、耐久性の大きい材料を用い、伸縮に応じられる型のものが良い（センターバルブ型フラット幅 300mm、厚さ 7mm 塩ビ止水板等）。

止水板の埋込み位置が、余り上流面に近いと、温度変化の影響を受けて付着を害するおそれがあるので 30cm 以上内部に埋込まなければならない。

設置位置は、えん堤の上流面から 50cm 内側に、横継目に直角に設けるものとし、えん堤天端まで設けることを原則とする。

目地材は、樹脂発砲体目地板（ $t=10\text{mm}$ ）等を上下流面側 10～20cm 程度設ける。

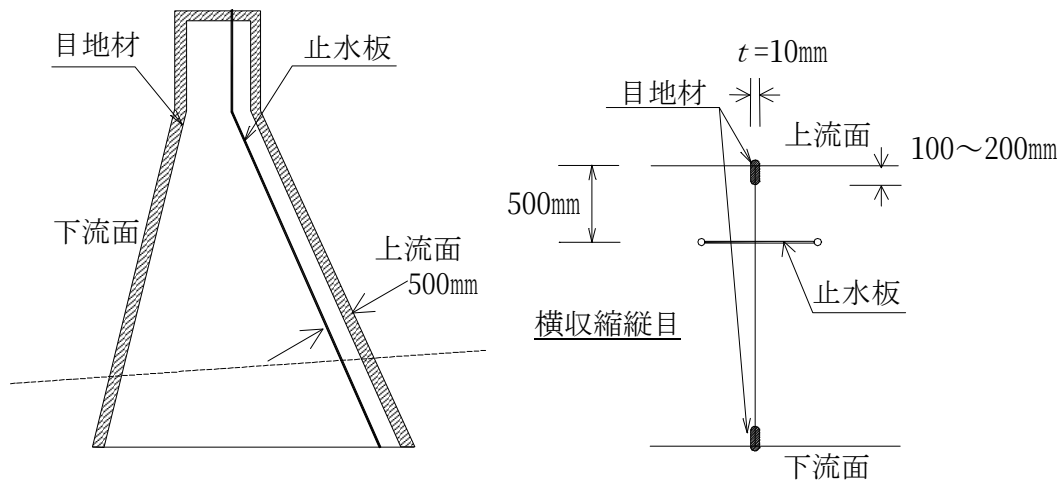


図 2-8 横収縮継目と止水板の設置位置

2.2 溪流保全工

2.2.1 護岸・落差工・帯工・水制工の基礎

(1) 土工

「第2章 1.4.2 土 工」を準用する。

(2) コンクリート打設

「第2章 2.1.3 コンクリートの打設」を準用する。

2.2.2 全体の施工手順

溪流保全工の施工は落差工，帯工，護岸工および水制工を併せて上流より下流に向かって進めることを原則とする。

ただし人家等保全対象が下流側にあり，下流部の河積の拡大を優先させなければならない場合は，下流より上流に向かって進める場合もある。

解 説

細部の施工手順

① 落差工，帯工，水制工の施工は原則として次の順序とする。

落差工あるいは帯工→護岸→水制工

② 落差工，帯工，水制工とも各部の施工順序は，「第2章 2.1.2 施工順序」を準用する。

施工中の出水により，施工部分が障害となって被害が増大しないよう配慮する。

2.3 山腹工

山腹工は，とくしや地あるいは崩壊地に植生を導入し，表土の風化・浸食・崩壊の拡大防止として，土砂生産の抑制を図ることを目的とするものである。

山腹工の機能が十分発揮できるよう，安全性，維持管理等についても考慮したものとする。

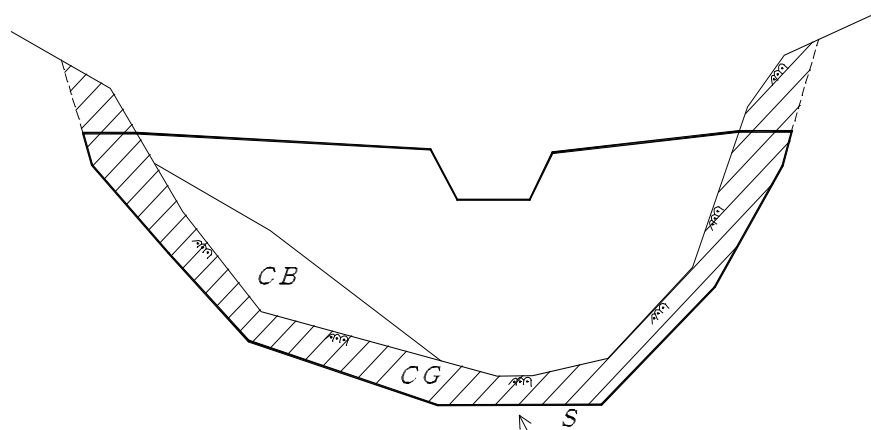
3. 設計数量

3.1 えん堤工

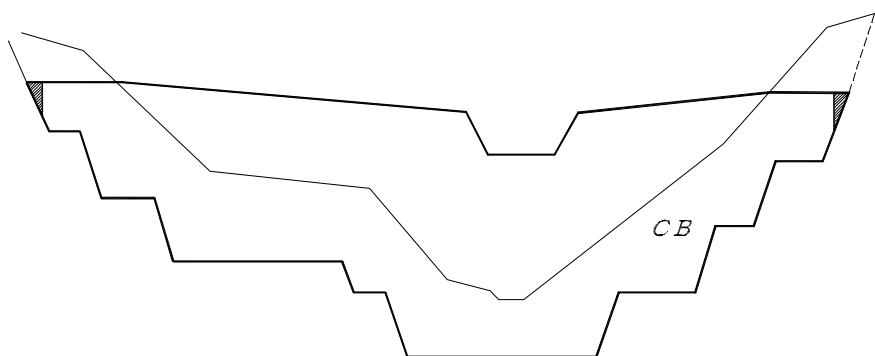
3.1.1 土木区分

(1) 本工程

(土砂の場合)



(岩盤＋土砂の場合)



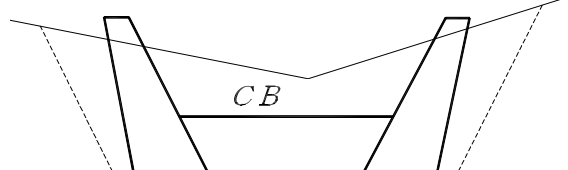
(注) 搬入路が必要な場合は計上できる。

搬入路＋機械掘削と人力掘削の経済比較で人力掘削とすることができる。

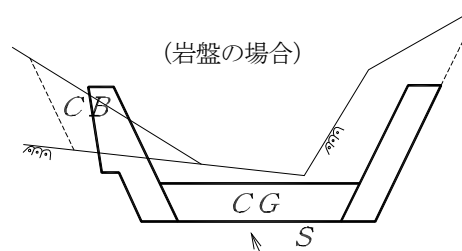
図 2-10 えん堤土工区分図

(2) 垂直壁・側壁工・水叩工

(土砂の場合)



(岩盤の場合)



CB：土砂機械掘削 CG：岩掘削 S：岩盤清掃

図 2-11 垂直壁，側壁工，水叩工土工区分図

3.1.2 掘削余裕幅及び切取勾配

岩盤の場合は原則として間詰工は本体と同時打設するため、掘削余裕幅はとらないが、別途打設する場合は本図の余裕幅を標準とする。なお、掘削勾配は、土質または岩質に合わせた勾配とする。

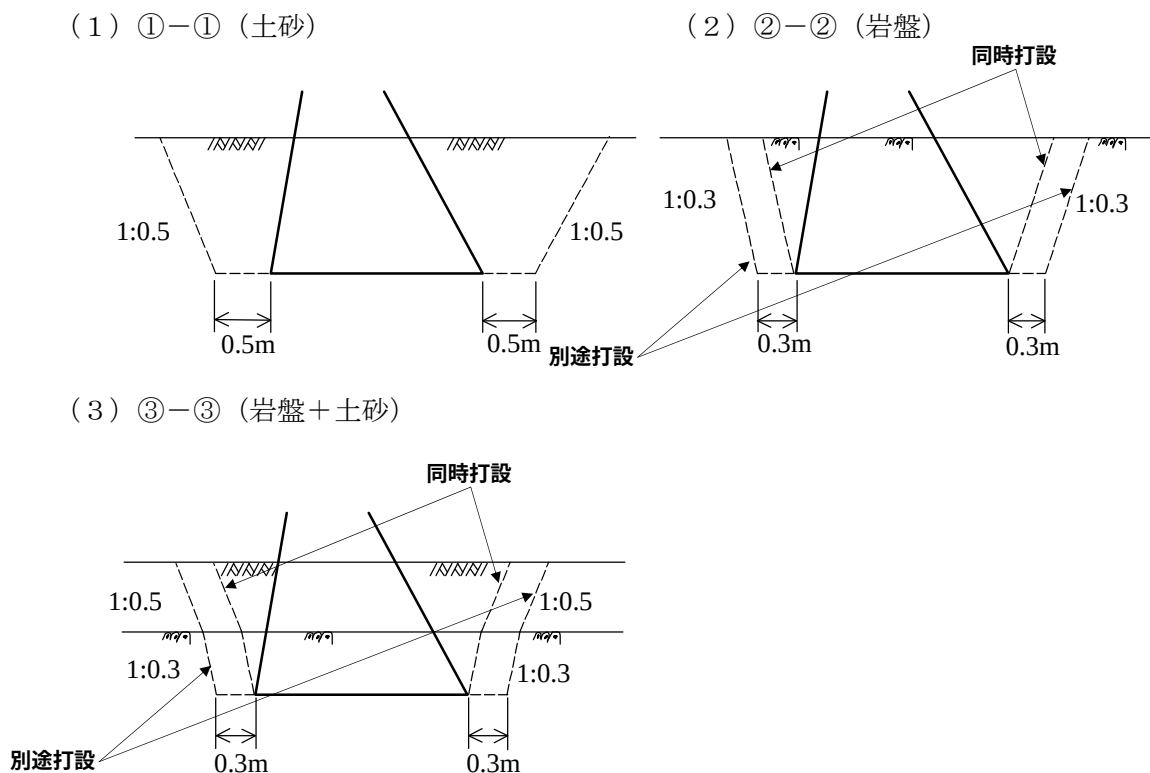


図 2-12 掘削余裕幅及び切取勾配図

3.1.3 土工量の積算

(1) 概念図及び記号

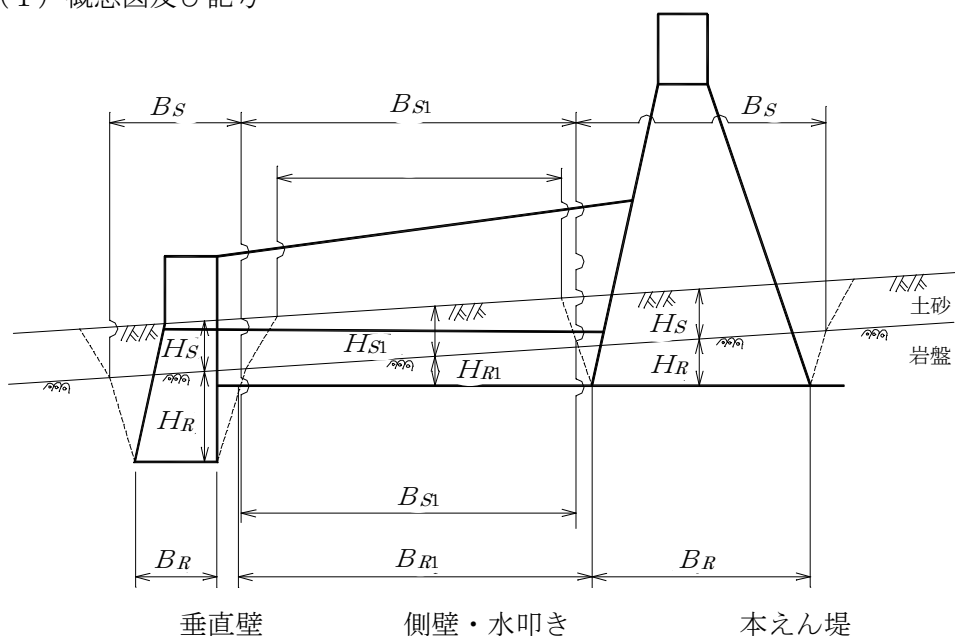


図 2-13 掘削概念図

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第2章 砂防施設の施工と積算

A_R : 岩盤の掘削断面積 (m^2)
 A_S : 土石の " "
 $B_R \cdot B_R$: 岩盤の掘削底幅 (m)
 B_S : 土石の掘削底幅 $= B_R + 0.6H_R$
 B_{S1} : " $= B_R - 0.6H_{R1}$
 B_{R1} : " 天端幅 $= B_{S1} - 1.0H_{S1}$

(2) 本・副堤工

① 土工量の算出

- (a) 各数量は断面変化毎に横断図を作成し算出すること。
- (b) 残土処理＝全掘削数量－流用土量
- (c) 掘削土量計算式

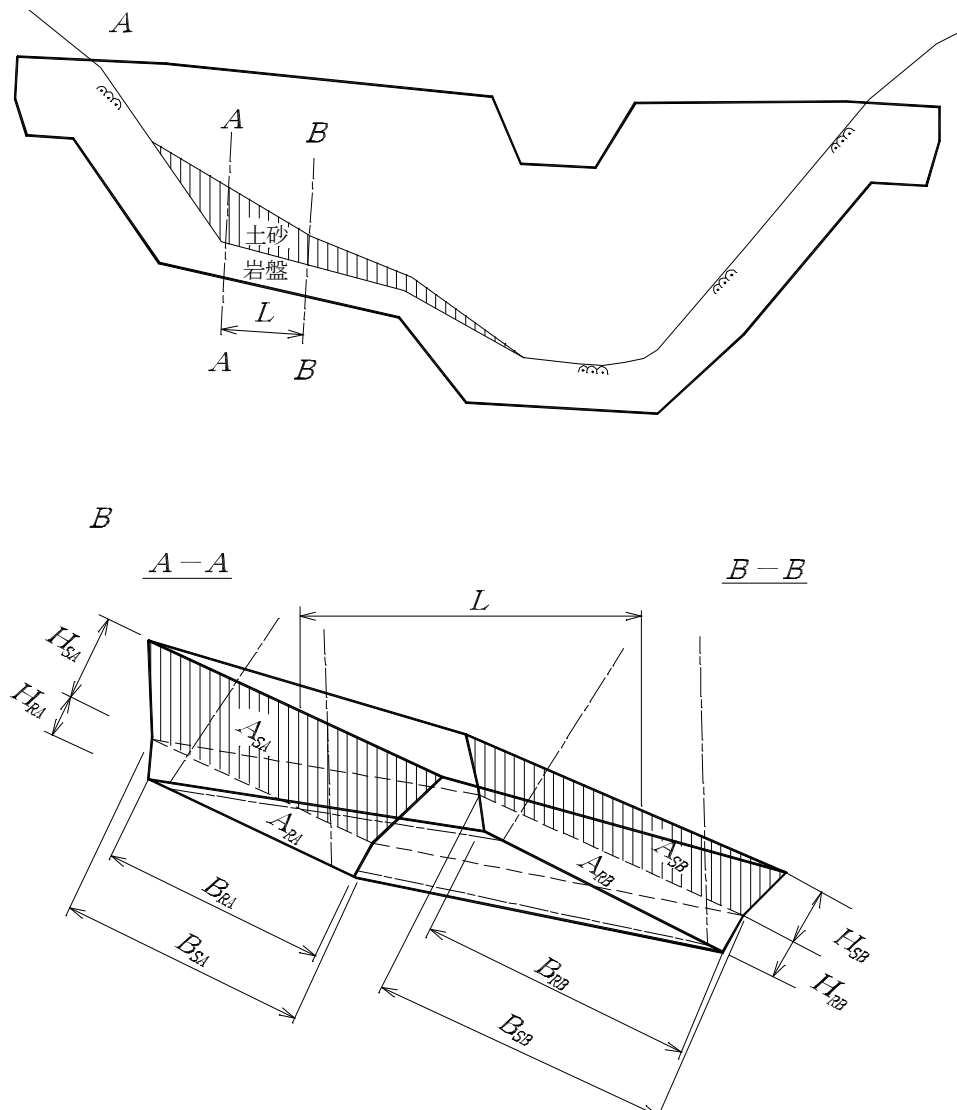


図 2-14 掘削土量計算図

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第2章 砂防施設の施工と積算

図のごとく地盤及びえん堤の変化点毎に分割して土量を求め、その分割塊の土量を合計して掘削量を求める。

分割塊 $A-B$ の土量は下記のごとく求める。

$$\text{土砂の掘削土量} = (A_{SA} + A_{SB}) \times 1/2 \times L \cdots (1)$$

$$\text{岩盤の } \quad \quad = (A_{RA} + A_{RB}) \times 1/2 \times L \cdots (2)$$

A_{SA} (A_{SB}) = A (B) 断面の土砂の掘削断面積

一般的に下図により求める。

$$A_{SA} (A_{SB}) = (B_S + 0.5 H_S) H_S \cdots (3)$$

$$B_S = (B_R + 0.6 H_R) H_R$$

断面の凸凹が激しい場合は三斜等により求める。

A_{RA} (A_{RB}) = A (B) 断面の岩盤の掘削断面積

一般的に下図により求める。

$$A_{RA} (A_{RB}) = (B_R + 0.3 H_R) H_R \cdots (4)$$

断面の凸凹が激しい場合は三斜等により求める。

② 施工区分

(a) 土砂機械掘削 バックホウ 0.6m^3 を標準とする。(砂防工歩掛)

(b) 岩石掘削 砂防工歩掛

(3) 側壁・水叩工

① 土工量の算出

(a) 機械掘削土量

$$\text{土砂の掘削土量} = (A_{S1\text{本}} + A_{S1\text{副}}) \times 1/2 \times (B_{R1} + B_{S1}) \times 1/2 \cdots (5)$$

$$\text{岩盤の } \quad \quad = (A_{R1\text{本}} + A_{R1\text{副}}) \times 1/2 \times (B_{S1} + B_{R1}) \times 1/2 \cdots (6)$$

$A_{S1\text{本}}$ ($A_{S1\text{副}}$) : 本堤部 (副堤部) における土砂の掘削断面積
(横断図面より三斜等により求める。)

$A_{R1\text{本}}$ ($A_{R1\text{副}}$) : 本堤部 (副堤部) における岩盤の掘削断面積
(横断図面より三斜等により求める。)

B_{R1} : 土砂の掘削天端幅 = $B_{S1} - 1.0 H_S$ (概念図参照)

B_{S1} : " 底 幅 = $B_{R1} - 0.6 H_R$ (")

B_{R1} : 岩盤の掘削底 幅 (")

(b) 埋戻土量 (F)

(本堤部埋戻断面積 + 副堤部埋戻断面積) $\times 1/2 \times$ 平均長

(c) 残土処理 本堤工に同じ

3.1.4 立積計算

(1) 本・副えん堤工

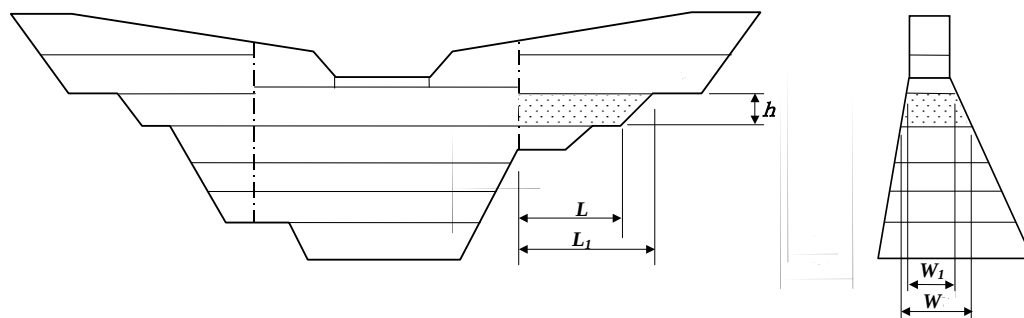


図 2-15 打設ブロック分割図

打設ブロック計画に基づき、分割して、原則としてオベリスク公式により計算する。

オベリスク公式

$$V = \frac{h}{6} [L \cdot W + (L + L_1)(W + W_1) + L_1 W_1] \cdots (7)$$

計算方法については「第2章 3.1.7 オベリスク公式計算例(コンクリート工, 型枠工)」を参考にされたい。

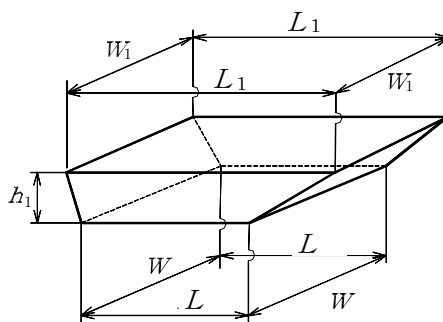


図 2-16 オベリスク図

(2) 側壁・水叩工

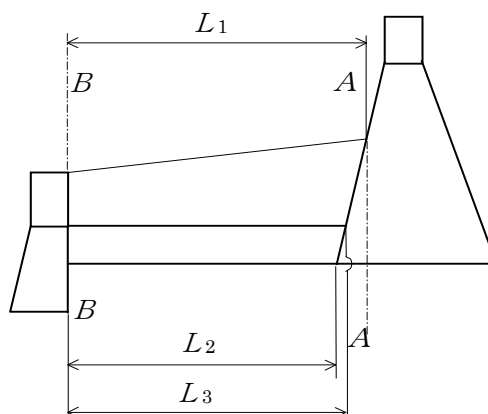


図 2-17 側壁・水叩工の立積算出図

$$\text{側壁工} = (A \text{部断面積} + B \text{部断面積}) \times 1/2 \times (L_1 + L_2) \times 1/2 \cdots (8)$$

$$\text{水叩工} = (A \text{部断面積} + B \text{部断面積}) \times 1/2 \times (L_2 + L_3) \times 1/2 \cdots (9)$$

3.1.5 型枠計算

(1) 型枠面積

① 本・副えん堤型枠

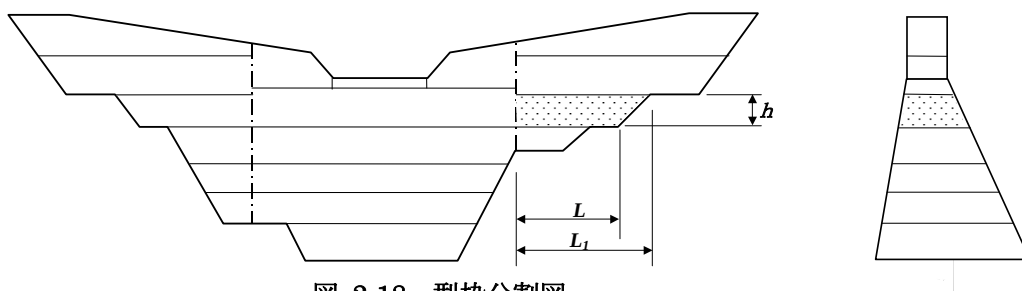


図 2-18 型枠分割図

打設ブロック計画に基づき分割し，表法型枠と裏法型枠分けて計算して合計する。

② 側壁型枠

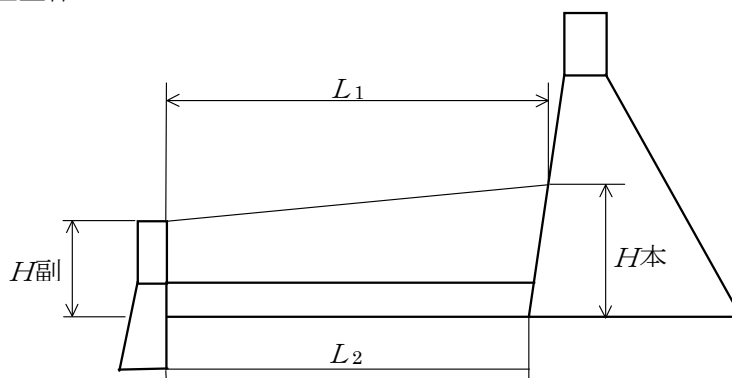


図 2-19 側壁の型枠算出図

下式より求める。

$$(H_{\text{本}} + H_{\text{副}}) \times 1/2 \times (\alpha + \sigma) \times (L_1 + L_2) \times 1/2 \times 2 \quad \dots (10)$$

※ $\alpha \cdot \sigma$ = 斜長乗数

両岸側壁の場合表法 5 分，裏法 2 分の場合には $\alpha = 1.118$ ， $\sigma = 1.020$ となり，上式は $(H_{\text{本}} + H_{\text{副}}) \times 1.069 \times (L_1 + L_2)$ となる。

③ 収縮目地型枠及び打設ブロック側面型枠

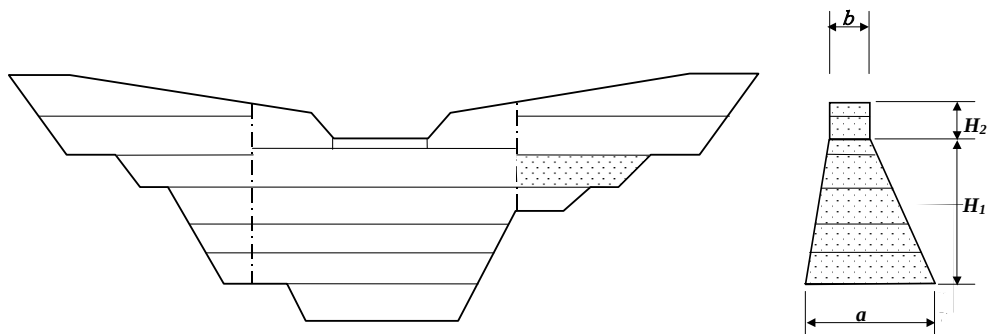


図 2-20 収縮目地型枠図

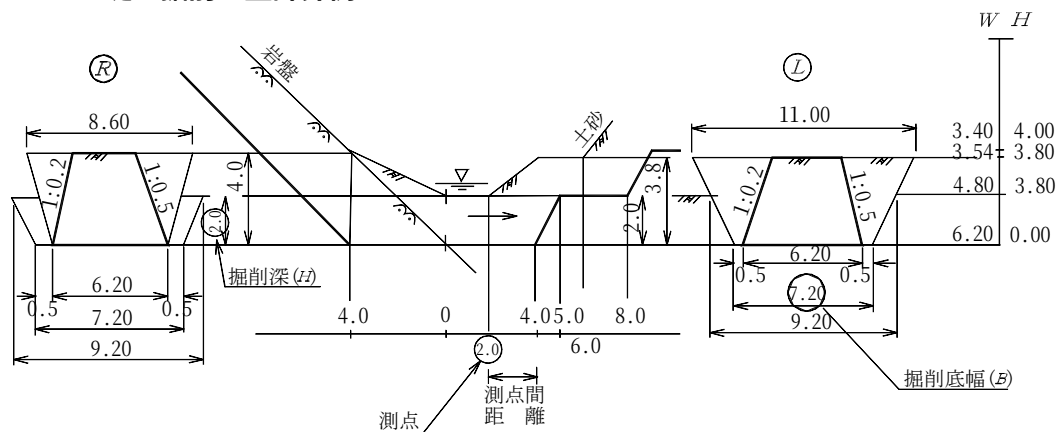
止水板施工地点において，下式より算出する。

$$A = 1/2 \times (a + b) \times H_1 + b \times H_2$$

(2) 型枠工の適用区分

- ① 本堤・副堤・側壁型枠 砂防用鋼製型枠
- ② 収縮目地型枠・打設ブロック側面型枠 砂防用鋼製型枠
- ③ 打継型枠（岩盤埋戻部等木製型枠） 一般編小型（Ⅰ）

3.1.6 えん堤工掘削土量計算例

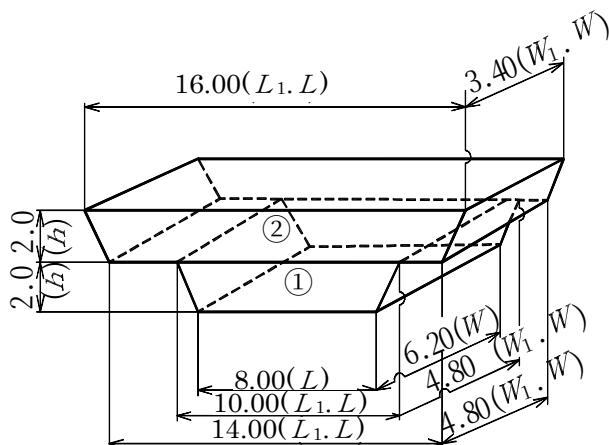


えん堤工掘削土量計算書							(土 砂)
測 点	掘削深 (m)	掘削底幅 (m)	断面積 (m ²)	平均断面積 (m ²)	測点間距離 (m)	立 積 (m ³)	備 考 $A=(B+0.5H)H$
R	H	B	A				本堤工，垂直壁 工の土工量算出の 項を参照のこと。
0	2.0	7.2	16.40				
4.0	0	0	0	8.2	4.0	32.8	
L							
0	2.0	7.2	16.40				
2.0	2.0	7.2	16.40	16.40	2.0	32.80	
4.0	3.8	7.2	34.58	25.49	2.0	50.98	
5.0	1.8	5.8	12.06	23.32	1.0	23.32	
6.0	1.8	5.8	12.06	12.06	1.0	12.06	

えん堤工掘削土量計算書							(岩 盤)
測 点	掘削深 (m)	掘削底幅 (m)	断面積 (m ²)	平均断面積 (m ²)	測点間距離 (m)	立 積 (m ³)	備 考 $A=(B+0.3H)H$
R	H	B	A				本堤工，垂直壁 工の土工量算出の 項を参照のこと。
0	0		0				
4.0	4.0	6.20	29.60	14.80	4.0	59.20	

3.1.7 オベリスク公式計算例（コンクリート工，型枠工）

（1）コンクリート工



①② ⑦層に分け各層毎にオベリスク公式により計算する。

オベリスク公式

$$V = \frac{h}{6} [L \cdot W_1 + (L + L_1)(W + W_1) + L_1 W_1]$$

これを変形して，

$$6V = [L \cdot W + (L + L_1)(W + W_1) + L_1 W_1] \cdot h$$

上式を計算表により算出する。

$$\begin{aligned} \text{①層コンクリート体積} \times 6 &= 6V = [8.0 \times 6.2 + (8.0 + 10.0)(6.2 + 4.8) + 10.0 \times 4.8] \times 2.0 \\ &= 591.20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{②層コンクリート体積} \times 6 &= 6V = [14.0 \times 4.8 + (14.0 + 16.0)(4.8 + 3.4) + 16.0 \times 3.4] \times 2.0 \\ &= 735.20 \end{aligned}$$

⋮

⋮

（2）型枠工

①② ⑦に分け各層毎に下記のように計算，計算表より算出する。

$$\text{①層型枠直面積} = (8.0 + 10.0) \times 1/2 \times 2.0 = 18.0$$

$$\text{②層} \quad \quad \quad = (14.0 + 16.0) \times 1/2 \times 2.0 = 13.0$$

⋮

⋮

これらを小計及び合計して，斜長乗数を乗じて型枠面積を求める。

└──┐	S = 1 : 0.2	→	1.020
└──┐	S = 1 : 0.3	→	1.044
└──┐	S = 1 : 0.5	→	1.118

3.1.8 オベリスク公式，型枠計算書

コンクリート型枠計算書			オベリスク公式										V= h/6[L・W+(L+ L ₁)(W+ W ₁)+ L・W ₁]				
			コ ン ク リ ー ト											型 枠		備考	
ブロック	高さの区割	長さの区割	L (長さ)	W (巾)	L ₁ (長さ)	W ₁ (巾)	(L+ L ₁)	(W+ W ₁)	① L・W	②(L+ L ₁) × (W+ W ₁)	③ L ₁ W	h	①+②+③ × h 6・ V	$\frac{L+L_1}{2}$	$\frac{L+W_1}{2}$		
	～	R ～ L															
		～															
	～	～															
		～															
	～	～															
		～															
	～	～															
		～															
	～	～															
		～															
	～	～															
		～															
	～	～															
		～															
	～	～															
		～															

3.2 溪流保全工

3.2.1 土工区分

(1) 護岸工と横工の土工区分

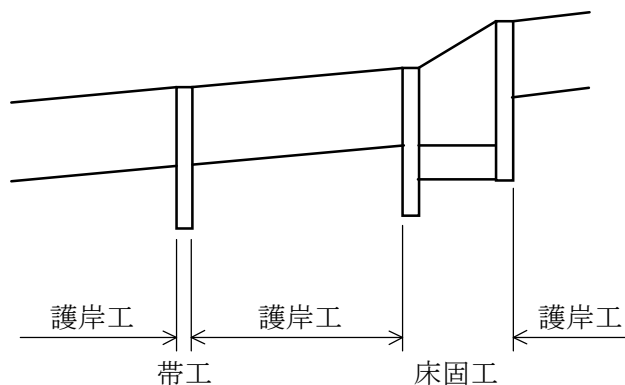


図 2-21 護岸工と横工の区分

(2) 護岸工の積算

掘削はバックホウ 0.6m³を標準とするが、詳細は一般編機械土工参照

$$\text{掘削土量} = A \times L$$

残土処理＝全掘削数量

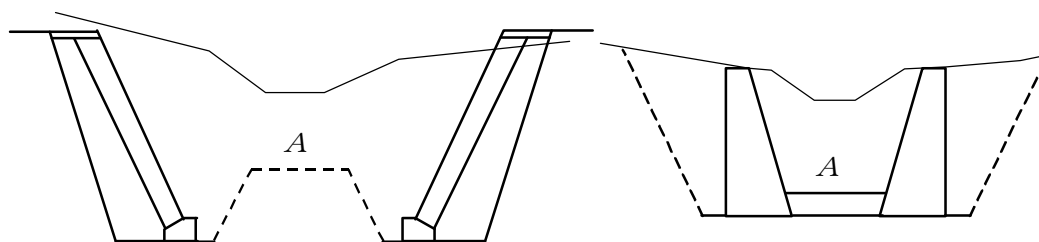


図 2-22 護岸工の掘削面積

(3) 床固工の積算

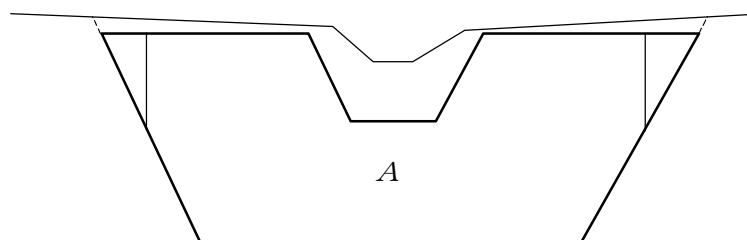


図 2-23 床固工の掘削面積

土工機種は護岸工と同じ

A_1 : 本堤掘削

A_2 : 垂直壁掘削

A_3 —上 : 側壁上流掘削

A_3 —下 : 側壁下流掘削

$$\text{掘削土量} = A_1 \times L_1 + A_2 \times L_2 + 1/2 \times (A_3\text{—上} + A_3\text{—下}) \times L_3$$

残土処理は護岸工と同じ

(4) 帯工の積算

床固工に準ずる。

3.2.2 立積計算

(1) 護岸工 数量計算表，または展開図により算出する。

(2) 床固工 えん堤工に準ずる。

(3) 帯 工 えん堤工に準ずる。

3.2.3 型枠計算

(1) 床固工，帯工型枠面積計算

えん堤工に準ずる。

(2) 護岸工，床固工，帯工型枠面積計算の適用区分

一般編無筋構造物

第3章 砂防ソイルセメントの品質管理

1. INSEM工法

1.1 品質管理の基本

INSEM工法の品質管理は、打設された砂防ソイルセメントの要求性能（圧縮強度と単位体積重量）を確保することを目的として実施する。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.96 より抜粋

解 説

INSEM工法における品質管理は、材料の管理（母材、セメント、INSEM材）、施工時の管理（材料の計測、攪拌混合、敷均し厚、締固め、仕上り厚、打継目、養生）、仕上がり材の管理（INSEM）の3種類に分類される。

品質管理は品質管理基準に基づいて実施するものとし、その管理内容に応じて工程能力管理または品質管理の図表（ヒストグラム、 $\bar{X}-R$ 、 $\bar{X}-R_s-R_m$ 等）を作成し、管理するものとする。ただし、測定数が10点未満の場合は品質管理表のみとし、管理図の作成は不要とする。

(1)材料の管理

材料の管理は、母材、セメント及びINSEM材に対して、各種試験により実施する。

(2)施工時の管理

INSEM工法における施工時の管理は、材料の計測、攪拌混合、敷均し厚、締固め、仕上り厚、打継目、養生の7項目に対して、各種計測や目視による確認等によって実施する。

(3)仕上がり材の管理

仕上がり材の管理は、締固め直後のINSEM材及び固結したINSEMに対して、各種試験により実施する。

1.2 材料の管理

材料については、母材、セメント、INSEM材の品質管理を行う。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.97-98 より抜粋

解 説

INSEM工法における材料の品質管理は、材料を混合する前に配合を検討するために必要な「母材の管理」、母材に混入する「セメントの管理」、攪拌混合した後のINSEM材の品質を確保するための「INSEM材の管理」の3種類に分類される。

(1) 母材の管理

母材の管理には、大きく粒度管理と含水比管理があり、原則として下記の基準で管理を実施する。

①粒度管理：粒度管理は、「土の粒度試験」によって実施する。粒度試験は、原則として1材料（性状が一樣と判断される材料）に対して1回以上実施するものとする。

ただし、施工期間中に母材の性状が変化した場合には、その都度粒度試験を実施し、材料変化の状況を把握するものとする。

②含水比管理：含水比管理は、「土の含水比試験」によって実施する。母材の含水比試験は、原則として1回／日（施工前）に実施する。

なお、夏場等で乾燥の影響がある場合には、午前1回及び午後1回の測定を実施する等の対応を行うことも検討する。

施工現場では現地発生土砂を屋外に存置することがほとんどであるので、自然含水比は日々の気象の影響を受けて変化する。したがって、本施工においては、構築する砂防ソイルセメントの品質をできるだけ安定させるという品質管理上の目的から、日々使用する土砂の含水比試験を行う。含水比試験を実施する場合、表面の土砂は乾燥傾向にあることから、できるだけ内部の土砂において上下から3箇所以上採取し、施工当日に使用する材料の平均的な値が得られるように努める。

施工現場における簡便的な方法として、粗骨材を除いて概ね 500g～1 kg程度の試料を採取し、電子レンジやガスコンロを用いて自然含水比を計測する方法がある。

(2) セメントの管理

INSEM材の製造に用いるセメントは、出荷時の品質を確認したうえで使用するものとする。

(3) INSEM 材の管理

INSEM材の管理は、混合直後のINSEM材においてフェノールフタレイン溶液を散布することによって、均一な混合状態となっていることを確認する。

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第3章 砂防ソイルセメントの品質管理

(4) 材料の管理基準

材料の管理基準をまとめて下表に示す。

表 3-1 INSEM 工法における材料の標準的な品質管理基準（案）一覧表

試験項目		管理及び試験方法	頻度	規格値	試験場所	備 考
母材	粒度試験	JIS A 1204	1 回 / 1 材料	配合決定時の粒度と大きく変わらないことを確認	公的機関に登録, もしくは認定された試験機関	材料の採取場所を変更した時など, 材料の性状に変化がある場合にはその都度 1 回実施
	含水比試験	直接加熱法 (フライパン法) 電子レンジ法 (JGS 0122)	1 回 / 施工日	試験施工にて確認した数値	混合ヤード	・乾燥時, 降雨時には適宜実施 ・材料の性状が変化した場合, 及びセメントや水の配合量に変化した場合はその都度 1 回実施
セメント		出荷時の品質記録による	セメント入荷毎			
INSEM 材		フェノールフタレイン溶液散布による目視確認 (写真管理)	混合回数毎	一様な着色	混合ヤード	材料の性状が変化した場合, 及びセメントや水の配合量に変化した場合はその都度 1 回実施

1.3 施工時の管理

INSEM工法における施工時の管理は、材料の計測、攪拌混合、敷均し厚、締固め、仕上り厚、打継目、養生に対して、現場条件や対象施設等を考慮した手法で実施する。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.99-102 より抜粋

解 説

(1) 管理手法

INSEM工法における施工時の管理は、材料の計測、攪拌混合、敷均し厚、締固め、仕上り厚、打継目、養生の7項目があり、下記の手法を参考に管理手法を決定する。

材料の計測：1混合毎に1回計測を行う。

土砂の計測は、混合槽への投入容量で計測する。

セメントは、投入するセメントの重量で管理する。

水は、投入する水の容量で管理する。

攪拌混合：1混合毎に1回、攪拌混合時間を計測することによって管理する。

敷均し厚：敷均し厚は、丁張り、ポール、スタッフ等によって管理する。

締 固 め：振動ローラ速度及び転圧回数を目視によって管理する。

仕上がり材：仕上がり材は、仕上がり厚、密度、含水比について管理する。

仕上がり厚は、丁張り、スタッフ等による計測で管理する。

密度は、RI試験機や砂置換法等によって計測し管理する。

含水比は、RI試験機や砂置換法等によって計測し管理する。

打 継 目：打ち継目処理が必要な箇所においては、その箇所毎に打ち継目処理を実施しているかについて目視によって管理する。

養 生：養生は、目視による状況の確認で管理する。

標準的な施工時の管理項目及び頻度を表3-2に示す。

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第3章 砂防ソイルセメントの品質管理

表 3-2 INSEM 工法における材料の標準的な品質管理基準（案）一覧表

試験項目		試験方法	規格値	試験基準	摘 要
材料の計測	土砂	混合槽内の高さ等	天端からの高さ	1回／1混合	
	セメント	—	重量計測値	1回／1混合	出荷重量+計測値
	水	—	容量計測値	1回／1混合	
攪拌混合	攪拌時間	—	所定時間／m ³	1回／1混合	規格値は本便覧及び試験 施工により決定
敷均し厚	敷均し厚	—	所定値	1回／1リフト	規格値は本便覧及び試験 施工により決定
締固め	転圧速度	—	所定値 (1km/h 程度)	1回／1リフト	1km/h 程度
	転圧回数	—	所定値	1回／1リフト	規格値は本便覧及び試験 施工により決定
	転圧温度	—	所定値 (0℃以上)	毎正時	
仕上り材	仕上り厚	丁張り等による 沈下量計測	所定値	1回／1リフト	規格値は本便覧及び試験 施工により決定
打継目	処理方法	目視	指定処理方法	1回／1リフト	散水 セメント散布 無処理
養生	処理方法	目視	指定処理方法	1回／日	散水 シート その他

(2) 管理方法

INSEM工法の施工時の管理方法は、各現場においてそれぞれ設定されているのが現状であり、確立されたものはない。これまでに実施されている管理方法の事例を以下に取りまとめる。これらの事例を参考に、現場条件等に応じた管理方法を設定する。

【計量】

①土砂量の計量

土砂量の計量は、原則として混合槽への投入高さ（容量）で計量する。

混合槽へ投入する土砂のほぐし量は、室内試験において軽装法等によって計測された変化率の値を用いるが、場合によっては、実際に使用する混合槽において単位高さ当りの投入容積とその時の重量の関係を計測（単位高さまで投入した土砂をダンプトラック等に積み替えて、トラックスケール等で直接重量を計測）し、必要容積を算出することも検討する。

②セメントの計量

セメントは、多くの場合大型土のうによる出荷となることが予想される。したがって、フレキシブルコンテナバッグへの袋詰め重量は出荷時に計量し、現場における少量の計量は直接秤で実施する。

③水の計量

水の計量は、目盛りのついたタンクや容器等又は流量計によって計量する。



写真 3-1 500 ℓ ポリタンクによる水の計量事例

【攪拌時間】

攪拌時間の計測は、ストップウォッチ等を用いて直接時間を計測することにより実施する。

【敷均し】

①敷均し厚

敷均し厚は、丁張りやレベル等を用いて高さを計測することにより実施する。

②敷均し時の INSEM 材の温度

敷均し時のINSEM材の温度は、INSEM材の内部に温度計を挿入して直接温度を計測する手法により実施する。



写真 3-2 丁張りによる敷均し厚の計測事例

【締固め】

①転圧速度

転圧速度は、1km/h（約2.8m/10秒）であることを目視により確認する。

②転圧回数

転圧回数は、目視により確認する。

③仕上がり厚

仕上がり厚は、丁張りやレベル等を用いて沈下量を計測し確認する。



写真 3-3 丁張りによる敷均し厚の計測事例

1.4 仕上がり材の管理

仕上がり材の管理は、打設されたINSEM材の密度及び圧縮強度を管理することを目的として実施する。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.103-105 より抜粋

解 説

仕上がり材の管理は、締固め直後のINSEM材の密度及び固結したINSEMの圧縮強度の2項目があり、下記の手法を参考に管理手法を決定する。

- ①密度管理 : 密度管理は、転圧後の INSEM 材における「密度試験」によって実施する。密度試験は、転圧後の 1 リフトにおいて 1 回（3 点以上）実施する。密度試験の方法は、RI 密度試験または砂置換密度試験によって実施する。
- ②圧縮強度管理 : 圧縮強度管理は、原則として供試体作製によって作製した材料の圧縮強度試験によって実施する。供試体の作製は、原則として 1 回/日とするが、現場条件や日打設量等を考慮して決定するものとする。また、1 回当りの供試体の作製は 3 本以上とする。

(1)密度管理

単位体積重量（密度）は、安定検討上重要な項目であるが、INSEMの場合、現地発生土砂の性状の影響を受けるため、締固め試験や配合試験等により単位体積重量（密度）を確認した上で設定するものとする。

INSEMの単位体積重量（密度）は、現地発生土砂の性状、締固め方法などにより変動することが予想されるが、配合試験結果から求められる標準供試体の単位体積重量（密度）の平均値の90%を採用すれば実用上支障ないものと考えられる。

(2)圧縮強度管理

圧縮強度の管理は、打設面からのコア採取は施工工程に影響を及ぼすことから、同材料を用いた供試体を用いて行うものとする。

圧縮強度の測定頻度について、これまでの事例では最小頻度は、施工中に2回、最多頻度は1日1回（ $\sigma 7$ 及び $\sigma 28$ ）である。

現時点では、原則として事例の最多頻度となる1日1回によるものとし、今後事例を重ねた上で、適宜管理頻度の見直しを行うものとする。なお、目標強度が低い場合には、測定頻度を落としても良い。

試験に用いる供試体の大きさは、標準供試体（ $\phi 150 \times H300$ ）とし、養生は、仮設ハウス内等においてシートで覆う空気中での養生を原則とし、保湿養生は行わないものとする。

また、圧縮強度の管理は28日強度で実施することを原則とするが、7日強度と28日強度の強度伸び率の関係が明らかとなるデータが得られている場合には7日強度管理してもよい。

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第3章 砂防ソイルセメントの品質管理

圧縮強度の管理頻度・管理基準値は、以下のとおりとする。

■管理方法：供試体による圧縮強度試験（原則として $\sigma 28$ ）

■管理頻度：1日1回（3本作製）を原則とする

■基準値：目標強度に対して3本の平均が目標強度以上であり、かつ、いずれの強度も目標強度の85%以上とする。

■作製場所：施工場所付近に作業ヤードを設ける。

■養生：シート掛け等による空気中での養生を行う。

以上の管理項目に対する一般的な管理基準を表3-3に示す。

各施工現場においては、表3-3を参考に管理基準を設定するものとする。

表 3-3 INSEM 工法における仕上がり材の標準的な品質管理基準（案）一覧表

試験項目	管理及び試験方法	頻度	規格値	試験場所	備考
現場密度の測定	RI 法 JGS1614 又は砂置換法 JIS A 1214	1回（3点以上） /1層毎 1日1回 （3点以上）	所定値（配合試験結果により決定）	施工場所	最大乾燥密度の90%以上
圧縮強度試験	供試体作製方法 JIS A 1132 突固め試験 JIS A 1210 圧縮強度試験 JIS A 1108	1回/施工日 （ $\sigma 28$ -3本作成）	所定値（配合試験結果により決定）	所定の試験機関	目標強度に対して3本の平均が目標強度以上であり、かつ、いずれの強度も目標強度の85%以上

(3)仕上り材の管理の方法

①仕上がり材の密度と含水比

仕上がり材の密度や含水比は、RI試験機や砂置換法等によって計測する手法により実施する。



写真 3-4 RI 試験機による密度と含水比の計測事例

②INSEM の圧縮強度

原則として、供試体により圧縮強度試験によって実施する。ただし、採取コアによる圧縮試験を実施しても良いものとする。

1.5 品質管理シート

品質管理基準は、以下を標準とし、細部については、現地での試験施工より設定することとする。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.106 より抜粋

解 説

INSEM工法における品質管理項目及び基準を表3-4に示す。

第Ⅴ編 施工積算・管理編：第3章 砂防ソイルセメントの品質管理

表 3-4 INSEM 工法における標準的な品質管理項目及び管理シート(案)

施工年度					
工事名称					
施工部位			目標強度		
施工数量(m³)			単位セメント量		
工法			目標含水比		
試験項目		管理及び試験方法	頻度	規格値又は 確認事項	試験場所
母材	粒度試験	JIS A 1204	1 回/1 材料+材 料変化時	配合決定時の粒度と大き く変わらないことを確認	所定の試験 機関※
	含水比試験	JIS A 1203			所定の試験 機関※
		直接加熱法（フライ パン法），電子レンジ 法（JGS0122）	1 回/施工日	投入前の母体の含水比を 確認し，加水量を決定する	混合ヤード
計量	土砂量	容積の計測	混合回数毎	重量を確認（投入土砂量は 容積で確認）	混合ヤード
	セメント量	重量の計測			
	混合時間	時間計測			
INSEM 材	混合状況	フェノールフタレイ ン溶液散布 (写真管理)	混合回数毎	目視により一様な着色で あることを確認	混合ヤード
施 工 時	敷均し層厚，時間	ポール等により層厚 測定及び時間計測	1 層毎	試験施工にて決定した層 厚	施工場所
	転圧回数，時間	転圧回数及び時間計 測	1 層毎	試験施工にて決定した回 数及び締固め時間	施工場所
	養生方法，日数	湿潤養生，冬季養生	リフト毎		施工場所
	打継目		打継目毎	無処理の場合には表面の 状況を確認 セメント散布の場合には ㎡当りのセメント量	施工場所
INSEM	現場密度の測定	RI 法 JGS1614, 砂置換法 JIS A 1214	1 回 (3 点以上) /1 層毎 1 日 1 回 (3 点 以上)	配合試験及び試験施工で 決定した密度以上である ことを確認 最大乾燥密度 90%以上	施工場所
	圧縮強度試験	供試体作製方法 JIS A 1132 突固め試験 JIS A 1210 圧縮強度試験 JIS A 1108	1 回/施工日 σ 28-3 本作成	配合試験及び試験施工で 決定した強度以上である こと，かついずれの強度目 標強度の 85%以上を確認	所定の試験 機関※

※：公的機関に登録，もしくは認定を受けた試験機関

2. ISM工法

2.1 品質管理の基本

ISMに要求されている品質を確保するため、適切な品質管理項目を設定して品質管理を行わなければならない。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.132 より抜粋

解 説

(1) 攪拌土砂材料管理

攪拌土砂材料の管理は、攪拌混合作業前に含水率の確認を実施する。

(2) セメントミルク管理

セメントミルクの管理は、攪拌混合時にセメントミルク密度及びセメントミルク量の確認を実施する。

(3) 攪拌混合管理

攪拌混合管理は、ISMの均一性を確保するため、目視により攪拌混合状態の確認を実施する。

(4) 圧縮強度管理

圧縮強度試験により、ISMに要求されている品質が確保されていることの確認を実施する。

2.2 攪拌土砂材料管理

ISMに要求されている品質を確保するため、適切な品質管理項目を設定して品質管理を行わなければならない。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.132-133 より抜粋

解 説

攪拌土砂材料の含水率を攪拌混合作業前に測定し、その結果から攪拌土砂材料とセメントミルクを混合したISM水セメント比が、ISM標準配合水セメント比よりも小さくなるように、セメントミルクプラントで製造するセメントミルク水セメント比を設定し、管理する。

管理基準は次のとおりである。

(1)管理頻度

攪拌混合作業日当たり1回を標準とする。

降雨や乾燥等により攪拌土砂材料の含水率が変化した場合には、その都度測定を行う。含水率が変化しないように攪拌土砂材料をシート等で養生を行う場合には、攪拌混合作業の前日に含水率の測定を行ってもよい。

(2)管理基準値

ISM標準配合水セメント比と、算定したISM水セメント比の比は、式3-1に示す範囲内とする。
なお、攪拌土砂材料の含水率は0.1%単位まで求める。

$$0.95 \leq \text{現場水セメント比} / \text{計画配合水セメント比} \leq 1.00 \quad \dots (1)$$

攪拌土砂材料の含水率試験は、「現位置攪拌混合固化工法（ISM工法）設計・施工マニュアル 参考資料2.2.3（1）攪拌土砂材料の含水率試験（電子レンジ法）」に準じて実施する。

ISM水セメント比の計算方法を式(2)に示す。

$$W / C_{(ISM)} = W / C_{(CM)} + \frac{GS \times H_{(0 \sim 300mm)}}{C} \quad \dots (2)$$

W/C (ISM) : ISM 水セメント比 (%)

W/C (CM) : セメントミルク水セメント比 (%)

GS : 攪拌土砂の絶乾質量 × (1 + 吸水率 (%)) / 100 (kg/m³)

H (0～300) : 攪拌土砂材料の表面水率 (%)

C : 単位セメント量 (kg/m³)

攪拌土砂材料の含水率が大きく、ISM標準配合水セメント比以下とすることが困難な場合には、攪拌土砂料の含水率の調整を行うことが必要である。

攪拌土砂材料の性質が変化したことが認められる場合には、ISMに要求される品質が確保できることを確認する。

2.3 セメントミルク管理

ISMに要求される品質を確保するため、攪拌混合作業時にセメントミルク密度及びセメントミルク量を確認しなければならない。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.134-135 より抜粋

解 説

(1) セメントミルク密度管理

セメントミルクプラントで製造されたセメントミルク密度を測定し、設定したセメントミルクの水セメント比について確認し、管理する。

管理基準は次のとおりである。

①管理頻度

攪拌混合作業日当たり1回を標準とする。

製造されるセメントミルク水セメント比を変更した場合はその都度測定を行う。

②管理基準値

セメントミルク配合から算定したセメントミルク密度と測定したセメントミルク密度との差は、式 5-3に示す範囲内とする。

$$-0.05 \leq \text{標準セメントミルク密度} - \text{測定セメントミルク密度} \leq 0.05 \text{ (g/cm}^3\text{)} \quad \dots (3)$$

セメントミルク密度試験及びセメントミルク試料の採取は、「セメントミルク密度（マッドバランス法）」に準じて実施する。

セメントミルク密度の計算方法を式(4)に示す。

$$\rho_{CM} = \frac{C_w + W_w + A_w}{\frac{C_w}{\rho_C} + \frac{W_w}{1.00} + \frac{A_w}{\rho_A}} \quad \dots (4)$$

ρ_{CM} ：セメントミルク密度 (g/cm³)

C_w ：セメント計量設定値 (kg)

W_w ：練混ぜ水計量設定値 (kg)

A_w ：高性能減水剤計量設定値 (kg)

ρ_C ：セメント密度 (g/cm³) (高炉セメント B 種の密度<参考値>：3.04 g/cm³)

ρ_A ：高性能減水剤密度 (g/cm³)



写真 3-1 セメントミルク密度測定状況

(2)セメントミルク量管理

施工ブロック毎の攪拌土砂材料の数量に応じた計画セメントミルク量が、攪拌混合に使用されていることを確認し、管理する。

①管理頻度

レーンまたは施工ブロック毎に管理する。

②管理基準値

レーンまたは施工ブロック毎の攪拌土砂材料の数量に応じた計画セメントミルク量と、実際に攪拌混合に使用されたセメントミルク量との比は、式(5)に示す範囲内とする。

$$1.00 \leq (\text{セメントミルク実施量} / \text{計画セメントミルク量}) \leq 1.04 \cdots \cdots (5)$$

2.4 攪拌混合管理

ISMの均一性を確保するため、目視により攪拌混合状態を確認しなければならない。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.135 より抜粋

解 説

攪拌混合時間は3分/m³を標準とするが、目視で施工ブロックに攪拌ムラが認められる場合には、均一な攪拌混合状態となるように攪拌混合時間を延長する。

一方、攪拌混合時間を短縮しても均一な混合状態が確保されることが確認された場合には、攪拌混合時間を短縮して攪拌混合管理を行うことができる。

(1)管理頻度

施工ブロック毎に管理する。

(2)管理方法

攪拌混合状態を目視により攪拌ムラがないことを確認する。

2.5 圧縮強度管理

ISMに要求されている品質を確保するため、適切な品質管理項目を設定して品質管理を行わなければならない。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.132 より抜粋

解 説

攪拌混合が終了した箇所からISM試料を採取し、圧縮強度試験用供試体を作製する。供試体は所定の材齢まで養生後、圧縮強度試験を行い、ISMに要求されている品質が確保されていることを確認する。

また、圧縮強度試験時に供試体試量を測定し、ISMの密度を確認する。

(1)測定回数

攪拌混合作業日当たり1回を標準とする。

試験材齢は、7日、28日（設計基準強度材齢）を標準とする。

供試体数は各材齢3本を標準とし、試験値は3本の平均値とする。

(2)管理基準値

設計基準強度を下回る試験回数が配合設計時に設定した確率（5%；20回に1回）以内であることとする。

ISM試料の採取，供試体作製，養生及び圧縮強度試験は，「現位置攪拌混合固化工法（ISM工法）設計・施工マニュアル 参考資料2.2.3(3)圧縮試験」に準じて実施する。

(3)コアによる強度管理

ISMのコアによる圧縮強度試験は，骨材最大寸法が300mmを使用しているため，骨材最大寸法の3倍以上の直径となる供試体を作製する3) ことが難しい。よって，圧縮強度管理に適用しないものとする。

2.6 品質管理シート

品質管理基準は，以下を標準とし，細部については，現地での試験施工より設定することとする。

*砂防ソイルセメント設計・施工便覧 平成23年度版 P.132 より抜粋

解 説

ISM工法における品質管理項目及び基準を表3-5に示す。

表 3-5 ISM 工法における標準的な品質管理項目及び管理シート（案）

施工年度			
工事名称			
施工部位		目標強度	
施工数量(m ³)		単位セメント量	
工法		目標含水比	
品質管理項目	管理内容	管理頻度	基準値
攪拌土砂材料管理	攪拌土砂材料の含水率	1回/日	— (0.1%の単位まで測定する)
セメントミルク管理	セメントミルク密度	1回/日	密度の差±0.05 (g/cm ³) 以内
	セメントミルク量	レーンまたは施工ブロック	1.00 ≤ (セメントミルク実施量/計画セメントミルク量) ≤ 1.04
攪拌混合管理	攪拌ムラ(目視)	レーンまたは施工ブロック	目視確認できる攪拌ムラがない
圧縮強度管理	圧縮強度	1回/日	σ ₇ , σ ₂₈ 設計基準強度を満足しない確率が5%以内 (土木学会：コンクリート標準示方書に準拠)

第4章 維持修繕

1. 砂防施設の維持

1.1 基本事項

砂防施設は、えん堤工、床固工、護岸工、溪流保全工、山腹工等が、個々にあるいは相互に関連をもちつつ目的を果たしているが、その機能が十分に発揮できるよう、維持されなければならない。

解 説

砂防施設は、公物として管理されるほか、構造物として安定を損なわないよう、さらに構造物がその固有の機能を継続して持つよう、維持しなければならない。また山腹工に用いられる植栽工は、植生がもつ山地保全機能を永続的に維持するために、裸地や劣悪な山腹斜面に植生を導入し、基礎工の維持とともに侵入植生をも含めた管理が必要である。

1.2 えん堤工・床固工

1.2.1 変 位

堤体およびその付属施設に、傾斜、沈下、隆起、移動、はらみ出し等の変位が認められた場合は、原因を調査したうえ必要な処置をとる。

解 説

構造物に傾斜、沈下、隆起、移動等の変位を発生させる原因としては、部分的もしくは全体的な基礎地盤の支持力不足、当該箇所あるいは下流の溪床洗掘、地すべり等の地形変化、地震・土石流・水圧・土圧等の異常な外力の発生等が考えられる。

(1) 堤体の変位の観察（必要ならば下げふり錐による観測、定点観測）を行う。

(2) 堤体の上、下流の現象を把握する。

(3) 堤体の付近の地表面を観察する。（湧水、樹木の変状、クラック発生）

上記の調査、観察等を行い、原因、誘因を究明する。

表 4-1 変位の原因，誘因およびその対策例

原 因	誘 因	調査方法	対 策	備 考
基礎地盤の 支持力不足	1)基礎岩盤の風化 2)砂礫層の支持力 不均一	ボーリングによ る支持層確認， 載荷試験の実施	グラウト注入工法 岩盤P，S工法	
下流の渓床 洗掘	洪水流あるいは石 礫の落下等による 洗掘	スタッフ等による 計測 渓床縦断測量	水叩工および副堤 の新設 根継工（コンクリ ート，矢板）	えん堤下流の洗掘 現象は本堤の倒壊 につながり非常に 危険な現象である ので，局所洗掘と全 体的な渓床移動の 予測も合わせて考え る必要がある。
地すべり等の 地形変化	地すべり	地すべり予備調査 1)現地踏査 2)伸縮計設置観測 3)移動杭設置観測	地すべり対策工 (抑制工，抑止工)	
土石流の衝撃	土石流の衝撃力	衝撃力計，歪計	裏法保護のための 古タイヤ張り，上 流にスリットえん 堤，水制工等の新 設	

1.2.2 亀 裂

亀裂は，発生原因を調査したうえ，必要な処置をとる。

解 説

コンクリートえん堤の破壊例を見ると，前庭部洗掘により基礎が底ぬけして折れる外，クラックが入っているものが多く，事前に確認し手当が必要である。

亀裂は，規模においてヘアークラックといわれる微細なものから堤体の破壊につながるものまで大きさ，形，場所，拡大状況等原因によってさまざまである。

形では縦，横，斜あるいはこれらの複合形がみられるが，堤体の安全にとっては，その位置と方向，ずれ，開きの程度，漏水の有無，拡大しうるものかどうか重要であり，これら亀裂の諸元はできるだけ詳細に観察し記録されることが望ましい。

原因としては，変位によるもの，土圧，土石流，崩壊，地すべり等による衝撃に起因するもの，内部圧力等が考えられるので，下記項目について調査し，必要に応じて補修もしくは補強（開口部閉塞・接着・堤体グラウト・基礎グラウト等）を行う。

- (1) 工事時期（時代的背景）
- (2) 堤体の材料（玉石コンクリート、粗石コンクリート、混合積コンクリート、コンクリートその他）
- (3) 堤体の構造（重力、アーチ等：平面形、断面形：袖の貫入状態、基礎の状態：暗渠の位置等）
- (4) 設置箇所およびその周辺の地質・地形関係

1.2.3 剥離磨耗

積石ならびにコンクリートが剥離磨耗したときは、必要に応じて補修する。

解 説

張石、積石、およびコンクリートの剥離、剥落の原因は、とくに水通し、暗渠、水通し直下の堤体前法においては、越流もしくは、落下する土砂流、転石の衝撃によるものが多いが、ほかに外部からの力による堤体の変位、急激な温度変化のくり返し、全体的な老朽化等が考えられる、したがって、それが他の部分の破壊、機能低下および外観を著しく損なう場合は、補償しなければならない。

復旧工法としては次のものがあげられる。

(1) 水通し部の保護工

張石工（エポキシ系接着材使用）

グラノリシック工（富配合のコンクリートをベースにする。）

ノンシュリンコンクリート工（鉄材コンクリート工）

鋼板保護工（耐用年数に問題あり）

(2) 水叩き部の磨耗防止および補修

コンクリート填充、打設

(3) 水通し直下の前法の磨耗防止および補修

コンクリート打設（鉄筋等で補強する）

1.2.4 漏 水

堤体あるいは周辺地盤の漏水を発見した場合には、原因等を調査のうえ必要な処置をとる。

解 説

堤体、間詰工、水叩工、あるいは周辺地盤等からの漏水は、種々の原因が考えられるので、とくに基礎が砂礫や砂の場合は原因を調査のうえ、必要な処置をとる。その場合、漏水の位置・径路、水量とその変化を調査することが大切である。

表 4-2 漏水原因およびその対策

種 別	漏 水 原 因	調 査	対 策
堤 体	コンクリートの亀裂	亀裂の確認 漏水径路確認 地下水追跡	堤体の亀裂 (開口部閉塞・接着・堤体グラウト)
間 詰 工	間詰コンクリートの亀裂	亀裂の確認 漏水径路確認	間詰コンクリートの亀裂 (グラウト)
水 叩 工	水叩きコンクリートの亀裂	亀裂の確認 漏水径路確認	水叩きコンクリートの亀裂 (グラウト、コンクリート填充、打設)
周辺地盤	基礎地盤の劣化 (崩壊、湧水、亀裂)	地盤の観察(亀裂、崩壊、地すべり)漏水径路確認、湧水確認	地下水排除 暗渠工 洗面排水工

1.2.5 洗掘・侵食

堤体の両岸取付部、または、前庭部の、側壁等の背面および基礎地盤が洗掘あるいは侵食された場合は、必要な補修を行う。

解 説

構造物の水表側や流水の落下地点は、しばしば出水時の水の衝撃、渦、溢水あるいは風化によって侵食あるいは洗掘を受けることがある。

また堆積物の状況によって流水の方向が変わった場合は、溢水して背面を空洞化することもあり、これらの現象は容易に拡大して構造物の破壊につながるので、原因を除去して未然に防ぐとともに、必要な処置をとる。

- (1) 堤体の両岸取付部が洗掘あるいは侵食された場合は良質な土砂によって埋戻しを行い、法枠工、ブロック工等によって洗面の保護を行う。
- (2) 前庭部の側壁等の背面および基礎地盤が洗掘、侵食された場合は、十分な埋戻しを行って、必要ならば張ブロック工等を施工する。
- (3) 垂直壁の下流の洗掘に対しては、えん堤下流部の洗掘に対する復旧工法と大差なく、根継工(コンクリート)、コンクリートブロック等による護床、新たに水叩工を設ける方法、副えん堤による復旧等がある。

1.2.6 破 損

堤体および附属施設が破損した場合は、必要に応じて補修する。

堤体および附属施設が出水時に破損した場合は、次の出水に際して有効に機能するよう、必要に応じて補修する。

解 説

補修が不可能なほどに破壊された場合は、計画にまでさかのぼって検討しなければならないが、軽微なものは、老朽、ゆるみ、変位、外力、洗掘等の原因を調査のうえ必要に応じて補修する。補修が不可能な場合、機能を保全するために調査を行った上で、復旧を行う。

(1) えん堤下流のり面の災害

洪水時における土石流による磨耗や大転石による衝撃等によってえん堤下流法面が破壊される例がある。破損部を整形してコンクリートを打設する。

(2) 水通し部の災害

えん堤の水通し部は流水の影響を強く受ける部分であり、異常な洪水流、石礫流による磨耗あるいは衝撃の繰り返しによって、大きく破壊する場合がある。被災部を中心に堤体を削り、コンクリートを打設する。

(3) えん堤軸部の災害

異常出水による流れおよび石礫の袖部越流、流出石礫の衝突が原因として考えられ、被災部を削って整形後にコンクリートを打設する。またえん堤嵌入部の溪岸が決壊し、袖端部が破壊した場合の復旧工法は、被災部の復旧と併せて溪岸に嵌入する方法と、嵌入によらず護岸によって保護する場合がある。溪岸が決壊し袖の背後がぬけた場合には、護岸によって復旧するか、袖のみを護岸に嵌入して復旧するかのいずれかの方法があるが、両者の併用がのぞましい場合が多い。

(4) 水叩工の災害

水叩きは、砂防えん堤の構造のなかで、洪水流の影響を最も強く受け水叩工自体の破損も多く、側壁工の破壊、垂直壁下流部の洗掘等に伴う関連した被災等があり、災害発生の頻度は多い。洪水時における土石流による水叩き表面の磨耗、あるいは落下石礫の衝撃等が原因となる破壊が多い。一般的には破損部を取除き、コンクリートで打ち替える工法がとられるが、復旧は水叩き全断面について行うのがのぞましい。

1.2.7 暗渠からの流出

砂防えん堤本体の水抜暗渠は、その機能を適正にはたすよう、管理を行う。

解 説

砂防えん堤の水抜暗渠には、堤体に働く水压を減少させる機能あるいは細粒物質を流下させ、大径の礫の流下を阻止する選択機能さらに工事のとき排水（瀬替え）機能をもち、目的によっ

て形、大きさ、数、位置がそれぞれ異なるものがあるが、堆積物がルーズであったり、木片をはさんだ場合、突然噴出して堤体を損傷するとともに、下流に災害を発生させる危険性がある。その場合は、必要な機能を適正に維持できるよう、除石、溪流整正、閉塞防止設備の設置、暗渠の閉塞工等の処置をとる。

1.2.8 構造物周辺の法面ならびに地山の崩壊

構造物周辺の法面あるいは地山に崩壊が発生し、施設の安全性を損なうとき、さらに拡大し設備の機能を損なうときは、その発生もしくは拡大を防止する。

解 説

えん堤の両岸かん入部の法面、護岸工の上部法面等が崩落して、その一部が埋没したり、あるいはそれによって構造物に異常が発生することは、避けなければならない。

また構造物に近接した崩壊は、砂防施設に悪影響を与える恐れがあり、湧水、雨裂、集水点、植生等を精査し、その原因をとり除かなくてはならない。また、その崩壊に地すべり性があるか否か調査する必要がある。

法面崩壊防止にあたっては、対象となる斜面の地形、地点などから崩壊の原因と崩壊の形態を想定し、有効かつ適正な工法を選定する。

1.2.9 障害物の除去と整正

構造物に直接あるいは接近して、異常堆積物があり、次の出水によって構造物に被害を発生させる恐れのあるとき、あるいは機能を阻害する恐れのあるときは、速やかに取除く。

解 説

構造物の機能を損なう有害な異常堆積物として、本えん堤もしくは副えん堤の流木止に堆積した流木、構造物におおいかぶさった倒木、本えん堤もしくは副えん堤水通し付近ならびに水叩工にある大きい転石あるいは過剰堆積が考えられる。

これらの堆積物が、流水の疎通を防げ、あるいは移動のときに大きい衝撃を発生するおそれがあるときには、速やかに除去し溪流を整正する。

1.3 溪流保全工・護岸工・水制工

1.3.1 溪流保全工の維持

(1) 障害物の除去

溪流内の竹木、雑草、堆積土砂等の障害物は、必要に応じて取除く。

解 説

溪流保全工を施工して溪流が安定してくると、しだいに雑草や竹木が繁茂する場合がある。

溪流保全工は本来、上流部の砂防工事が進んだ結果、有害土砂の流出が抑制された区間で、流送土砂が堆積しないように計画されるが、長期にわたって流況が安定してくると、しだいに植生が侵入し、これらはさらに細粒土砂を固定して、その領域を拡大していく。

このような堆積物は、初期には逆に溪床を固定する効果もみうけられるが、広範囲かつ大量になると、乱流をひき起し、河積をせばめて流水の疎通を阻害することとなるので、必要に応じて草木竹の刈取あるいは土砂除去をする。

(2) 溪流の維持

溪流内に局部洗掘、底張コンクリートの破損等がある場合は、原因を調査し、必要に応じて補修する。

解 説

流水による衝撃等で、局部洗掘や底張の破損等が生じた場合、大破に至らないように処理する。破損に至らなくても著しく磨耗がみられるときも同様である。

また洪水中に局部洗掘をおこし、減水時に埋塞される事例も考えられるので、溪床材料や護岸等、構造物の変位や亀裂等に注意して、早期に発見して対処すべきである。

1.3.2 護岸工

(1) 積石、コンクリートブロックの脱落とはらみ出し等

石積もしくはコンクリートブロック護岸において、局部的な脱落やはらみ出し、かん没、目地きれ、亀裂等を生じた場合は、必要に応じて適切な処置をとる。

解 説

積石あるいはコンクリートブロックの脱落やはらみ出し等は、破損箇所が大きくなならないうちに積直すか、コンクリートを填充する等、速やかに補修する。

(２) 空 洞

石積、コンクリートブロックの脱落やはらみ出し等は、破損箇所において、基礎の洗掘、天端を越流した水等によって裏面に局所的な空洞を生じた場合は、必要に応じて適切な処置をとる。

解 説

護岸工においては、しばしば基礎洗掘、天端を越流した水により局所的に裏込土砂礫が洗い出されたり、吸出されて空洞を生ずることがあり、これを放置すると護岸工を破壊する恐れがあるから、その原因を調査したうえ、裏込コンクリートの填充または裏込砂利、土砂等により埋戻しを行う。

(３) 法 面

コンクリート護岸等の法面に施工された植石等が破損されたときは、必要に応じて補修する。

解 説

コンクリート護岸工は、法面に粗度をつけるため植石や波型等で凹凸をつけるが、流水の衝撃等で破損する場合がある。したがって、それが他の部分の破壊、機能低下および外観を著しく損なう場合は補修する。

(４) 基礎の洗掘

護岸工の基礎が侵蝕あるいは、洗掘された場合は、必要に応じて補修を行う。

解 説

護岸工の基礎は、出水時の水の衝撃等により侵蝕、洗掘を受ける場合がしばしばある。このような現象は、基礎工の破損のみならず護岸工全体の破壊につながるので、原因を除去して未然に防ぐとともに必要な処置をとる。

護岸基礎の深掘れによって災害が生じた場合は根継工、根固工、底張工、底固工、帯工等の復旧工法がある。

1.3.3 水制工および根固工

水制工および根固工は、流水による衝撃や洗掘により、破損を受けることが多いので、その機能を維持できるよう充分注意しなければならない。

解説

水制工および根固工は、いずれも流水のエネルギーが大きいところに設けられるため、流水による衝撃や洗掘により破損だけでなく、流送される土石による衝撃や磨耗と、それにともなう軽量化が無視出来ないので、注意しなければならない。

1.4 砂溜工（遊砂地）

1.4.1 貯砂の搬出

貯留された土砂は、その機能が維持されるよう、必要に応じて搬出しなければならない。

解説

砂溜工（遊砂地）は、貯留容量を確保しておく必要があるので、出水期においては、とくに巡視して貯砂状況をつかむとともに、貯留された土砂をあらかじめ搬出する。

1.4.2 搬出方法の確保

貯留された土砂の搬出体制を確立し、搬出路および搬出作業地の維持補修を行い、搬出路をいつでも使用できるよう保全しなければならない。

解説

土砂の排除にあたっては、あらかじめ掘削方法の検討と搬出路をつねに整備しておく必要がある。

搬出路上の障害物は、よく巡視して排除しなくてはならない。

1.5 砂防施設に接続する他の施設

えん堤工、および溪流保全工等に接続する他の施設の占用地は、流水の疎通をさまたげることのないよう、良好な管理を他の施設の管理者に指導する。

解説

砂防施設には、種々の用排水施設、あるいは橋梁等が接続される場合が多い。これらの管理が不十分である場合障害物がひっかかり、自らの破壊を招くほか、砂防施設そのものにも被害をおよぼす場合があるのでこのような現象が発見された場合は管理者に処理させる必要がある。

1.6 山腹工

1.6.1 山腹基礎工

(1) 土留工

土留工が洗掘され破損する恐れがある場合は補修する。

解 説

土留工には、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、コンクリート枠工等があり、これらの山腹工の基礎として施工するものであり、これが破損すれば山腹斜面は再崩壊の恐れが生じてくるので、小破のうちに補修する。

(2) 谷止工

谷止工は傾斜、沈下、隆起、移動、はらみ出し等の変位が認められた場合は、原因を調査したうえで必要な処置をとる。

解 説

谷止工に変位を生ずる原因として、地質、地下水等による基礎地盤の支持力不足、あるいは下流の渓床洗掘、地すべり等による地形の変化、その他土圧、水圧等考えられる。したがってそれらの原因を確かめたうえで現状に応じた対策をたてる。

(3) 山腹排水路工

山腹排水路工が破損もしくは水路内の土砂等の堆積により、山腹工全体の機能が損なわれるときは、補修する。

解 説

降雨が多く強くなると山腹斜面を流下する水量が多くなる。山腹斜面には植栽工や階段工のための浮き土砂があり、山腹排水路が破損したり、土砂あるいは落葉が堆積していると溢水して斜面を流下し、水路の両側や階段工の基礎部を洗掘して破損する恐れがある。したがって、排水路工の機能を必要とする期間にあっては、その補修と堆積土砂等の除去を行う。

1.6.2 山腹緑化工

(1) 山腹階段工

山腹階段工においては、犬走りの幅員あるいは法面の維持につとめ、必要に応じて補修する。

解 説

山腹階段工の犬走りは最低20cm以上にとり、積苗工、柵工等で斜面の安定をはかるのが原則である。したがって法面の風化や表土の侵蝕等により、犬走りの幅員が減ったり、法面がはみ出したり、崩落が発見された場合は、破損箇所が大きくなならないうちに補修しなければならない。

なお、積苗工において、芝の萌芽不良箇所の張替え、種子発芽不良箇所の播きなおしを行う。

(2) 斜面被覆工

斜面被覆工が破損もしくは、破損の恐れがある場合は補修する。

解 説

斜面被覆工は、表面侵蝕を防ぐもので、芝等の生きた材料をそだ、わら等で被覆するのが一般的である。したがって、植生が繁茂するまでの間は、発芽もしくは萌芽不良箇所は播きなおしを行う。

(3) 植栽工の管理

芝、苗木等は植栽後、その生長を監視し、必要に応じて補植、間伐、追肥等を行い適切な管理を行う。

解 説

芝、苗木等は、植栽後、風害、虫害、動物害、干害、苗木不良等により枯死が集団で発生し、山腹工に影響のある場合は補植する。補植の時期は2月下旬より4月上旬までとし、一般に3月が最適であるが積雪地帯では秋期に行うのがよい。

苗木を混植した場合は、主体木より肥料木の発育が旺盛で、その結果主体木に被圧現象が発生するおそれのある時は、肥料木を間伐する。間伐は10月から2月頃が適当で間伐した樹木は主体木の根元におくのがよい。また落葉落枝は、森林土壌を形成するのに重要であり、原則的に採取してはならない。

芝、苗木は、植栽後、数年で生長が止まることがあり、その原因の一つとして肥料不足があげられる。したがって土壌を調査のうえ肥料の適合性を検討し、その種類と、施肥料を決定し、追肥をほどこすものとする。追肥時期は速効性あるいは遅効性のものにより異なるが、一般には雨期を除き生長期前がよい。

1.7 土石流対策施設

土石流対策施設が充分機能を発揮するよう、定期的および出水の後に、えん堤堆砂状況等施設の点検を行い、必要な処置を講ずる。

解説

土石流捕捉工は貯砂量が大きいほど効果が大きいので、不透過型えん堤では、定期的または出水後に堆砂状況を調査する。

透過型えん堤についても、流木等によって閉塞しないよう管理する。

土石流発生後は、施設の被害を調査し、必要な処置を講ずる。

1.8 流木対策施設

1.8.1 流域の状況変化の点検と調査

対象流域の流木発生源の森林等の状況が大きく変化したり、大きな変化が予想される場合には、補足調査を行い適切な対策を講ずる。

解説

流木の主な発生源である上流域の樹木は年々生長するものであり、さらに伐採、植林、台風、山火事、火山噴火、病虫害の発生によっても林相は大きく変化したり、倒木や枯木が増加する。このため定期的な調査の他に流木の発生量、発生場所、大きさ等が当初の計画と大幅に変化する可能性があるような重大な現象の発生後には流木発生源調査を行う必要がある。これらの補足調査の結果をもとに当初の流木対策計画で充分かどうか検討を行い、必要に応じて流木対策施設の増設等の処置をとる。

1.8.2 流木対策施設の点検・補修と流木の除去

流木対策施設が十分に機能を発揮できるように、定期的あるいは出水の後に流木対策施設の点検を行い必要な処置を講ずる。特に、流木捕捉工に捕捉された流木・土砂・ゴミ等は必要に応じて除去する。また、出水後に溪流等に堆積している流木についても、調査の上必要に応じて除去する。

解説

流木対策施設が施工された後は、その機能を保持させるために流木対策施設の点検・維持が必要である。流木対策施設について定期的にあるいは出水後に点検を行い、流木止めに流木等が詰まっている場合には取り除いたり、鋼製流木止めに著しい部材変形等が生じている場合には、その補修など所要の対策について検討する。

また、出水後に溪岸や溪床に流出して堆積している流木のうち、次回出水でさらに下流へ流出して災害を引き起こす可能性のあるものについては除去することが必要である。

第5章 管 理

1. 砂防指定地標識の設置

○ 砂防指定地標識の設置について

昭和 52 年 7 月 2 日 建設省河砂発第 39 号
各都道府県土木主管部長あて
建設省河川局長

標記については、昭和 45 年 9 月 21 日付け建設省河砂発第 83 号（河川局長通達）により、既に貴職におかれても十分配慮のうえ砂防指定地等の管理の強化を図っておられることと思われるが、一層の推進と整備を図るため、別添のとおり「砂防指定地標識設置要領」を定めたので、今後、遺憾のないよう取扱われたく通知する。

なお、昭和 28 年 7 月 31 日付け建河発第 265 号「砂防指定地の標柱建設について」（河川局長通知）は廃止する。

○砂防指定地標識設置要領

1 要領の目的

本要領による標識の設置は、砂防法（明治 30 年法律第 29 号）第 2 条の規定により指定された土地（以下、「砂防指定地」という。）に施設される砂防設備の保全のためになされるものに限るものとする。

2 設置の時期及び対象

砂防工事が行われる年度において施設される砂防設備に係る砂防指定地を設置の対象とする。

3 予算措置

砂防工事の許可箇所限りにおいて、各設計毎に、次の 4 に掲げる標識の種類のうちから、必要最小限の本数を、本工事費の雑工事中に計上するものとする。

4 標識の種類及び標準規格

砂防指定地に設置する標識の種類及び標準規格は次のとおりとする。

- (1) 砂防指定地標識 （別記様式第1号，第4号又は第5号）
- (2) 砂防指定地標柱 （別記仕様第2号）
- (3) 砂防設備標識 （別記様式第3号）

5 標識の設置場所

標識の設置場所は、砂防設備の在する周辺の土地状況の調査のうえ、原則として次の要件に該当する位置に設置するものとする。ただし、災害等のため、標識が埋没し又は焼失する恐れがないところでなければならない。

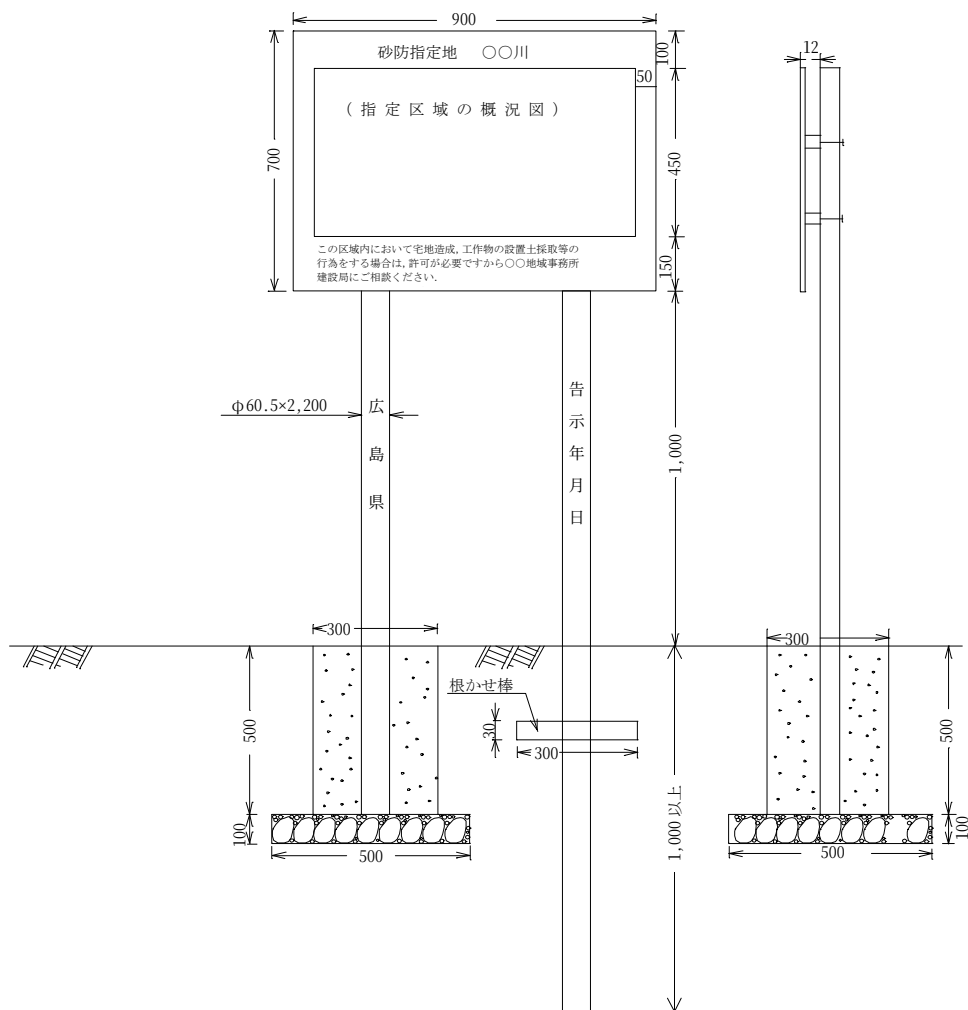
- (1) 人家の密集したところ
- (2) 道路、橋梁脇等の人目につきやすいところ
- (3) 砂防ダムの附近
- (4) 砂防指定地の上下流端の位置
- (5) 砂防指定地周辺の土地開発が予想されるところ

6 標識の維持管理

標識を設置した後は、常に点検を行い、その管理に適正を期するものとする。

以上

(別記様式第1号)



(註) 構造形式は次のとおりとする。

【標識板】

1. 材質はアルミ板とし、厚さ1.00mmメラミン樹脂塗装焼付け仕上げとする。
2. 字体は丸ゴシック体とし、色は黒色とする。
3. 標識板の地色は、白色とする。
4. わく線は黒色とする。

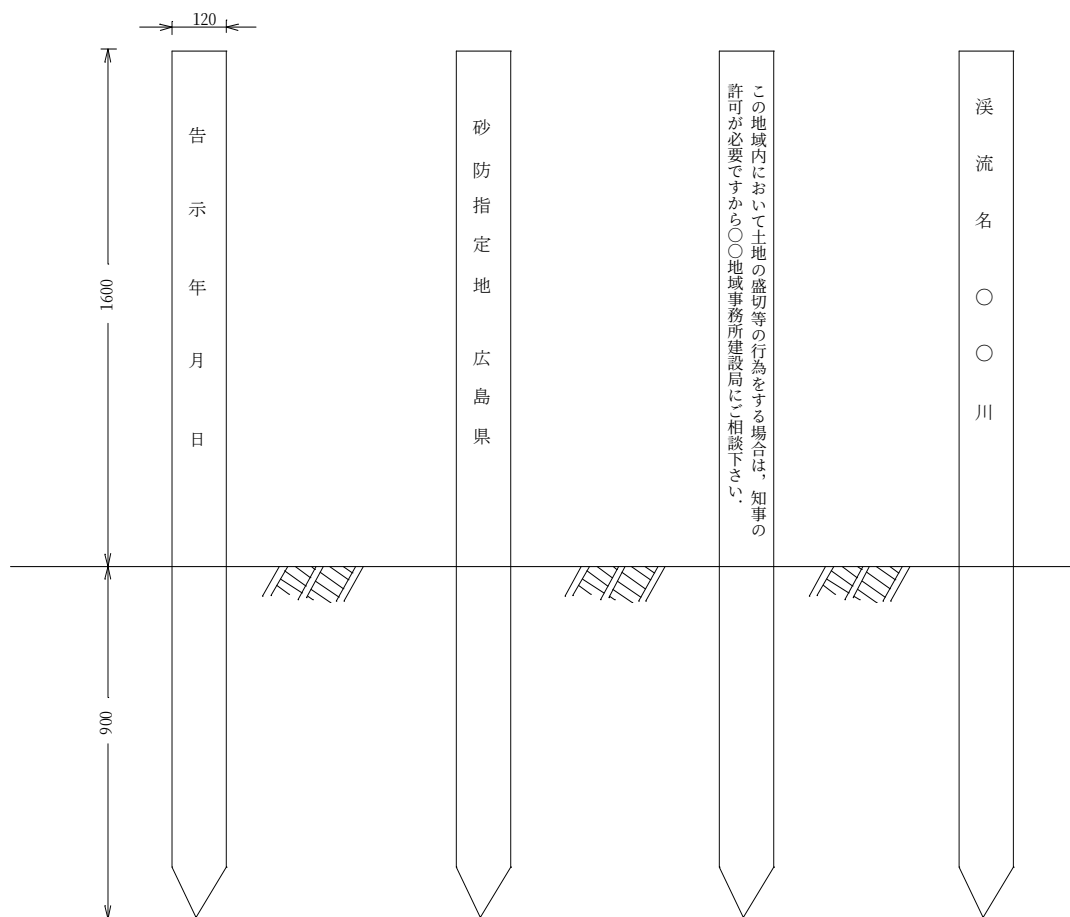
【支柱】

1. 材質は鋼管とし、外径は60.5mm×厚さ2.0mmとし、長さは原則として2,200mmとするが、地形等の状況により増減してもよい。
2. 字体は、丸ゴシック体とし、色は黒色とする。
3. 支柱の地色は、白色とする。
4. メラミン樹脂塗装焼付け仕上げとする。

【基礎】

1. コンクリートとする場合は、その強度を16N/mm²とすること。
2. 根かせ棒とする場合は、根かせ棒300×30×3mmのアンクルとする。

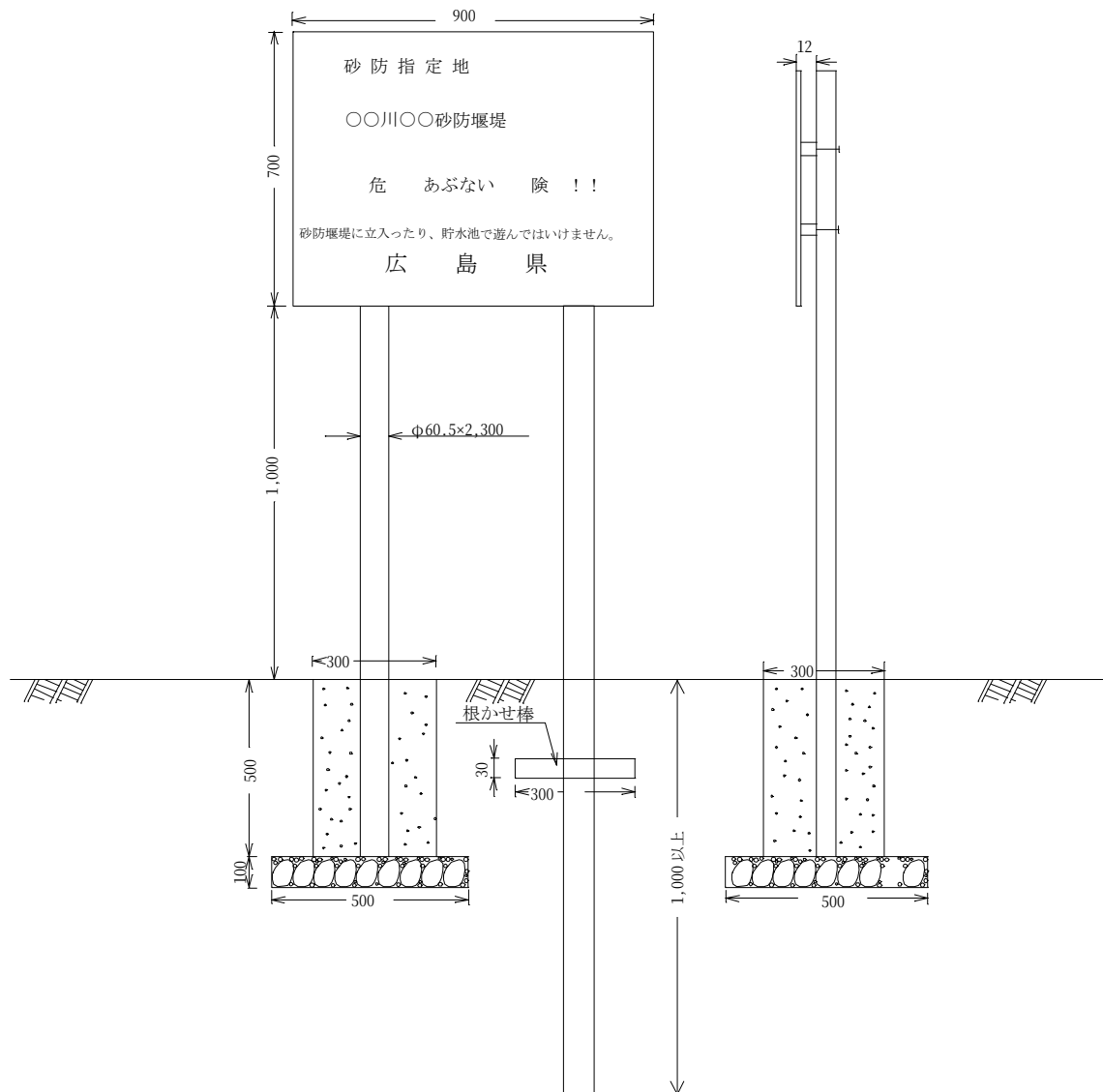
(別記様式第2号)



(註) 構造形式は次のとおりとする。

1. 材質はアルミ板、厚さ1.0mmとし、長さ2,500mmとするが、地形の状況等により増減してもよい。
2. 字体は丸ゴシック体とし、色は黒色とする。
3. 標識板の地色は、白色とする。

(別記様式第3号)



(註) 構造形式は次のとおりとする。

【標識板】

1. 材質はアルミ板とし、厚さ1.00mmメラミン樹脂塗装焼付け仕上げとする。
2. 字体は丸ゴシック体とし、色は「危険!!砂防えん堤…いけません」は赤色とし、その他については黒色とする。
3. 標識板の地色は、白色とする。

【支柱】

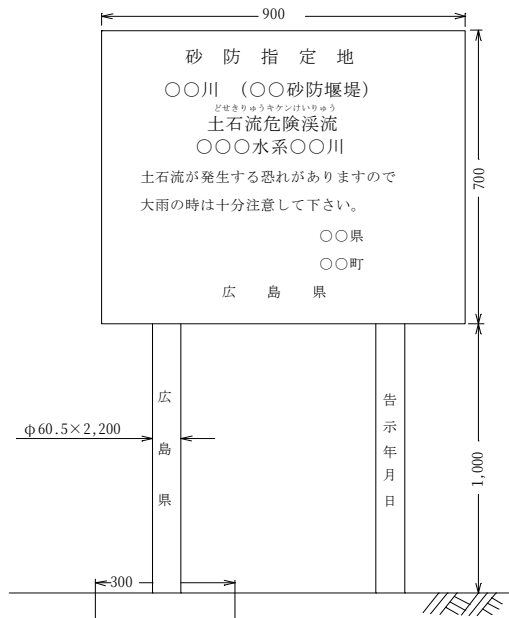
別記仕様1（砂防指定地標識）に同じ

【基礎】

別記仕様1（砂防指定地標識）に同じ

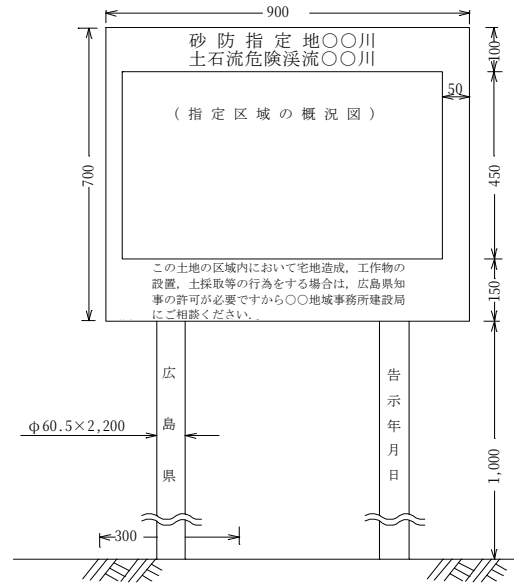
(別記様式第4号)

砂防指定地と土石流危険渓流が重複する場合



(別記様式第5号)

土石流危険渓流と崩壊土砂危険地が重複する場合



注)

1. 白地
2. 赤枠
3. 文字は「危険」のみ赤，他は黒

表 5-1 標識の設置本数

標識の種類	設置本数 (本)	
	堰堤	渓流保全工
砂防指定地標識	1	1
砂防指定地標柱	2+100m～200mごと	2+100m～200mごと
砂防設備標識	1	—

2. 砂防環境整備等実施区域の管理

- 砂防環境整備等実施区域の管理に関する覚書等について（通知）

平成6年10月19日
各土木（建築）事務所長あて
砂防課長

市町村の行うまちづくり事業や公園事業等の周辺施設に関連し、あるいは住民の溪流レクリエーション環境を創造するために砂防事業で環境整備を実施する溪流が増えている。

これらの溪流における日常的な管理を充実させ、周辺施設等との一体的利用を促進するため、事業実施にあたっては下記及び別紙により関係市町村長と「砂防環境整備等実施区域の管理に関する覚書等」を締結するよう努められたい。

記

1 砂防環境整備等の事業

「砂防環境整備等の事業」とは、水と緑の砂防モデル事業・ふるさと砂防事業・砂防環境整備事業・地方特定河川等環境整備事業等の環境整備的要素を持つ全ての砂防事業を表す。

2 対象となる区域

平成3年度以降に「砂防環境整備等の事業」を完了した区域、及び、事業を実施中または着手予定の区域。

3 「覚書」又は「確認書」の締結

- ① 砂防環境整備等の事業を完了した区域について、別紙（覚書・案）を参考に覚書を締結する。
- ② 砂防環境整備等の事業を実施中の溪流及び着手予定の溪流について、事業完了後の管理方法を確認するため、別紙（確認書・案）を参考に確認書を締結する。

4 砂防課への協議

覚書等を締結しようとする区域、図面の作成方法等の詳細については、個別に砂防課砂防係及び工事係と事前協議を行ってください。

(覚書・案)

(1 / 2)

〇〇川 砂防環境整備等実施区域の管理に関する覚書

広島県△△土木建築事務所長（以下「甲」という）と□□市長（以下「乙」という）とは、〇〇川 砂防環境整備等実施区域（以下「環境整備区域」という）の管理について、次のとおり覚書を締結した。

（目 的）

第1条 この覚書は、環境整備区域が広く一般に利用されるよう適切な維持管理を行う為に、その方法について必要な事項を求めるものとする。

（適用区域）

第2条 この覚書の対象となる環境整備区域の位置及び範囲は、□□市××地内で、別図の赤色実線で囲まれた範囲とする。

（管理区分）

第3条 甲は、環境整備区域の〇〇川溪流保全工部分（別図に青色で着色，以下「溪流保全工部分」という）の維持管理を行うものとし、乙は環境整備区域の内で甲が管理する溪流保全工部分を除く区域（別図に緑色で着色）を管理する。

（維持修繕の方法）

第4条 環境整備区域の維持補修等については、第3条に規定する管理区分に基づき行うものとする。ただし、環境整備区域の日常の管理のための見回り及び清掃除草については乙が行うものとする。

（費用負担）

第5条 環境整備区域の維持管理に要する費用は、第3条及び第4条に規定する管理区分及び維持補修の方法に基づき、甲及び乙が負担する。

（有効期間）

第6条 この覚書の有効期間は、平成〇年〇月〇日から平成〇年〇月〇日までとする。ただし、期間満了の30日前までに、甲又は乙のいずれの側からもこの覚書改定意思表示がないときは、更に1年間有効期間を延長するものとし、以降この例による。

（協議事項）

第7条 この覚書に定める事項に関し疑義が生じたとき、また、この覚書に定めのない事項に関しては、甲と乙が協議して決めるものとする。

(2/2)

以上のとおり覚書の締結を証するため、この証書2通を作成し、甲と乙が記名・押印をして各自その1通を所持する。

平成○年○月○日

甲	広島県 △△地域事務所建設局長	氏	名	(印)
乙	□□市長	氏	名	(印)

(確認書・案)

〇〇川 砂防環境整備等実施区域の管理に関する確認書

広島県△△土木建築事務所長（以下「甲」という）と□□市長（以下「乙」という）とは、
〇〇川 砂防環境整備等実施区域（以下「環境整備区域」という）の事業完了後の管理方法
について、次のとおり確認した。

(適用区域)

第1条 この確認書の対象となる環境整備区域の位置及び範囲は、□□市××地内で、別図
の赤色実線で囲まれた範囲とする。

(管理区分)

第2条 甲は、環境整備区域の〇〇川溪流保全工部分（別図に青色で着色，以下「溪流保全
工部分」という）の維持管理を行うものとし，乙は環境整備区域の内で甲が管理する
溪流保全工部分を除く区域（別図に緑色で着色）を管理する。

(維持補修の方法)

第3条 環境整備区域の維持補修等については，第2条に規定する管理区分に基づき行うも
のとする。ただし，環境整備区域の日常の管理のための見回り及び清掃除草について
は乙が行うものとする。

(費用負担)

第4条 環境整備区域の維持管理に要する費用は，第2条及び第3条に規定する管理区分及
び維持補修の方法に基づき，甲及び乙が負担する。

以上のとおり確認書の締結を証するため，この証書2通を作成し，甲と乙が記名・押印を
して各自その1通を所持する。

平成〇年〇月〇日

甲	広島県 △△土木建築事務所長	氏	名	(印)
乙	□□市長	氏	名	(印)

平成13年 6月19日

各地域事務所長
(建設局・支局) 様

土木建築部長
(砂防室)

砂防設備（管里道）等の整備及び管理について（通知）

このことについて、事務処理に注意してください。

- 1 基本原則として、砂防設備である管理道については、一般の通行の用に供するものではありません。
このため、管理道を設置する場合は、管理者として、一般人が通行できないようなフェンスを設置するなど進入防止等の安全管理措置を講じることとしてください。
なお、道路法上の道路及び里道等の道路の機能回復については、工事費の内容を補償工事費として計上し、工事完成後は道路管理者に引継ぎをしてください。
また、砂防設備でない工事用道路については、原形に復旧するか、残す場合には道路管理者に引継ぐなど関係方面と協議ください。
- 2 既に管理道を設置している箇所については、各地域事務所建設局（支局）内で安全管理装置の必要性、地元要望及び維持管理予算の状況により、上記1のとおり対応してください。

文書分類記号
S 1 3 1 0
保 存 年 限

平成13年 3月 8日

各土木（建築）事務所長 様

砂 防 課 長

砂防指定地内普通河川の埋そく土砂除去の取扱いについて（通知）

このことについて、土木（建築）事務所において疑義が生じているため、今後、次のとおり取扱うこととしましたので、事務処理に注意してください。

1 取扱いの基本原則

砂防指定地内普通河川の埋そく土砂除去については、原則として、砂防事業では行わない。

ただし、次の場合は、砂防事業として埋そく土砂除去を行う。

- （１）堰堤の機能回復のために行う砂防堰堤の除石の場合
- （２）河道が著しく埋そくし、流水により砂防設備（護岸等）への影響が考えられる等砂防設備管理上埋そく土砂の除去が必要とされる場合

2 取扱いの理由

砂防法第5条によれば、都道府県知事は指定地を監視し、砂防設備を維持管理する義務があるとされている。

この場合の監視とは、砂防指定地における遵守義務について違反行為がないかどうか等を常時監視することであり、また、維持管理とは、現況等を常時把握し、砂防設備の新設、改良、維持、修繕、災害復旧等の工事を行うことと解されている。

従って、知事が工事を行うのは砂防設備に係るもののみであり、指定地内は監視に限られると考えられる。

一方、地方自治法第2条第2項及び第3項により、普通河川の管理は市町村が処理することとされている。

3 その他

- （１）災害時における砂防指定地内普通河川の埋そくのみに係る復旧は、公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法第6条第1項第6号ただし書の規定により、市町村の河川災害復旧事業として取扱う。

（参考：「公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法事務取扱要綱」（昭和31年12月10日付け建設省発河第114号）第14二）

- （２）平成11年7月5日付け砂防課長通知「平成11年6月29日梅雨前線豪雨に係る埋塞土砂等の撤去について」は、平成11年6月29日発生災害に係る取扱いであって、今後は本通知により取扱う。

3. 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的および豪雨後、すみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石(流木の除去を含む)を行う。

また、除石(流木の除去を含む)を前提とした施設の効果量を見込む場合は、堆砂後の除石(流木の除去を含む)のため、管理用道路を含めあらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

解 説

土石流・流木捕捉工は計画捕捉量および計画堆積量が大いほど効果が大いので、定期的または出水後に堆砂状況を調査する。

定期的および出水の後にえん堤堆砂状況の調査を行い、必要に応じて除石・除木の処置を講ずる。また、土石流発生後は、施設の被害について必要に応じて点検を行い、破損等に対し必要な処置を講ずる。

透過型砂防えん堤や部分透過型砂防えん堤については、流木等によって透過部断面が閉塞しないよう管理する。

また、除石管理型のえん堤では、施設の管理を適切に実施し、除石の必要性を判断する。その際は、堆砂状況想定図より、現在の堆砂量と設定している年平均堆積量とを比較し、除石年度を算定する。

堆砂状況については、堆砂量計測板を水通し天端高まで設置し、2箇所以上で管理堆砂線を越えていた場合に次年度の出水期までに除石を行うこととする。

なお、管理堆砂板と標高値の関係を示した図面やえん堤の堆砂状況想定図は、砂防設備台帳に添付することとする。

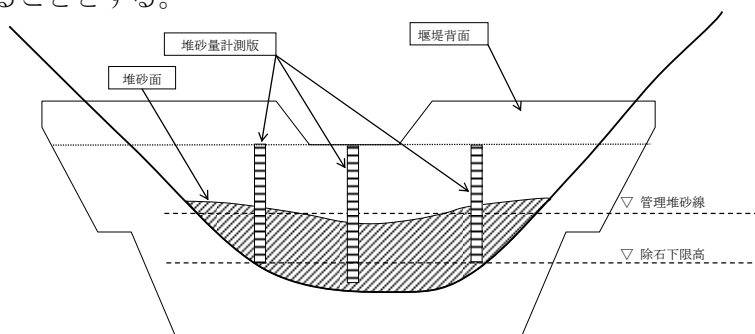


図 5-2 標識の設置本数

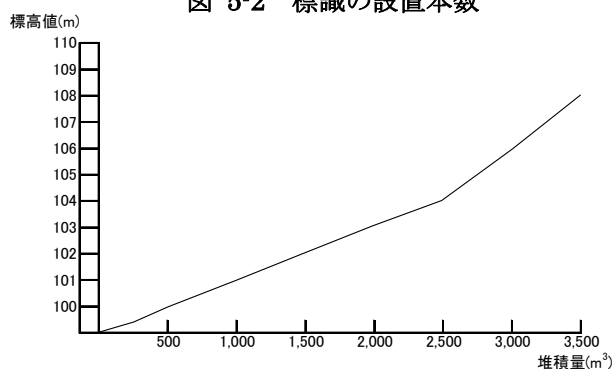


図 5-3 堆砂状況想定図イメージ

4. 管理（砂防指定地・設備台帳等、各種台帳の作成方法等）

維持管理のために作成する台帳は以下のとおりとする。台帳等作成にあたっては、最新のマニュアルを確認すること。

解 説

維持管理のために作成する台帳の現時点での最新版を以下に示す。各種台帳等の作成方法については、最新のマニュアルを確認すること。

【各種マニュアルの種類】

- ・ 砂防関係指定地台帳電子データ作成要領 第1.5版 平成23年4月
- ・ 砂防設備台帳作成要領（案） Ver.1.0 平成16年7月
- ・ 砂防設備台帳電子データ作成要領 第1.0版 平成22年3月
- ・ 個別施設維持管理ガイドライン(案)【砂防堰堤編】 平成24年4月
- ・ 施設点検マニュアル【砂防堰堤編】 平成24年4月
- ・ 砂防設備点検調査電子データ作成要領（案） 第1.0版 平成22年3月



第VI編
その他編

【 改 定 履 歴 】

目次項目		改定の内容	
旧	新	旧	新
	第2章		砂防えん堤チェックリストを追記 (土石流対策計画チェックリスト、土石流対策えん堤チェックリスト、鋼製砂防構造物設計チェックリスト、鋼製流木捕捉工設計チェックリスト)
	第3章		砂防基本計画・施設設計及び砂防工事全体計画書作成事例を追記

第VI編 その他編 目次

第2章 砂防えん堤チェックリスト	VI-16
1. 土石流対策計画チェックリスト	VI-17
2. 土石流対策えん堤チェックリスト	VI-21
2.1 不透過型砂防えん堤	VI-21
3. 鋼製砂防構造物設計チェックリスト	VI-41
4. 鋼製流木捕捉工設計チェックリスト	VI-49
第3章 砂防基本計画・施設設計及び砂防工事全体計画書作成事例	VI-57
1. 砂防基本計画検討事例（1 溪流に 2 基）	VI-57
2. 砂防施設設計事例（えん堤 1 基, 水通し, 本体, 基礎, 袖部, 前庭保護工）	VI-68
3. 砂防工事全体計画書, 砂防工事全体計画書チェックリスト及び根拠資料の事例	VI-95

第2章 砂防えん堤チェックリスト

1. 土石流対策計画チェックリスト

土石流対策計画チェックリスト

(砂防えん堤のみによる計画)

砂防設計照査結果表

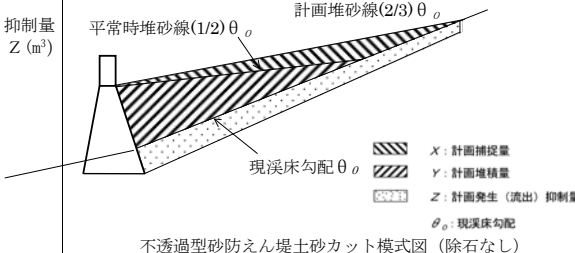
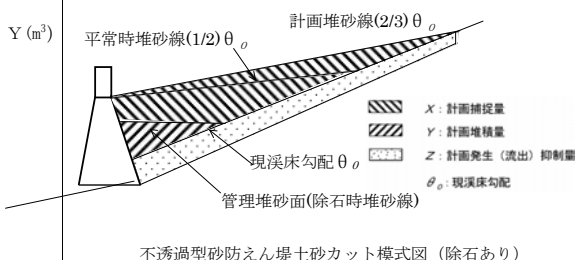
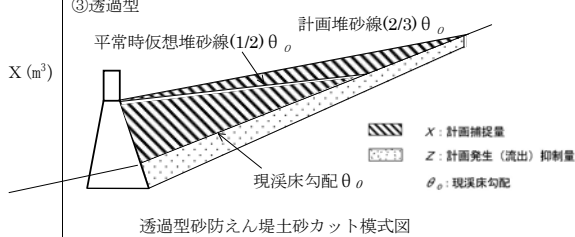
業務名

受託者名

受	託	者
照	査	計

1. 土石流対策計画（砂防堰堤のみによる計画）					対	照	確	留
					象	査	認	意
基 本 事 項	1. 設計箇所							
	①河川名	級	水系	(幹川名)				
	②施工位置	広島県	郡・市	区・町・村	字			
	③砂防指定地	告示番号	, 告示年月日					
	2. 流域概要							
	流域模式図貼付							
	[流域模式図]							

1. 土石流対策計画（砂防堰堤のみによる計画）（1／2）											留意項目			
	照査項目		適用基準等		設計結果及び設計数値			備考	対象	照査	確認			
施設計画	基準点		・砂防計画区域の最下流点(計画基準点)および河川計画との関連地点、保全対象区域の上流(えん堤位置)等に設ける。 指 p Ⅲ-6											
	(透過・不透過)型砂防えん堤		・フロー「土石流・流木対策施設の機能と配置ならびに土石流・流木補捉工の型式選定」による。 指 p Ⅲ-87		(透・不透)過型砂防えん堤	(透・不透)過型砂防えん堤	(透・不透)過型砂防えん堤							
	(既設・計画)砂防えん堤				(既設・計画)	(既設・計画)	(既設・計画)	・既設の場合、残貯砂容量の把握が必要。						
	流域面積 A (km ²)													
	現溪床勾配 i ₀ =1/i ₀ θ ₀ =tan(1/i ₀)(°)		・基準点から 200m までの平均勾配を用いる。 ┌ i ₀ ≧1/30…土石流区間 └ i ₀ <1/30…掃流区間 指 p Ⅱ-3、p Ⅲ-7		i ₀ =1/() θ=()° ()区間	i ₀ =1/() θ=()° ()区間	i ₀ =1/() θ=()° ()区間	・i ₀ ≧1/30 区間を土石流対策計画として取り扱う。						
	えん堤高 H (m)													
計画流出土砂量の算定	移動可能土砂量	平均溪床幅 B _d (m)	①基本 V _{dy1} = V _{dy11} + V _{dy12} V _{dy1} : 移動可能土砂量 (m ³) V _{dy11} : 移動可能溪床堆積土砂量 (m ³) V _{dy12} : 崩壊可能土砂量 (m ³) V _{dy11} = A _{dy11} × L _{dy11} = B _d × D _e × L _{dy11} A _{dy11} : 溪床堆積物の平均断面積 (m ²) (=B _d × D _e) B _d : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 (m) D _e : 土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ (m) L _{dy11} : 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から1次谷の最上流端まで溪流に沿って測った距離 (m) V _{dy12} : 0次谷（常時表流水の無い谷）および溪流山腹の予想崩壊土砂量 (m ³) 注1) B _d 、D _e は現地調査近傍溪流の洗掘状況などを参考に推定する。 注2) 崩壊土砂のかさ増は原則として行わない。 ②崩壊可能土砂を的確に推定することが困難な場合、0次谷の崩壊も含めた次式で、土石流に対する移動可能土砂量を推定する。 V ≒ Σ (A _{dy12} × L _{dy12}) A _{dy12} = B _d × D _e A _{dy12} : 0次谷における移動可能溪床堆積土砂量の平均断面積 (m ²) L _{dy12} : 流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上流から流域の最遠点（流域界）までの流路谷筋に沿って計った距離で支渓がある場合はその長さも加える。(m) 注) 土石流発生直後など現存する移動可能土砂量が少ない場合でも、山腹や溪岸の土砂生産が激しく、近い将来に移動可能土砂量が増加すると予想される場合には、これを推定して加える。 指 p Ⅲ-28											
		平均堆積深 D _e (m)												
		溪床堆積物の平均断面積 A _{dy11} (m ²)												
		溪流延長 L _{dy11} (m)												
		移動可能溪床堆積土砂量 V _{dy11} (m ³)										①基本の場合のみ		
		崩壊可能土砂量 V _{dy12} (m ³)										①基本の場合のみ		
		移動可能土砂量 V _{dy1} (m ³)												
	運搬可能土砂量	計画規模の降雨量 P _p (mm/day)	広島県では以下に示す値を用いる。 広島……………277.44 (mm/day) 福山（松永） ……163.20 (mm/day) 庄原……………251.52 (mm/day) 加計……………273.36 (mm/day) 指 p Ⅲ-32						・計画規模は 1/100 確率降雨					
		空隙率 k _v	k _v =0.4 程度とする。 指 p Ⅲ-32											
		礫の密度 σ (kg/m ³)	σ=2,600 (kg/m ³) 程度とする。 指 p Ⅲ-33											
		水の密度 ρ (kg/m ³)	ρ=1,200 (kg/m ³) 程度とする。 指 p Ⅲ-33											
		堆積土砂の内部摩擦角 φ (°)	φ=35° を標準とする。 指 p Ⅲ-33											
		堆積土砂の容積土砂濃度 C _*	C _* =0.6程度とする。 指 p Ⅲ-33											
		流動中の土石流の容積土砂濃度 C _d	θ ≧ 20° の場合 C _d =0.9C _* 指 p Ⅲ-33											
			θ < 20° の場合 C _d = $\frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$ ただし、C _d >0.9C _* の場合…C _d =0.9C _* C _d <0.3C _* の場合…C _d =0.3 指 p Ⅲ-33											
		流出補正率 K _{f2}	K _{f2} =0.05 (log A - 2.0) ² +0.05 0.1 ≦ K _{f2} ≦ 0.5 指 p Ⅲ-32											
		運搬可能土砂量 V _{dy2} (m ³)	V _{dy2} = $\frac{10^3 \cdot p_p \cdot A}{1 - K_v} \left[\frac{C_d}{1 - C_d} \right] \cdot K_{f2}$ 指 p Ⅲ-32											
計画流出土砂量 V _d (m ³)		V _{dy1} 、V _{dy2} の小さい方の値とする。 指 p Ⅲ-28						・1,000 m ³ 以下の場合は 1,000m ³ とする。						

1. 土石流対策計画（砂防堰堤のみによる計画）（2/2）										留意項目
	照査項目	適用基準等	設計結果及び設計数値			備考	対象	照査	確認	
計画流出流量の算定	立木密度 $\Sigma V_{wxyz}/100$ (m ³ /m ²)	指 p II-12								
	発生流量 V_{wy} (m ³)	指 p II-12								
	流出率	指 p III-33				・0.85 を標準とする。				
	計画流出流量 V_w (m ³)	指 p III-33								
砂防施設の効果算出	平常時堆砂勾配 i_1	$i_1 = (1/2) \theta_o$ 指 p III-22								
	計画堆砂勾配 i_2	$i_2 = (2/3) \theta_o$ (ただし $i_2 \leq 1/6$ とする) 指 p III-22								
	えん堤型式	不透過型砂防えん堤（除石あり）・不透過型砂防えん堤（除石なし） ・透過型砂防えん堤・部分透過型砂防えん堤								
	計画発生（流出）抑制量 Z (m ³)	計画堆積量、計画補捉量、計画発生（流出）抑制量は、砂防施設ごとに横断面図から求積（20mピッチ）する。 ①不透過型（除石なし）  平常時堆砂線(1/2)θ _o 計画堆砂線(2/3)θ _o X: 計画補捉量 Y: 計画堆積量 Z: 計画発生（流出）抑制量 θ _o : 現床勾配 不透過型砂防えん堤土砂カット模式図（除石なし）								
	計画堆積量 Y (m ³)	②不透過型（除石あり）  平常時堆砂線(1/2)θ _o 計画堆砂線(2/3)θ _o X: 計画補捉量 Y: 計画堆積量 Z: 計画発生（流出）抑制量 θ _o : 現床勾配 管理堆砂面(除石時堆砂線) 不透過型砂防えん堤土砂カット模式図（除石あり）								
	計画補捉量 X (m ³)	③透過型  平常時仮想堆砂線(1/2)θ _o 計画堆砂線(2/3)θ _o X: 計画補捉量 Y: 計画堆積量 Z: 計画発生（流出）抑制量 θ _o : 現床勾配 透過型砂防えん堤土砂カット模式図 指 p III-22								
整備率の算定	計画流出土砂量 V_d (m ³)	指 p III-10								
	計画流下許容土砂量 W_d (m ³)	指 p III-10				・原則として 0 とする。				
	計画補捉土砂量 X_d (m ³)	指 p III-11								
	計画堆積土砂量 Y_d (m ³)	指 p III-11								
	計画土石流発生（流出）抑制量 Z_d (m ³)	指 p III-11								
	土砂整備率 (%)	$= \frac{X_d + Y_d + Z_d}{V_d - W_d} \times 100$ 指 p III-27								
	計画流出流量 V_w (m ³)	指 p III-10								
	計画流下許容流量 W_w (m ³)	指 p III-10				・原則として 0 とする。				
	計画補捉流量 X_w (m ³)	指 p III-11								
	計画堆積流量 Y_w (m ³)	指 p III-11								
	計画流木発生抑制量 Z_w (m ³)	指 p III-11								
	流木整備率 (%)	$= \frac{X_w + Y_w + Z_w}{V_w - W_w} \times 100$ 指 p III-27								

2. 土石流対策えん堤チェックリスト

2.1 不透過型砂防えん堤

土石流対策えん堤チェックリスト

(えん堤高1.5m未満；不透過型えん堤)

砂防設計照查結果表

業務名 _____

受託者名

受	託	者
照	査	設 計 者

[illegible]

※) 指：砂防技術指針（広島県土木局砂防課 H24.4）

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項																		
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考																						
基本構造	1. 型式	重力式コンクリート ・ 不透過型えん堤	H= m L= m 下流面勾配 1:0.2 (一般) 上流面勾配 1:	0.5m 単位止め 指 p IV-13 1.0m 単位止め 指 p IV-13 指 p IV-40 5 厘単位 指 p IV-41																						
	2. 位置		理由	指 p IV-19																						
	3. 平面計画	・ 下流流心方向に直角にえん堤軸 ・ えん堤の袖折れの有無	有 ・ 無	指 p IV-19、81																						
	4. 基礎形式	・ 岩着 o r 土砂	岩着 ・ 土砂	指 p IV-57																						
設計計算	1. 設計流量	(1) 土砂含有を考慮した流量 (洪水時) 1) 清水の対象流量 Q _p 水のみの対象流量 Q _p は次式より求める。 $Q_p = \frac{1}{3.6} K_{f1} \cdot P_a \cdot A$ $= \frac{1}{3.6} P_e \cdot A$ K _{f1} : 流出係数 (前掲) P _a : 洪水到達時間内平均降雨強度 (mm／hr) P _e : 有効降雨強度 (P _e =K _{f1} ・P _a) A : 流域面積 (km ²) 指 p III-36 2) 土砂含有を考慮した流量 Q 土砂含有を考慮した流量 Qは次式より求める。 Q=1.5×Q _p 指 p IV-35	K _{f1} = P _e = A = km ² Q _p = m ³ /s Q = m ³ /s	有効降雨強度 原則として、角屋式と広島県の確率降雨強度曲線式の両式が満足する有効降雨強度と洪水到達時間を求める。 広島県は確率降雨強度式の適用範囲を 4 地区に分割し、使い分けているので、該当する地区の式を使用する。参考として、年超過確率1/100の場合の算定式を次表に示す <table><tr><th>地区</th><th>適 用 式</th></tr><tr><td>広島</td><td>・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{360.806}{T_f^{0.58}} \cdot K_{pl}$</td></tr><tr><td>福山 (松永)</td><td>・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{527.499}{T_f^{0.72} + 0.728} \cdot K_{pl}$</td></tr><tr><td>庄原</td><td>・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{632.844}{T_f^{0.58}} \cdot K_{pl}$</td></tr><tr><td>加計</td><td>・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{707.723}{T_f^{0.72} + 1.076} \cdot K_{pl}$</td></tr></table> 凡例 T _f : 洪水到達時間 (min) P _e : 有効降雨強度 (P _e = P _a ・K _{f1}) K _{pl} : 係数 (下表より算出) A : 流域面積 (km ²) K _{f1} : 流出係数 <table><tr><th colspan="2">係数 (K_{pl})</th></tr><tr><th>流域面積 A (km²)</th><th>係数 (K_{pl})</th></tr><tr><td>A ≤ 2.0</td><td>120</td></tr><tr><td>2.0 ≤ A ≤ 10.0</td><td>120 $\left[\frac{A}{2} \right]^{1/4}$</td></tr></table>	地区	適 用 式	広島	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{360.806}{T_f^{0.58}} \cdot K_{pl}$	福山 (松永)	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{527.499}{T_f^{0.72} + 0.728} \cdot K_{pl}$	庄原	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{632.844}{T_f^{0.58}} \cdot K_{pl}$	加計	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{707.723}{T_f^{0.72} + 1.076} \cdot K_{pl}$	係数 (K _{pl})		流域面積 A (km ²)	係数 (K _{pl})	A ≤ 2.0	120	2.0 ≤ A ≤ 10.0	120 $\left[\frac{A}{2} \right]^{1/4}$				
	地区	適 用 式																								
広島	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{360.806}{T_f^{0.58}} \cdot K_{pl}$																									
福山 (松永)	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{527.499}{T_f^{0.72} + 0.728} \cdot K_{pl}$																									
庄原	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{632.844}{T_f^{0.58}} \cdot K_{pl}$																									
加計	・ $t_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$ (角屋式) ・ $P_e = \frac{707.723}{T_f^{0.72} + 1.076} \cdot K_{pl}$																									
係数 (K _{pl})																										
流域面積 A (km ²)	係数 (K _{pl})																									
A ≤ 2.0	120																									
2.0 ≤ A ≤ 10.0	120 $\left[\frac{A}{2} \right]^{1/4}$																									
	(2) 土石流ピーク流量 (土石流時) 土石流ピーク流量 Q _{sp} は次式より求める。 $Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q$ $\Sigma Q = C_s \cdot V_{dgp} / C_d$ Q _{sp} : 土石流ピーク流量 (m ³ /s) ΣQ : 土石流総流量 (m ³) V _{dgp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (m ³) C _d : 土石流濃度 C _s : 渓床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度) 土石流濃度 C _d は次式より求める。 $C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$ σ : 礫の密度 (2,600kg/m ³ 程度) ρ : 水の密度 (1,200kg/m ³ 程度) φ : 渓床堆積土砂の内部摩擦角 (°) (30° ～40° 程度であり、一般に35° を用いてよい。) θ : 渓床勾配 (°) (土石流ピーク流量を算出する際の渓床勾配は現渓床勾配 θ。) 指 p III-33	V _{dgp} = m ³ θ = ° C _d = ΣQ = m ³ Q _{sp} = m ³ /s																								

※) 指 : 砂防技術指針 (広島県土木局砂防課 H24.4)

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項																	
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考																					
設計 計算	2. 水通し断面	(1) 設計水深 設計水深は①～③の値のうち、最も大きい値とする。 ①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値 ②土石流ピーク流量に対する越流水深の値 ③最大礫径の値 指 p IV-35	$設計水深 = \quad \text{m}$ $①D_h = \quad \text{m}$ $②Z = \quad \text{m}$ $③D_{95} = \quad \text{m}$																						
		1) 土砂含有を考慮した越流水深の値 河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章に示された次式により算出する。 $Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g} (3 \cdot B_1 + 2 \cdot B_2) \cdot D_h^{3/2}$ Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s) C : 流量係数 (0.60～0.66、C=0.60を標準とする) g : 重力の加速度 (9.8 m/s²) B ₁ : 水通し底幅 (m) B ₂ : 越流水面幅 (m) D _h : 越流水深 (m) 指 p IV-35	$Q = \quad \text{m}^3/\text{s}$ $C = \quad$ $B_1 = \quad \text{m}$ $B_2 = \quad \text{m}$ $D_h = \quad \text{m}$	C=0.6、袖小口勾配m ₂ =0.5 の場合、次式となる。 $Q = (0.71D_{h1} + 1.77B_1) \cdot D_h^{3/2}$																					
		2) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値 次式を連立させて求める。 $U = \frac{1}{K_n} \cdot D_r^{2/3} (\sin \theta_p)^{1/2}$ $Q_{spcal} = U \cdot A_d$ $D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$ U : 土石流の流速 (m/sec) Q _{spcal} : 流下させることが可能な土石流流量 (m³/sec) D _r : 土石流の径深 (m) [=D _d (土石流の水深) とする] K _n : 粗度係数 (0.10 : 自然河道フロント部) θ _p : 計画堆砂勾配 (度) A _d : 水通し部における流下断面積 (m²) B _{d a} : 流れの幅 (m) 指 p Ⅲ-52、指 p IV-35	$Q_{spcal} = Q_{sp}$ のときの 水深 Z = $\quad \text{m}$ ゆえに 越流水深 Z = $\quad \text{m}$																						
		3) 最大礫径の値 最大礫径は、砂防えん堤計画地点より上流および下流各々200m 間に存在する 200 個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の 95%に相当する粒径 (D ₉₅) とする。 指 p Ⅱ-9	D ₉₅ = $\quad \text{m}$																						
		(2) 余裕高 余裕高は、下表に基づいて設定する。 <table><tr><td>設計流量</td><td>余裕高</td></tr><tr><td>200m3/s未満</td><td>0.6m</td></tr><tr><td>200～500m3/s</td><td>0.8m</td></tr><tr><td>500m3/s以上</td><td>1.0m</td></tr></table> ただし、溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が下表に示す値以下のならないようにする。 <table><tr><td>溪床勾配</td><td>余裕高</td></tr><tr><td>1/10以上</td><td>0.50</td></tr><tr><td>1/10～1/30</td><td>0.40</td></tr><tr><td>1/30～1/50</td><td>0.30</td></tr><tr><td>1/50～1/70</td><td>0.25</td></tr></table> 指 p IV-37	設計流量	余裕高	200m3/s未満	0.6m	200～500m3/s	0.8m	500m3/s以上	1.0m	溪床勾配	余裕高	1/10以上	0.50	1/10～1/30	0.40	1/30～1/50	0.30	1/50～1/70	0.25	$\Delta H = \quad \text{m}$ 設計流量に対する $\Delta H = \quad \text{m}$ 溪床勾配に対する $\Delta H = \quad \text{m}$				
		設計流量	余裕高																						
200m3/s未満	0.6m																								
200～500m3/s	0.8m																								
500m3/s以上	1.0m																								
溪床勾配	余裕高																								
1/10以上	0.50																								
1/10～1/30	0.40																								
1/30～1/50	0.30																								
1/50～1/70	0.25																								
(3) 水通し断面 水通し断面は、設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。 指 p IV-37	H' = $\quad \text{m}$																								
(4) 水通し幅 水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m 以上を原則とする。 指 p IV-37	B _l = $\quad \text{m}$																								

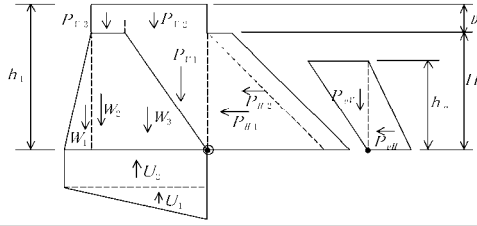
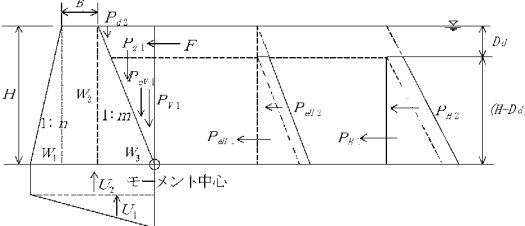
※) 指：砂防技術指針（広島県土木局砂防課 H24.4）

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項																																																																																																																							
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考																																																																																																																											
設計計算	3. 安定計算	(1) 設計荷重の組合せ <table><tr><td>えん堤高</td><td>土石流時</td><td>洪水時</td></tr><tr><td>15m未満</td><td>堤体自重、静水圧、堆砂圧、流体力、土石流自重</td><td>堤体自重 静水圧</td></tr></table> 指 p IV-25	えん堤高	土石流時	洪水時	15m未満	堤体自重、静水圧、堆砂圧、流体力、土石流自重	堤体自重 静水圧																																																																																																																							
	えん堤高	土石流時	洪水時																																																																																																																												
	15m未満	堤体自重、静水圧、堆砂圧、流体力、土石流自重	堤体自重 静水圧																																																																																																																												
	(2) 安定計算に用いる数値 コンクリートの単位体積重量 (γ_c) : (22.56kN/m ³) 礫の単位体積重量 (γ_R) : (22.50kN/m ³) 泥水の単位体積重量 (γ_w) : (11.77kN/m ³) 土圧係数 (C_e) : 0.3～0.6 (一般には、下表を参照に堆砂土の水中の内部摩擦角から求めるものとする。)(標準 35°) $C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$ 土砂の水中における内部摩擦角 <table><tr><th>種 別</th><th>状 態</th><th>単位重量 (kN/m³)</th><th>水 中 の 単位重量 (kN/m³)</th><th>内部摩擦角 (度)</th><th>水 中 の 内部摩擦角 (度) ϕ</th></tr><tr><td rowspan="2">砂 利 炭 灰 等</td><td>-----</td><td>15.7～18.6</td><td>9.8～12.7</td><td>35～45</td><td>35</td></tr><tr><td>-----</td><td>15.7～19.6</td><td>9.8～11.8</td><td>30～40</td><td>30</td></tr><tr><td rowspan="2">砂</td><td>-----</td><td>8.8～11.8</td><td>3.9～6.9</td><td>30～40</td><td>30</td></tr><tr><td>しまったもの ややゆるいもの ゆるいもの</td><td>16.7～19.6 15.7～18.6 14.7～17.6</td><td>9.8 8.8 7.8</td><td>35～40 30～35 25～30</td><td>30～35 25～30 20～25</td></tr><tr><td rowspan="2">普通土</td><td>-----</td><td>16.7～18.6</td><td>9.8</td><td>25～35</td><td>20～30</td></tr><tr><td>やや軟らかいもの 軟らかいもの</td><td>15.7～17.6 14.7～16.7</td><td>7.8～9.8 5.9～8.8</td><td>20～30 15～25</td><td>15～25 10～20</td></tr><tr><td rowspan="2">粘土</td><td>-----</td><td>15.7～18.6</td><td>5.9～8.8</td><td>20～30</td><td>10～20</td></tr><tr><td>やや軟らかいもの 軟らかいもの</td><td>14.7～17.6 13.7～16.7</td><td>4.9～7.8 3.9～6.9</td><td>10～20 0～10</td><td>0～10 0</td></tr><tr><td rowspan="2">シルト</td><td>-----</td><td>15.7～17.6</td><td>9.8</td><td>10～20</td><td>5～15</td></tr><tr><td>軟らかいもの</td><td>13.7～16.7</td><td>4.9～6.9</td><td>0</td><td>0</td></tr></table> * 改訂版 砂防設計公式集 (マニュアル) P109 を基に単位系を変更 指 p IV-14 泥水中堆砂単位体積重量 (γ_s) $\gamma_s = C_e \cdot (\gamma_R - \gamma_w)$ γ_s : 泥水の単位体積重量(8.24kN/m³) C_e : 堆積土砂の容積濃度(0.6) γ_R : 礫の単位体積重量(22.50kN/m³) γ_w : 泥水の単位体積重量(11.77kN/m³) 指 p IV-28 1) コンクリート諸元 許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.5\text{KN/m}^2$ 許容せん断応力度 $\tau_c = 2.76\text{KN/m}^2$ 指 p IV-14、IV-23 2) 地盤の諸元 地盤の許容せん断応力 (KN/m²)・内部摩擦係数 <table><tr><th colspan="3">岩 盤</th><th colspan="3">砂 礫 盤</th></tr><tr><th>区 分</th><th>容積率 (%)</th><th>内部摩擦係数</th><th>区 分</th><th>容積率 (%)</th><th>内部摩擦係数</th></tr><tr><td>硬 岩 (A)</td><td>3,000</td><td>1.2</td><td>岩塊玉石</td><td>300</td><td>0.7</td></tr><tr><td>中 硬 岩 (B)</td><td>2,000</td><td>1.0</td><td>礫層</td><td>100</td><td>0.6</td></tr><tr><td>軟岩 (II) (C_R)</td><td>1,000</td><td>0.8</td><td>砂質層</td><td>――</td><td>0.55</td></tr><tr><td>軟岩 (I) (C_F)</td><td>600</td><td>0.7</td><td>粘土層</td><td>――</td><td>0.45</td></tr></table> (注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度および走向、固結の程度等により加減して用いてよい。 改訂版 砂防設計公式集 (マニュアル) P118 を基に単位系を変更、一部加筆 指 p IV-45 地盤の許容支持力 (KN/m²) <table><tr><th colspan="2">岩 盤</th><th colspan="2">砂 礫 盤</th></tr><tr><th>区 分</th><th>許容支持力</th><th>区 分</th><th>許容支持力</th></tr><tr><td>硬 岩 (A)</td><td>6,000</td><td>岩塊玉石</td><td>600</td></tr><tr><td>中 硬 岩 (B)</td><td>4,000</td><td>礫層</td><td>400</td></tr><tr><td>軟岩 (II) (C_R)</td><td>2,000</td><td>砂質層</td><td>250</td></tr><tr><td>軟岩 (I) (C_F)</td><td>1,200</td><td>粘土層</td><td>100</td></tr></table> * 改訂版 砂防設計公式集 (マニュアル) P118 を基に単位系を変更 指 p IV-46	種 別	状 態	単位重量 (kN/m ³)	水 中 の 単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	水 中 の 内部摩擦角 (度) ϕ	砂 利 炭 灰 等	-----	15.7～18.6	9.8～12.7	35～45	35	-----	15.7～19.6	9.8～11.8	30～40	30	砂	-----	8.8～11.8	3.9～6.9	30～40	30	しまったもの ややゆるいもの ゆるいもの	16.7～19.6 15.7～18.6 14.7～17.6	9.8 8.8 7.8	35～40 30～35 25～30	30～35 25～30 20～25	普通土	-----	16.7～18.6	9.8	25～35	20～30	やや軟らかいもの 軟らかいもの	15.7～17.6 14.7～16.7	7.8～9.8 5.9～8.8	20～30 15～25	15～25 10～20	粘土	-----	15.7～18.6	5.9～8.8	20～30	10～20	やや軟らかいもの 軟らかいもの	14.7～17.6 13.7～16.7	4.9～7.8 3.9～6.9	10～20 0～10	0～10 0	シルト	-----	15.7～17.6	9.8	10～20	5～15	軟らかいもの	13.7～16.7	4.9～6.9	0	0	岩 盤			砂 礫 盤			区 分	容積率 (%)	内部摩擦係数	区 分	容積率 (%)	内部摩擦係数	硬 岩 (A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7	中 硬 岩 (B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6	軟岩 (II) (C_R)	1,000	0.8	砂質層	――	0.55	軟岩 (I) (C_F)	600	0.7	粘土層	――	0.45	岩 盤		砂 礫 盤		区 分	許容支持力	区 分	許容支持力	硬 岩 (A)	6,000	岩塊玉石	600	中 硬 岩 (B)	4,000	礫層	400	軟岩 (II) (C_R)	2,000	砂質層	250	軟岩 (I) (C_F)	1,200	粘土層	100	$\gamma_c =$ $\gamma_R =$ $\gamma_w =$ $C_e =$ $\gamma_s =$ $\sigma_{ca} =$ $\tau_c =$ $f =$ $\tau_0 =$ $\sigma_a =$				
	種 別	状 態	単位重量 (kN/m ³)	水 中 の 単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	水 中 の 内部摩擦角 (度) ϕ																																																																																																																									
	砂 利 炭 灰 等	-----	15.7～18.6	9.8～12.7	35～45	35																																																																																																																									
		-----	15.7～19.6	9.8～11.8	30～40	30																																																																																																																									
	砂	-----	8.8～11.8	3.9～6.9	30～40	30																																																																																																																									
		しまったもの ややゆるいもの ゆるいもの	16.7～19.6 15.7～18.6 14.7～17.6	9.8 8.8 7.8	35～40 30～35 25～30	30～35 25～30 20～25																																																																																																																									
	普通土	-----	16.7～18.6	9.8	25～35	20～30																																																																																																																									
やや軟らかいもの 軟らかいもの		15.7～17.6 14.7～16.7	7.8～9.8 5.9～8.8	20～30 15～25	15～25 10～20																																																																																																																										
粘土	-----	15.7～18.6	5.9～8.8	20～30	10～20																																																																																																																										
	やや軟らかいもの 軟らかいもの	14.7～17.6 13.7～16.7	4.9～7.8 3.9～6.9	10～20 0～10	0～10 0																																																																																																																										
シルト	-----	15.7～17.6	9.8	10～20	5～15																																																																																																																										
	軟らかいもの	13.7～16.7	4.9～6.9	0	0																																																																																																																										
岩 盤			砂 礫 盤																																																																																																																												
区 分	容積率 (%)	内部摩擦係数	区 分	容積率 (%)	内部摩擦係数																																																																																																																										
硬 岩 (A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7																																																																																																																										
中 硬 岩 (B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6																																																																																																																										
軟岩 (II) (C_R)	1,000	0.8	砂質層	――	0.55																																																																																																																										
軟岩 (I) (C_F)	600	0.7	粘土層	――	0.45																																																																																																																										
岩 盤		砂 礫 盤																																																																																																																													
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力																																																																																																																												
硬 岩 (A)	6,000	岩塊玉石	600																																																																																																																												
中 硬 岩 (B)	4,000	礫層	400																																																																																																																												
軟岩 (II) (C_R)	2,000	砂質層	250																																																																																																																												
軟岩 (I) (C_F)	1,200	粘土層	100																																																																																																																												

※) 指：砂防技術指針（広島県土木局砂防課 H24.4）

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項						
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考										
設 計 計 算		(3) 土石流の水深と流速 次式を連立させて求める。 $U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2}$ $Q_{\text{spsal}} = U \cdot A_d$ $D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$ U : 土石流の流速 (m/sec) Q _{spsal} : 流下させることが可能な土石流流量 (m³/sec) D _r : 土石流の径深 (m) [=D _d (土石流の水深) とする] K _n : 粗度係数 (0.10 : 自然河道フロント部) θ : 渓床勾配 (度) [現渓床勾配θ ₀] A _d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²) B _{da} : 流れの幅 (m) 指 p III-52	D _d = m U = m³/s	渓床勾配 θ の使い分け <table><tr><th>項目</th><th>渓床勾配</th></tr><tr><td>本体及び袖部の安定 計算と構造計算を行 う際の設計外力を算 出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)</td><td>現渓床勾配 (θ₀)</td></tr><tr><td>土石流ピーク流量を 通過させるための砂 防えん堤の水通し断 面を決定する場合の 越流水深</td><td>計画堆砂勾 配 (θ_p)</td></tr></table>	項目	渓床勾配	本体及び袖部の安定 計算と構造計算を行 う際の設計外力を算 出する場合の 土石流濃度 (C _d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D _d)	現渓床勾配 (θ ₀)	土石流ピーク流量を 通過させるための砂 防えん堤の水通し断 面を決定する場合の 越流水深	計画堆砂勾 配 (θ _p)				
	項目	渓床勾配												
	本体及び袖部の安定 計算と構造計算を行 う際の設計外力を算 出する場合の 土石流濃度 (C _d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D _d)	現渓床勾配 (θ ₀)												
	土石流ピーク流量を 通過させるための砂 防えん堤の水通し断 面を決定する場合の 越流水深	計画堆砂勾 配 (θ _p)												
	(4) 土石流の単位体積重量 土石流の単位体積重量は次式で求める。 $\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} g$ γ _d : 土石流の単位体積重量 (KN/m³) σ : 礫の密度 (2,600kg/m³) ρ : 泥水の密度 (1,200kg/m³) C _d : 土石流の容積土砂濃度 (土石流ピーク流量の算出を参照) 指 p III-54	γ _d = KN/m³												
	(5) 土石流流体力 土石流流体力は次式で求める。 $F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$ F : 単位幅あたりの土石流流体力 (KN/m) U : 土石流の流速 (m/s) D _d : 土石流の水深 (m) g : 重力加速度 (9.8m/s²) k _h : 係数 (1.0とする) γ _d : 土石流の単位体積重量 (KN/m³) 指 p III-54	F = KN/m												
	(6) 天端幅 本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とする。広島県においては3mを標準とする。 指 p III-38	b = m (D ₉₅ ×2= m)												

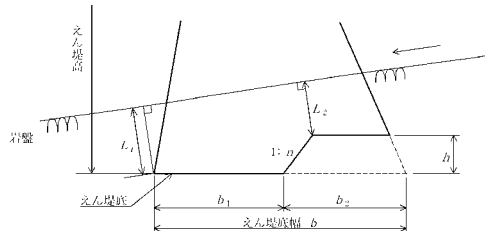
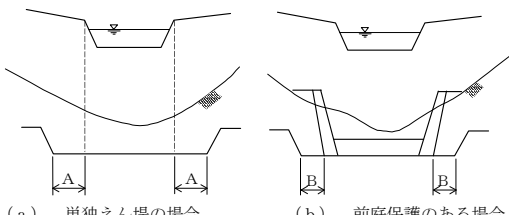
※) 指 : 砂防技術指針 (広島県土木局砂防課 H24.4)

種別	細別 (照査項目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項																																																																																																																																							
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計 数 値	備 考																																																																																																																																											
設計計算	(7)-1 安定計算 (洪水時)																																																																																																																																														
	<table><tr><th>設計荷重</th><th>記 号</th><th>計 算 式</th><th>鉛直力 (V)</th><th>水平力 (H)</th><th>堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)</th><th>モーメント (M=VL -HL)</th></tr><tr><td rowspan="3">堤体の自重</td><td>W</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>W₁</td><td>$\frac{1}{2}W_1 m H^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$m H - H + \frac{1}{3} m H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>W₂</td><td>$\frac{1}{2}W_2 m H$</td><td>(+)</td><td></td><td>$m H - \frac{1}{2} B$</td><td>(+)</td></tr><tr><td></td><td>W₃</td><td>$\frac{1}{2}W_3 m H^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{2}{3} m H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td rowspan="5">静 水 圧</td><td>P</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>P_{v1}</td><td>$\frac{1}{2} \rho_w g m H^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{1}{3} m H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{v2}</td><td>$\rho_w g m D_a H$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{1}{2} m H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{v3}</td><td>$\rho_w g B D_a$</td><td>(+)</td><td></td><td>$m H - \frac{1}{2} n$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{H1}</td><td>$\frac{1}{2} \rho_w g H^2$</td><td></td><td>(+)</td><td>$\frac{1}{3} H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td></td><td>P_{H2}</td><td>$\rho_w g D_a H$</td><td></td><td>(+)</td><td>$\frac{1}{2} H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td rowspan="3">堆 砂 圧</td><td>P_s</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>P_{sv}</td><td>$\frac{1}{2} W_s m h_s^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{1}{3} m h_s$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{sd}</td><td>$\frac{1}{2} C_s W_s h_s^2$</td><td></td><td>(+)</td><td>$\frac{1}{3} h_s$</td><td>(+)</td></tr><tr><td rowspan="3">揚 圧 力</td><td>U</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>U₁</td><td>$\frac{1}{2} \rho_w g m h_s (H + D_a - h_s)$</td><td>(-)</td><td></td><td>$\frac{1}{3} h_s$</td><td>(-)</td></tr><tr><td>U₂</td><td>$\rho_w g b_s h_s$</td><td>(-)</td><td></td><td>$\frac{1}{2} h_s$</td><td>(-)</td></tr><tr><td>合 計</td><td></td><td></td><td>V</td><td>H</td><td></td><td>M</td></tr></table>	設計荷重	記 号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL -HL)	堤体の自重	W						W ₁	$\frac{1}{2}W_1 m H^2$	(+)		$m H - H + \frac{1}{3} m H$	(+)	W ₂	$\frac{1}{2}W_2 m H$	(+)		$m H - \frac{1}{2} B$	(+)		W ₃	$\frac{1}{2}W_3 m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)	静 水 圧	P						P _{v1}	$\frac{1}{2} \rho_w g m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} m H$	(+)	P _{v2}	$\rho_w g m D_a H$	(+)		$\frac{1}{2} m H$	(+)	P _{v3}	$\rho_w g B D_a$	(+)		$m H - \frac{1}{2} n$	(+)	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w g H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)		P _{H2}	$\rho_w g D_a H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)	堆 砂 圧	P _s						P _{sv}	$\frac{1}{2} W_s m h_s^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_s$	(+)	P _{sd}	$\frac{1}{2} C_s W_s h_s^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_s$	(+)	揚 圧 力	U						U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w g m h_s (H + D_a - h_s)$	(-)		$\frac{1}{3} h_s$	(-)	U ₂	$\rho_w g b_s h_s$	(-)		$\frac{1}{2} h_s$	(-)	合 計			V	H		M																										
設計荷重	記 号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL -HL)																																																																																																																																									
堤体の自重	W																																																																																																																																														
	W ₁	$\frac{1}{2}W_1 m H^2$	(+)		$m H - H + \frac{1}{3} m H$	(+)																																																																																																																																									
	W ₂	$\frac{1}{2}W_2 m H$	(+)		$m H - \frac{1}{2} B$	(+)																																																																																																																																									
	W ₃	$\frac{1}{2}W_3 m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)																																																																																																																																									
静 水 圧	P																																																																																																																																														
	P _{v1}	$\frac{1}{2} \rho_w g m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} m H$	(+)																																																																																																																																									
	P _{v2}	$\rho_w g m D_a H$	(+)		$\frac{1}{2} m H$	(+)																																																																																																																																									
	P _{v3}	$\rho_w g B D_a$	(+)		$m H - \frac{1}{2} n$	(+)																																																																																																																																									
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w g H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)																																																																																																																																									
	P _{H2}	$\rho_w g D_a H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)																																																																																																																																									
堆 砂 圧	P _s																																																																																																																																														
	P _{sv}	$\frac{1}{2} W_s m h_s^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_s$	(+)																																																																																																																																									
	P _{sd}	$\frac{1}{2} C_s W_s h_s^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_s$	(+)																																																																																																																																									
揚 圧 力	U																																																																																																																																														
	U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w g m h_s (H + D_a - h_s)$	(-)		$\frac{1}{3} h_s$	(-)																																																																																																																																									
	U ₂	$\rho_w g b_s h_s$	(-)		$\frac{1}{2} h_s$	(-)																																																																																																																																									
合 計			V	H		M																																																																																																																																									
	(7)-2 安定計算 (土石流時)																																																																																																																																														
	<table><tr><th>設計荷重</th><th>記 号</th><th>計 算 式</th><th>鉛直力 (V)</th><th>水平力 (H)</th><th>堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)</th><th>モーメント (M=VL -HL)</th></tr><tr><td rowspan="3">堤体の 自 重</td><td>W</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>W₁</td><td>$\frac{1}{2}W_1 m H^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$m H - H + \frac{1}{3} m H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>W₂</td><td>$\frac{1}{2}W_2 m H$</td><td>(+)</td><td></td><td>$m H - \frac{1}{2} B$</td><td>(+)</td></tr><tr><td></td><td>W₃</td><td>$\frac{1}{2}W_3 m H^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{2}{3} m H$</td><td>(+)</td></tr><tr><td rowspan="4">静 水 圧</td><td>P</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>P_{v1}</td><td>$\frac{1}{2} \rho_w g m (H - D_d)^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{1}{3} m (H - D_d)$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{H1}</td><td>$\frac{1}{2} \rho_w g (H - D_d)^2$</td><td></td><td>(+)</td><td>$\frac{1}{3} (H - D_d)$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{H2}</td><td>$\rho_w g D_d (H - D_d)$</td><td></td><td>(+)</td><td>$\frac{1}{2} (H - D_d)$</td><td>(+)</td></tr><tr><td rowspan="4">堆 砂 圧</td><td>P_s</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>P_{sv}</td><td>$\frac{1}{2} W_s m (H - D_d)^2$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{1}{3} m (H - D_d)$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{sd}</td><td>$\frac{1}{2} C_s W_s (H - D_d)^2$</td><td></td><td>(+)</td><td>$\frac{1}{3} (H - D_d)$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>P_{sd2}</td><td>$C_{sd2} D_d (H - D_d)$</td><td></td><td>(+)</td><td>$\frac{1}{2} (H - D_d)$</td><td>(+)</td></tr><tr><td rowspan="3">揚 圧 力</td><td>U</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>U₁</td><td>$\frac{1}{2} \rho_w g m h_s (H - h_s)$</td><td>(-)</td><td></td><td>$\frac{1}{3} h_s$</td><td>(-)</td></tr><tr><td>U₂</td><td>$\rho_w g b_s h_s$</td><td>(-)</td><td></td><td>$\frac{1}{2} h_s$</td><td>(-)</td></tr><tr><td rowspan="2">土 石 流 の 重 さ</td><td>P_d</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>P_{dA}</td><td>$\gamma_d D_d m (H - D_d)$</td><td>(+)</td><td></td><td>$\frac{1}{2} m (H - D_d)$</td><td>(+)</td></tr><tr><td></td><td>P_{dB}</td><td>$\frac{1}{2} \gamma_d m D_d^2$</td><td></td><td>(+)</td><td>$m (H - D_d) - m \frac{D_d}{3}$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>流体力</td><td>F</td><td>$\alpha_s (\gamma_d g) D_d U^2$</td><td></td><td>(+)</td><td>$(H - D_d) + D_d/2$</td><td>(+)</td></tr><tr><td>合 計</td><td></td><td></td><td>V</td><td>H</td><td></td><td></td></tr></table>	設計荷重	記 号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL -HL)	堤体の 自 重	W						W ₁	$\frac{1}{2}W_1 m H^2$	(+)		$m H - H + \frac{1}{3} m H$	(+)	W ₂	$\frac{1}{2}W_2 m H$	(+)		$m H - \frac{1}{2} B$	(+)		W ₃	$\frac{1}{2}W_3 m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)	静 水 圧	P						P _{v1}	$\frac{1}{2} \rho_w g m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w g (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)	P _{H2}	$\rho_w g D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)	堆 砂 圧	P _s						P _{sv}	$\frac{1}{2} W_s m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)	P _{sd}	$\frac{1}{2} C_s W_s (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)	P _{sd2}	$C_{sd2} D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)	揚 圧 力	U						U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w g m h_s (H - h_s)$	(-)		$\frac{1}{3} h_s$	(-)	U ₂	$\rho_w g b_s h_s$	(-)		$\frac{1}{2} h_s$	(-)	土 石 流 の 重 さ	P _d						P _{dA}	$\gamma_d D_d m (H - D_d)$	(+)		$\frac{1}{2} m (H - D_d)$	(+)		P _{dB}	$\frac{1}{2} \gamma_d m D_d^2$		(+)	$m (H - D_d) - m \frac{D_d}{3}$	(+)	流体力	F	$\alpha_s (\gamma_d g) D_d U^2$		(+)	$(H - D_d) + D_d/2$	(+)	合 計			V	H								
設計荷重	記 号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL -HL)																																																																																																																																									
堤体の 自 重	W																																																																																																																																														
	W ₁	$\frac{1}{2}W_1 m H^2$	(+)		$m H - H + \frac{1}{3} m H$	(+)																																																																																																																																									
	W ₂	$\frac{1}{2}W_2 m H$	(+)		$m H - \frac{1}{2} B$	(+)																																																																																																																																									
	W ₃	$\frac{1}{2}W_3 m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)																																																																																																																																									
静 水 圧	P																																																																																																																																														
	P _{v1}	$\frac{1}{2} \rho_w g m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)																																																																																																																																									
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w g (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)																																																																																																																																									
	P _{H2}	$\rho_w g D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)																																																																																																																																									
堆 砂 圧	P _s																																																																																																																																														
	P _{sv}	$\frac{1}{2} W_s m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)																																																																																																																																									
	P _{sd}	$\frac{1}{2} C_s W_s (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)																																																																																																																																									
	P _{sd2}	$C_{sd2} D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)																																																																																																																																									
揚 圧 力	U																																																																																																																																														
	U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w g m h_s (H - h_s)$	(-)		$\frac{1}{3} h_s$	(-)																																																																																																																																									
	U ₂	$\rho_w g b_s h_s$	(-)		$\frac{1}{2} h_s$	(-)																																																																																																																																									
土 石 流 の 重 さ	P _d																																																																																																																																														
	P _{dA}	$\gamma_d D_d m (H - D_d)$	(+)		$\frac{1}{2} m (H - D_d)$	(+)																																																																																																																																									
	P _{dB}	$\frac{1}{2} \gamma_d m D_d^2$		(+)	$m (H - D_d) - m \frac{D_d}{3}$	(+)																																																																																																																																									
流体力	F	$\alpha_s (\gamma_d g) D_d U^2$		(+)	$(H - D_d) + D_d/2$	(+)																																																																																																																																									
合 計			V	H																																																																																																																																											

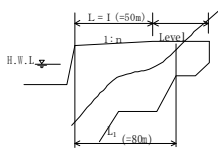
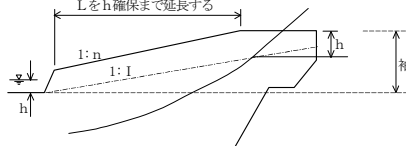
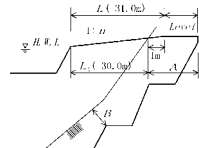
※) 指：砂防技術指針（広島県土木局砂防課 H24.4）

種 別	細 別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考				
設 計 計 算		(8) 安定計算結果 1) 転倒に対する安定計算 $X = \frac{M}{V}$ $0 \leq X \leq b_2$ X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m) M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (KN・m/m) V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (KN/m) b ₂ : 堤底幅 (m) 砂防えん堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあれば確保される。したがって上式にあてはまれば砂防えん堤は転倒しない。 指 p IV-45	・洪水時 X= 0 ≤ ≤ b ₂ = ・土石流時 X= 0 ≤ ≤ b ₂ =					
		2) 滑動に対する安定計算 $n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 L}{H}$ n : 安全率 V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (KN/m) H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (KN/m) f : えん堤堤体と基礎地盤との摩擦係数 τ ₀ : えん堤堤体または基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度 (KN/m ²) L : 剪断抵抗を期待できる長さ (m) (一般的には堤底幅 b ₂) えん堤の設計荷重が作用したときに、えん堤堤体内、堤底と基礎地盤との接触面、基礎地盤内のいかなる部分においても滑動してはならない。 上式は、堤底と基礎地盤との接触面における剪断力による滑動に対して、安全な剪断摩擦抵抗力を有しているか検討するものである。 岩盤基礎の場合は、n=4 とする。砂礫基礎の場合は、えん堤高を15m未満とするのが原則であり、剪断強度 (τ ₀ ・ L) を無視して計算し、n=1.2 とする。 指 p IV-45	・洪水時 f = τ ₀ = KN/m ² L = m n = >4 岩 >1.2 砂礫 ・土石流時 f = τ ₀ = KN/m ² L = m n = >4 岩 >1.2 砂礫	堤体の剪断強度 2,760KN/m ² (コンクリートの設計強度 18N/mm ² の場合)				
		3) えん堤堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算 $\sigma = \frac{V}{b_2} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{b_2} \right]$ $e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$ b ₂ : 堤底幅 (m) σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (KN/m ²) e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m) x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m) 上式は、堤底の上流端または下流端における垂直応力を求める式で、値が (+) であれば圧縮応力、 (－) であれば引張応力である。 指 p IV-46	・洪水時 σ _{max} = KN/m ² σ _{min} = KN/m ² ・土石流時 σ _{max} = KN/m ² σ _{min} = KN/m ²	≤ σ _{ca} = 4,500KN/m ² ≤ σ _a = KN/m ² ≥ 0 ≤ σ _{ca} = 4,500KN/m ² ≤ σ _a = KN/m ² ≥ 0				

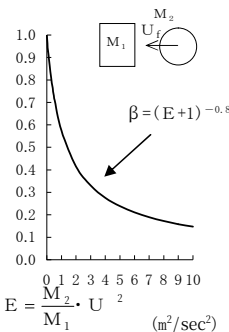
※) 指 : 砂防技術指針 (広島県土木局砂防課 H24.4)

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項											
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考															
設 計 計 算		(3) 断面節約 基礎が岩盤（軟岩（Ⅱ）以上）で、河床勾配が急な場合に掘削量、コンクリート量等が減じ経済性を高めるために断面節約を計画する。 下記条件による断面設定ができない場合、断面節約を実施しない。  断面節約 h : 1.0m以上、3.0m以下を標準とする n : 土質による床掘勾配 L₁・L₂ : 土質による所定の根入れ深さ b₁ : えん堤底幅の1/3以上 最小2.0m（切り上げで0.5m単位とする） b₂ : えん堤底幅の1/3以上 指 p IV-60	h = m b₁ = m b₂ = m (b / 3 = m)																
		(4) 水通し部における基礎部の長さの割増 砂防ダム基礎部は、落下水による洗掘等を考慮し、肩線を鉛直に下した線から余裕をもった長さとする。 水通し部における基礎部の長さの割増は、下図を標準とする。 A, B の値は右表により決定のこと。 <table border="1"><tr><td></td><td>砂礫・岩塊玉石</td><td>軟岩（Ⅰ） （Ⅱ）</td><td>中硬岩・硬岩</td></tr><tr><td>A</td><td>——</td><td>——</td><td>1.2m以上</td></tr><tr><td>B</td><td>2.0m以上</td><td>1.5m以上</td><td>1.0m以上</td></tr></table>  基礎部の長さの割増 指 p IV-61		砂礫・岩塊玉石	軟岩（Ⅰ） （Ⅱ）	中硬岩・硬岩	A	——	——	1.2m以上	B	2.0m以上	1.5m以上	1.0m以上	地質： 基礎部の長さの割増： A = m B = m				
		砂礫・岩塊玉石	軟岩（Ⅰ） （Ⅱ）	中硬岩・硬岩															
A	——	——	1.2m以上																
B	2.0m以上	1.5m以上	1.0m以上																
	(5) 基礎処理 えん堤の基礎として十分強度を得ることができない場合は、想定されるそれぞれの現象に対応できるよう経済性・施工性等を検討し、適切な基礎処理を設ける。 指 p IV-62	基礎処理の有無 （ 有 ・ 無 ）																	

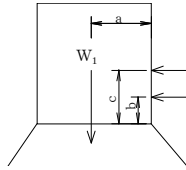
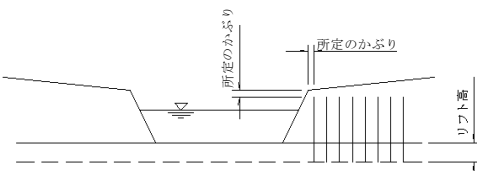
※）指：砂防技術指針（広島県土木局砂防課 H24.4）

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項															
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考																			
設計 計算	5. 袖の設計	(1) 勾配長 (L) の決定方法 ① $I < L_1$ の場合 $L = I$ とする。 (例 平常時堆砂勾配 1/50 $L_1=80\text{m}$ の場合)  凡例 n : 袖勾配 I : 平常時堆砂勾配 (現況床勾配の 1/2) の分母値 L : 袖勾配をつけた区間の水平長 L1 : 水通し肩から地山取付け部までの水平長 注) 土石流対策砂防えん堤では n は現況床勾配とする。 ただし、平常時堆砂勾配 I を横断方向に延長したとき地山との交点で袖高は計画水深 h m 以上とする。  指 p IV-71	・左岸 n = L = m L1 = m 袖高= m $\leq 5.0\text{m}$ (土石流対策えん堤) ・右岸 n = L = m L1 = m 袖高= m $\leq 5.0\text{m}$ (土石流対策えん堤)																				
	② $I > L_1$ の場合 勾配を付けた長さは地山に最低1.0m程度嵌入し、あとはLevelにする。 (例 平常時堆砂勾配 1/40 $L_1=30\text{m}$ いわゆる $I > L_1$) 	・左岸 n = L = m L1 = m 袖高= m ・右岸 n = L = m L1 = m 袖高= m																					
	(2) 袖の天端幅 袖の天端幅は、水通し天端幅と同一とする。ただし、中硬岩・硬岩の嵌入部において水通し天端幅と同一にすると、自然景観・環境面で著しい影響がある場合は別途考慮することができる。 指 p IV-71	袖天端幅= m																					
	(3) 袖の嵌入 下表に示す土質に応じた深さ以上を標準とする。	袖の嵌入深 (単位: m) <table><tr><th>土質</th><th>寸法</th><th>A の寸法</th><th>B の寸法</th></tr><tr><td>砂礫・岩塊玉石</td><td></td><td>3.0</td><td>2.0</td></tr><tr><td>軟岩 (Ⅰ) (Ⅱ)</td><td></td><td>2.5</td><td>1.5</td></tr><tr><td>中硬岩・硬岩</td><td></td><td>2.0</td><td>1.0</td></tr></table> 注) A, B の寸法は地山線もしくは、間詰め仕上げ線のうち不利な方で規定する。 袖部地山嵌入部の形状は、地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合および岩盤の場合は地山勾配とし、地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合は段切とする。端部は0.5m～1.0mを直にする。 ただし、えん堤底部は土砂の場合、勾配にかかわらず段切とする。 指 p IV-72	土質	寸法	A の寸法	B の寸法	砂礫・岩塊玉石		3.0	2.0	軟岩 (Ⅰ) (Ⅱ)		2.5	1.5	中硬岩・硬岩		2.0	1.0	・左岸 土質: A の寸法= m B の寸法= m ・右岸 土質: A の寸法= m B の寸法= m				
	土質	寸法	A の寸法	B の寸法																			
砂礫・岩塊玉石		3.0	2.0																				
軟岩 (Ⅰ) (Ⅱ)		2.5	1.5																				
中硬岩・硬岩		2.0	1.0																				
(4) 段切 段切は、直高で最大4.0m以下とし、水平にステップを2.0m以上設ける。段切勾配は下表を標準とするが、摘要にあたっては経済性に注意すること。	最急段切勾配 <table><tr><th>土 質</th><th>段切勾配</th><th>備 考</th></tr><tr><td>土 砂</td><td>1 : 0.5</td><td>粘性土の場合は現状状況による</td></tr><tr><td>礫交り土・砂交り土</td><td>1 : 0.5</td><td></td></tr><tr><td>軟岩 (Ⅰ) ・ 軟岩 (Ⅱ)</td><td>1 : 0.2</td><td></td></tr><tr><td>中 硬 岩 ・ 硬 岩</td><td>1 : 0.1</td><td></td></tr></table> 注) 1. 袖端部の掘削勾配で直高5.0mを超えるものは1:0.6で切る。 →第356条の表より、掘削面の高さが5m以上の場合、掘削面の勾配を60度以下としている (その他の地山の場合)。 2. えん堤軸に直角方向の掘削法勾配も本表に準ずる。 指 p IV-72	土 質	段切勾配	備 考	土 砂	1 : 0.5	粘性土の場合は現状状況による	礫交り土・砂交り土	1 : 0.5		軟岩 (Ⅰ) ・ 軟岩 (Ⅱ)	1 : 0.2		中 硬 岩 ・ 硬 岩	1 : 0.1		・左岸 土質: 直高= m ステップ幅= m 段切勾配: ・右岸 土質: 直高= m ステップ幅= m 段切勾配:						
土 質	段切勾配	備 考																					
土 砂	1 : 0.5	粘性土の場合は現状状況による																					
礫交り土・砂交り土	1 : 0.5																						
軟岩 (Ⅰ) ・ 軟岩 (Ⅱ)	1 : 0.2																						
中 硬 岩 ・ 硬 岩	1 : 0.1																						

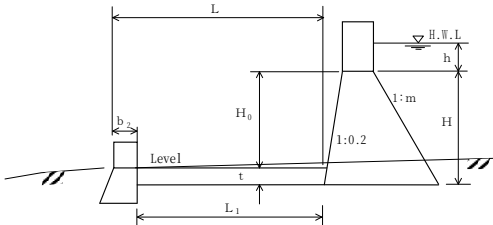
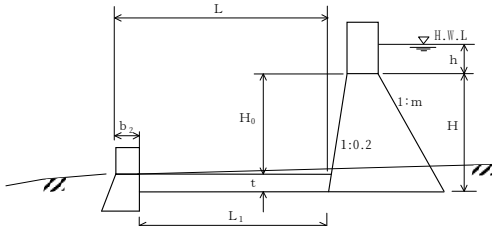
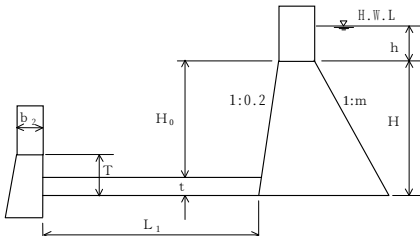
※) 指 : 砂防技術指針 (広島県土木局砂防課 H24.4)

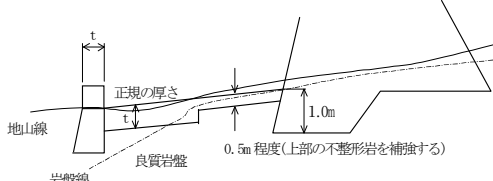
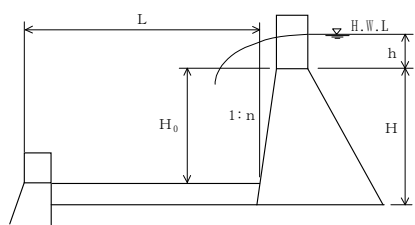
種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考				
設計 計算		(5) 袖部の破壊に対する構造計算 1) 礫の衝撃力の算定 $P_1=n \cdot \alpha^{3/2}$ $n=\sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}}$ $k_1=\frac{1-v_1^2}{\pi \cdot E_1}$ $k_2=\frac{1-v_2^2}{\pi \cdot E_2}$ $n_1=\frac{1}{m_2}$ P_1 : 礫の衝撃力 (KN) n : 係数 k_1 : 係数 v_1 : コンクリートのポアソン比 E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m ²) k_2 : 係数 v_2 : 礫のポアソン比 E_2 : 礫の弾性係数 (N/m ²) α : へこみ量 U : 礫の速度 (=土石流の流速) (m/s) n_1 : 係数 m_2 : 礫の質量 指 p IV-77	P_1 = KN R = m n = K_1 = K_2 = α = m n_1 = m_2 = kg	R は最大礫径 (D_{95})の半径を用いる。 v_1 =0.194 E_1 =0.1×2.6×9.8×10 ⁹ N/m ² v_2 =0.23 E_2 =5.0×9.8×10 ⁹ N/m ² U :安定計算参照				
		2) 流木の衝撃力の算定 $P_2=n \cdot \alpha^{3/2}$ $n=\sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}}$ $k_1=\frac{1-v_1^2}{\pi \cdot E_1}$ $k_3=\frac{1-v_3^2}{\pi \cdot E_3}$ $n_1=\frac{1}{m_3}$ P_2 : 流木の衝撃力 (KN) n : 係数 k_1 : 係数 v_1 : コンクリートのポアソン比 E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m ²) k_3 : 係数 v_3 : 流木のポアソン比 E_3 : 流木の弾性係数 (N/m ²) α : へこみ量 U : 流木の速度 (=土石流の流速) (m/s) n_1 : 係数 m_3 : 流木の質量 指 p IV-77	P_2 = KN R = m n = K_1 = K_2 = α = m n_1 = m_3 = kg	樹種 : R は流木の最大直径の 1/2 を用いる。 v_1 =0.194 E_1 =0.1×2.6×9.8×10 ⁹ N/m ² v_3 =0.40 E_3 =7.35×10 ⁹ N/m ² U :安定計算参照				
		3) 土石流衝撃力の補正 a) 袖部コンクリートに作用する衝撃力 (P_R) $P_R=\beta \cdot P$ P_R : 袖部コンクリートに作用する衝撃力 (KN) β : 下図でみられる補正係数 P : 礫または流木の衝撃力 (KN) M_1 : 袖部1ブロック当たりの質量 M_2 : 礫または流木の質量 U : 衝突速度 (土石流のフロント部の流速)  $\beta=(E+1)^{-0.8}$ $E=\frac{M_2 \cdot U^2}{M_1} \quad (\text{m}^2/\text{sec}^2)$ P_{R1} と流木(P_{R2})の衝撃力のうち、大きい方を、土石流の衝撃力とする。 b) 単位幅当たりの衝撃力 (P_1) $P_1=P_R/\bar{L}$ P_R : 袖部コンクリートに作用する衝撃力 (tf) $\bar{L}$: 袖部の平均長さ (m) 指 p IV-77	P_{R1} = KN P_{R2} = KN β = M_1 = Kg M_2 = Kg P_R = KN $\bar{L}$ = m P_1 = KN					

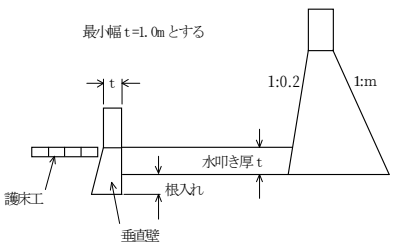
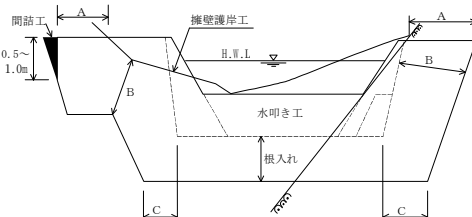
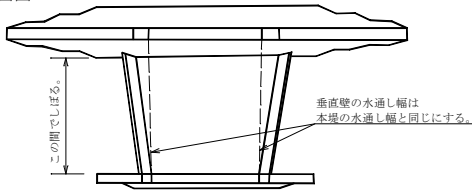
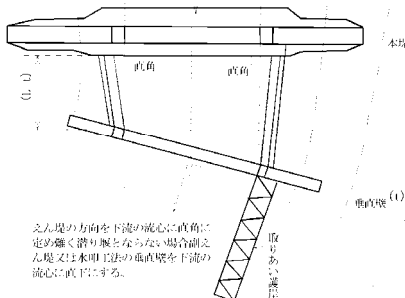
※) 指 : 砂防技術指針 (広島県土木局砂防課 H24. 4)

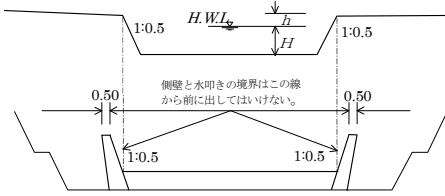
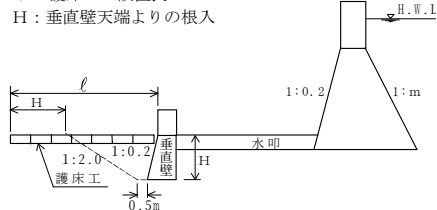
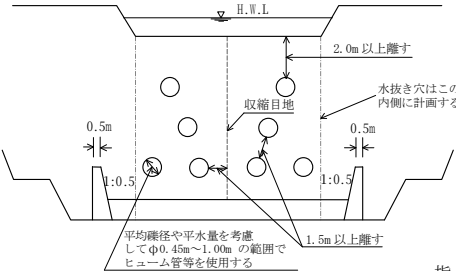
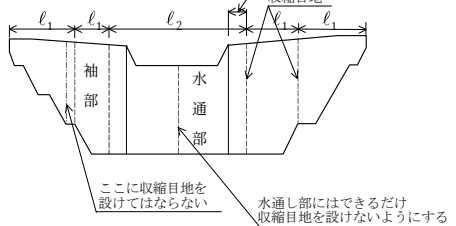
種 別	細 別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考				
設 計 計 算		4) 袖部の安定計算 a) 単位幅当り断面に作用する力  W_1 : 自重 (KN/m) P_1 : 衝撃力 (KN/m) F : 流体力 (KN/m) b) セン断摩擦安全率に対する検討 $n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot B}{H}$ n : 安全率 V : 鉛直力の合計 (KN/m) τ_c : コンクリートの許容せん断応力度 (KN/m²) B : 袖部底幅 (m) H : 水平力の合計 (KN/m) [$n \geq 4.0 \cdots \text{OK}$] c) 袖部と本体の境界面上に作用する応力に対する検討 $x = \frac{M}{V}$ $\sigma = \frac{V}{b_2} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{b_2} \right]$ $e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$ x : 袖部底の上流端から合力の作用点までの距離 (m) M : 荷重モーメントの合力 (KN・m/m) V : 鉛直力の合計 (KN/m) b_2 : 袖部底幅 (m) e : 荷重の合力の作用線から袖底部底の中央までの距離 (m) d) 安定計算結果 OK … 袖部の鉄筋による補強必要無 OUT … 袖部の鉄筋による補強必要有 指 p IV-79 <td> V (鉛直力) = KN/m H (水平力) = KN/m M (モーメント) = KN・m/m $n = (\geq \cdot <) 4.0 \cdots (\text{OK} \cdot \text{OUT})$ $\sigma_{\max} =$ KN/m² $\sigma_{\min} =$ KN/m² (OK ・ OUT)</td> <td>アーム長 $a = 1/2 B$ B : 水通し幅 (m) $b = 1/2 R$ R : 最大礫径 (D_{95})、最大直径の半径 (m) $c = 1/2 h$ h : 土石流水深 (m) F : 安定計算参照 $\tau_c = 2,760 \text{ KN/m}^2$ (設計基準強度 18N/mm² の場合) $\leq \sigma_{ca} = 6,750 \text{ KN/m}^2$ (短期割増) $\geq \sigma_{ca} = -337.5 \text{ KN/m}^2$ (短期割増) OUT の場合以下のチェック項目に進む</td> <td></td> <td></td> <td></td>	V (鉛直力) = KN/m H (水平力) = KN/m M (モーメント) = KN・m/m $n = (\geq \cdot <) 4.0 \cdots (\text{OK} \cdot \text{OUT})$ $\sigma_{\max} =$ KN/m ² $\sigma_{\min} =$ KN/m ² (OK ・ OUT)	アーム長 $a = 1/2 B$ B : 水通し幅 (m) $b = 1/2 R$ R : 最大礫径 (D_{95})、最大直径の半径 (m) $c = 1/2 h$ h : 土石流水深 (m) F : 安定計算参照 $\tau_c = 2,760 \text{ KN/m}^2$ (設計基準強度 18N/mm ² の場合) $\leq \sigma_{ca} = 6,750 \text{ KN/m}^2$ (短期割増) $\geq \sigma_{ca} = -337.5 \text{ KN/m}^2$ (短期割増) OUT の場合以下のチェック項目に進む				
		5) 袖部の鉄筋による補強 a) 最大曲げモーメント ($M_{\max}$)、最大せん断力 ($S_{\max}$) (単位幅当り) $M_{\max} = P_1 \times R + F \times h/2$ $S_{\max} = P_1 + F$ P_1 : 袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力 (KN/m) R : 礫の半径 (m) F : 土石流流体力 (KN/m) h : 土石流水深 (m) b) 必要鉄筋量 (A_s) (単位幅当り) $A = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d}$ $M_{\max}$: 単位幅当りに作用する最大曲げモーメント (KN・m/m) σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (KN/m²) d : 有効高さ (cm) c) 鉄筋に働く付着応力度 (τ_0) $\tau_0 = \frac{S_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d}$ $S_{\max}$: 単位幅当りに作用する最大せん断力 (KN/m) U : 引張鉄筋周長の総和 (mm) d : 有効高さ (m) [$\tau_0 < \tau_{c0} = 2.1 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$] d) コンクリート部に働くせん断応力度 (τ) $\tau_0 = \frac{S_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d}$ $S_{\max}$: 単位幅当りに作用する最大せん断力 (kgf/m) d : 有効高さ (cm) [$\tau < \tau_{ca} = 0.495 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$] e) 鉄筋の埋込長 鉄筋の埋込は以下による。 鉄筋量は固定端(袖の底部)での必要鉄筋量から求めているため、量も水通しに近い鉄筋は所定のかぶりをとって上端部までの長さとし、その他の鉄筋も図のように同じ長さで良い。堤体の定着については、必要定着長以上となるリフト下面から立ち上げる。  <td> $M_{\max} =$ KN・m/m $S_{\max} =$ KN/m $A_s =$ cm²/m よって $D \text{ etc.} / (1 \text{ m 当り})$ $\tau_0 =$ N/mm² $< \tau_{c0} = 2.1 \text{ N/mm}^2$ $\tau =$ N/mm² $< \tau_{ca} = 0.495 \text{ N/mm}^2$</td> <td>袖部を片持ち梁と考えその安定を検討する。 一般的に鉄筋は上流側にかぶり 0.50m 程度で配置する。 $\sigma_{sa} = 240 \text{ N/mm}^2$ (短期割増) $\tau_{c0} = 2.1 \text{ N/mm}^2$ (短期割増) $\tau_{ca} = 0.495 \text{ N/mm}^2$ (短期割増) 鉄筋の定着長 $\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_0} \times \phi$ ここで、 $\sigma_{sa} = 240 \text{ N/mm}^2$ $\tau_0 = 2.1 \text{ N/mm}^2$ $\ell_a = 20 \phi$ (コンクリートと異形鉄筋)</td> <td></td> <td></td> <td></td>	$M_{\max} =$ KN・m/m $S_{\max} =$ KN/m $A_s =$ cm ² /m よって $D \text{ etc.} / (1 \text{ m 当り})$ $\tau_0 =$ N/mm ² $< \tau_{c0} = 2.1 \text{ N/mm}^2$ $\tau =$ N/mm ² $< \tau_{ca} = 0.495 \text{ N/mm}^2$	袖部を片持ち梁と考えその安定を検討する。 一般的に鉄筋は上流側にかぶり 0.50m 程度で配置する。 $\sigma_{sa} = 240 \text{ N/mm}^2$ (短期割増) $\tau_{c0} = 2.1 \text{ N/mm}^2$ (短期割増) $\tau_{ca} = 0.495 \text{ N/mm}^2$ (短期割増) 鉄筋の定着長 $\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_0} \times \phi$ ここで、 $\sigma_{sa} = 240 \text{ N/mm}^2$ $\tau_0 = 2.1 \text{ N/mm}^2$ $\ell_a = 20 \phi$ (コンクリートと異形鉄筋)				

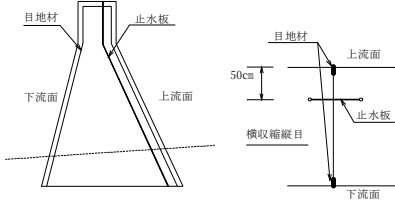
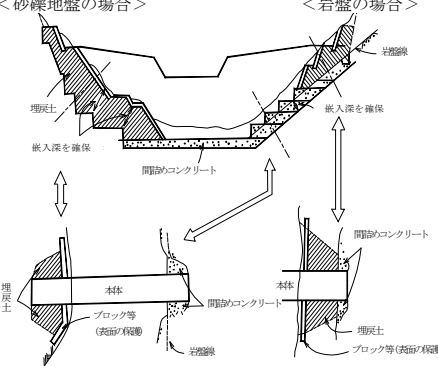
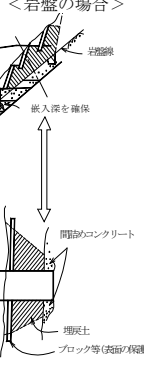
※) 指：砂防技術指針（広島県土木局砂防課 H24.4）

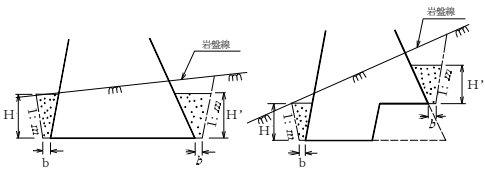
種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考				
設計計算	6. 前庭保護工の設計	(1) 水叩き えん堤基礎およびその下流が硬岩で亀裂が少なく、かつ兩岸の崩壊および下流洗掘に対しても支障がなければ水叩工を設置する必要はない。 水叩き工法としては、以下に示す①・②・③のようなタイプがあるが、広島県では①・②に示すタイプが多い。 ① 標準タイプ  ② 現河床が急勾配の場合  河床勾配が急で、水叩きを水平にすると垂直壁天端が河床より浮き出る場合は水叩きに勾配をつける。水叩き勾配は現河床に準じてつけるのが望ましいが、1/10までとする。 ③ ウォータークッション併用の場合（水褥池） えん堤基礎が砂礫層で粒径が比較的小さく流量が大きい場合は、ウォータークッション工法のみでは、重複高を相当大きくしなければ洗掘を防止できないため水叩工法を併用する。 	水叩きのタイプ： 水叩きの勾配： 1/					
				指 p IV-85				

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考				
設計 計 算		(2) 水叩き厚 1) 基礎が砂礫地盤の場合 砂礫地盤では水叩厚（ t ）は最低0.6m～最大3.0mとする。 a) 水褥池がない場合 t=0.2（0.6H₀+3h-1.0） 注）水叩き厚が2mを越える場合は、水褥池の設置を検討すること。 b) 水褥池がある場合 t=0.1（0.6H₀+3h-1.0） t ：水叩きの厚さ（m） H₀：水叩き天端から本えん堤水通し天端までの高さ（m） h ：本えん堤の越流水深（m） 2) 基礎が岩盤の場合 岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの7割とする。 ただし、軟岩（Ⅰ）、軟岩（Ⅱ）の水叩き厚（ t ）は最低0.5mとする。中硬岩、硬岩については、上部の不整形岩を補強するため0.5m程度の水叩きを設ける。  指 p IV-87	基礎地盤 （ 砂礫 ・ 岩盤 ） H₀ = m h = m t = m 0.1m単位で端数は切り上げとする。					
		(3) 水叩き長 1) 経験式（堤高15m未満の場合） L=α×（H₀+h）-n H₀ L ：水叩きの長さ（m） α ： H₀=1.00～2.00 α=2.00 H₀=3.00～6.00 α=1.75 H₀=7.00～ α=1.50 H₀ ：水叩き天端（または基礎岩盤面）からの本えん堤水通し底までの高さ（m） n ：本えん堤下流の法勾配 h ：本えん堤越流水深（m）  指 p IV-88	α = H₀ = m n = h = m L = m 0.5m単位で端数は切り上げとする。					

種別	細別 (照査項目)	適用規定及び計算結果など			対象	照査	確認	留意事項																							
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備考																											
設計計算		(4) 垂直壁 1) 垂直壁の水通し底高は、現河床高と同程度とする。 2) 垂直壁には、必ず袖を設ける。 3) 垂直壁の水通し天端幅は水叩厚と同じにする。ただし 1.0mを最小とする。 4) 表法は1：0.2、裏法は直とする。 5) 水叩き下端からの根入れの標準値は、基礎地盤により次のとおりとする。 <table><tr><th>基礎地盤</th><th>根入れ</th></tr><tr><td>砂礫・岩塊玉石</td><td>1.5m以上</td></tr><tr><td>軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）</td><td>1.0m以上</td></tr><tr><td>中硬岩・硬岩</td><td>0.5m以上</td></tr></table> 6) 水通し底幅は、本えん堤の水通し底幅と同じにする。 7) 袖天端勾配は水平を標準とし、袖端部は地山に取り付けることを原則とし、嵌入量は上表を標準とする。ただし、袖長がいちじるしく大きくなる場合は別途検討すること。 8) 地形の状況等により本えん堤を下流流心に対して直角にできない場合は、垂直壁を下流流心に対して直角にする。 指 p IV-90 側面図  垂直壁構造図  <table><tr><th>基礎地盤</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th></tr><tr><td>砂礫・岩塊玉石</td><td>2.0m以上</td><td>2.0m以上</td><td>1.5m以上</td></tr><tr><td>軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）</td><td>1.5m以上</td><td>1.5m以上</td><td>1.2m以上</td></tr><tr><td>中硬岩・硬岩</td><td>1.0m以上</td><td>1.0m以上</td><td>1.0m以上</td></tr></table> 指 p IV-91 平面図  平面図  指 p IV-92	基礎地盤	根入れ	砂礫・岩塊玉石	1.5m以上	軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.0m以上	中硬岩・硬岩	0.5m以上	基礎地盤	A	B	C	砂礫・岩塊玉石	2.0m以上	2.0m以上	1.5m以上	軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.5m以上	1.5m以上	1.2m以上	中硬岩・硬岩	1.0m以上	1.0m以上	1.0m以上	地盤： 根入れ： m ・左岸 地盤： A= m 地盤： B= m 地盤： C= m ・右岸 地盤： A= m 地盤： B= m 地盤： C= m				
	基礎地盤	根入れ																													
	砂礫・岩塊玉石	1.5m以上																													
	軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.0m以上																													
中硬岩・硬岩	0.5m以上																														
基礎地盤	A	B	C																												
砂礫・岩塊玉石	2.0m以上	2.0m以上	1.5m以上																												
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ）	1.5m以上	1.5m以上	1.2m以上																												
中硬岩・硬岩	1.0m以上	1.0m以上	1.0m以上																												

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考				
設計 計算		(5) 側壁護岸工 1) 高さは、本えん堤水通し断面の高さと同様にする。ただし、背後地盤によってはこれより高くしてもよい。 2) 本えん堤取付部では、その基盤前面は必ず本えん堤水通し肩の直下もしくは、これより後退させるものとする。 3) 側壁の断面は、天端幅 0.5m、表法は1：0.5、裏法は1：0.3のもたれ式擁壁タイプを標準とする。 4) 側壁護岸は、受け持つ土圧に対して安全な構造とする。  指 p IV-93	側壁護岸勾配 1：n₁= (前) 1：n₂= (後) 天端幅 B= m					
		(6) 護床工 1) 使用材料は、大転石、ブロック等とする。 2) 施工延長は、次式によって算出した長さ以上とする。 $\ell=(2.0+0.2)H+H+0.5 \approx 3.2H+0.5 \cdots \cdots \cdots$ 式 ℓ：護床工の設置長 H：垂直壁天端よりの根入  3) すりつけ護岸の長さおよび高さ すりつけ護岸の長さは、原則として護床工長と同じにする。 高さは余裕高までとする。 ただし、地形状況等によってはこの限りでない。 指 p IV-94	H= m ℓ = m					
	7. 付属物の設計	(1) 水抜き暗渠 水抜き暗渠は、次の目的で設計する。 1) 施工中の流水の処理 2) 堆砂後の浸透水圧減殺 3) 許容流送土砂の調節 4) 洪水の調節ならびに土石流の調節 水抜穴の大きさ・数・位置は流送土石礫の径および平水量を勘定のうえ、決定する。 配列は、千鳥状にして隣接する水抜間に適当な間隔を置く。  指 p IV-96	ϕ= m 水抜き暗渠管距離 = m $\geq 1.5\text{m}$ 収縮目地からの距離 = m $\geq 1.5\text{m}$					
	(2) 収縮目地 1) 一般に、収縮目地の間隔は10～15m程度とする（袖部は10m、水通し部は15mを目安とする。） 2) 両岸取付部付近で最もひび割れが発生しやすく、両岸取付部と水通し袖部の中間の断面の変移点に設けるものとする。また収縮目地は、水通し肩から水通厚の1.5倍以上離すこととする。 3) 水通し部にはできるだけ収縮目地を設けないようにする。 4) 収縮目地には止水板を設置する。  指 p IV-97	目地間隔： m～ m 水通し厚のチェック ℓ= m (ℓ=1.5× m以上)						

種別	細別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項																																								
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考																																												
設計 計算		3) 止水板 止水板は、横収縮継目面の上流面に近い場所に、ほぼ鉛直方向に水密装置として設けるものである。止水板は水密性、耐久性の大きい材料を用い、伸縮に応じられる型のものが良い（センターバルブ型フラット）。 止水板の埋込み位置が、余り上流面に近いと、温度変化の影響を受けて付着を害するおそれがあるので30cm以上内部に埋込まなければならない。 設置位置は、えん堤の上流面から50cm内側に、横継目に直角に設けるものとし、えん堤天端まで設けることを原則とする。  横収縮継目と止水板の設置位置 指 p V-40																																														
	4) 間詰め工 間詰め工の標準的適用工法を下表に示す。 間詰め工の適用工法 <table><tr><th rowspan="2">地質</th><th colspan="2">埋戻し</th><th colspan="2">表面の保護等</th></tr><tr><th>適用区分</th><th>工法</th><th>適用区分</th><th>工法</th></tr><tr><td rowspan="4">砂 礫 地盤</td><td rowspan="4">全般</td><td rowspan="4">土砂による埋戻し</td><td>表面処理勾配(地山勾配)が2割以上緩い場合</td><td>植生工 法枠工 ブロック張工(控25cm)</td></tr><tr><td>表面処理勾配が1割以上2割までの場合</td><td>ブロック張工(控25cm) 石羽口工</td></tr><tr><td>表面処理勾配が1割より急な場合</td><td>ブロック積工(控35cm)</td></tr><tr><td></td><td>特には不要</td></tr><tr><td>岩盤</td><td>全般</td><td>階段状間詰コンクリート工</td><td></td><td>特には不要</td></tr><tr><td rowspan="4">岩盤 + 砂 礫 地盤</td><td rowspan="2">砂礫厚 < 1.0m</td><td rowspan="2">階段状間詰コンクリート工</td><td></td><td>特には不要</td></tr><tr><td></td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">砂礫厚 ≥ 1.0m</td><td rowspan="2">岩盤線までの間詰コンクリート工 + 土砂による埋戻し</td><td>表面処理勾配が2割以上緩い場合</td><td>植生工 法枠工 ブロック張工(控25cm)</td></tr><tr><td>表面処理勾配が1割以上2割までの場合</td><td>ブロック張工(控25cm) 石羽口工</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td>表面処理勾配が1割より急な場合</td><td>ブロック積工(控35cm)</td></tr></table> 注) 上表は、一応の目安であり現地状況を十分に勘案の上、適切な工法を検討することが必要。 指 p V-98 a) 間詰め工配置図 ＜砂礫地盤の場合＞  ＜岩盤の場合＞  (注) 袖部間詰コンクリートは、階段状に本体と同時打設することを原則とする。 指 p V-99	地質	埋戻し		表面の保護等		適用区分	工法	適用区分	工法	砂 礫 地盤	全般	土砂による埋戻し	表面処理勾配(地山勾配)が2割以上緩い場合	植生工 法枠工 ブロック張工(控25cm)	表面処理勾配が1割以上2割までの場合	ブロック張工(控25cm) 石羽口工	表面処理勾配が1割より急な場合	ブロック積工(控35cm)		特には不要	岩盤	全般	階段状間詰コンクリート工		特には不要	岩盤 + 砂 礫 地盤	砂礫厚 < 1.0m	階段状間詰コンクリート工		特には不要			砂礫厚 ≥ 1.0m	岩盤線までの間詰コンクリート工 + 土砂による埋戻し	表面処理勾配が2割以上緩い場合	植生工 法枠工 ブロック張工(控25cm)	表面処理勾配が1割以上2割までの場合	ブロック張工(控25cm) 石羽口工				表面処理勾配が1割より急な場合	ブロック積工(控35cm)	間詰め方法 ： 表面処理勾配 ： 直高 ： m	ブロック積工，ブロック張工の適用基準は以下を標準とする。 表面処理勾配が1割よりも急な場合はブロック積工，1割以上2割までの場合はブロック張工を用いる。 また、直高はどちらも5m以内とし、5mを超える場合は下段と上段の間に2m以上の小段を設けるものとする。 ブロック積工に設置する水抜きについては、VU150を7m²に一箇所設けるものとする。ただし、ブロック積工を護岸部(最下段)に設ける場合は、水抜きを設置してはならない。 ブロック張工に設置する水抜きについては、VU50を2～3m²に1箇所設けるものとする。 また、ブロック張工の変わりに異なる工種（ブロックマット他）を採用した場合においても、直高は5m以内とし、5mを超える場合は、下段と上段との間に2m以上の小段を設けるものとする。（「道路土工 擁壁工指針（社）日本道路協会」参照）		
地質	埋戻し		表面の保護等																																													
	適用区分	工法	適用区分	工法																																												
砂 礫 地盤	全般	土砂による埋戻し	表面処理勾配(地山勾配)が2割以上緩い場合	植生工 法枠工 ブロック張工(控25cm)																																												
			表面処理勾配が1割以上2割までの場合	ブロック張工(控25cm) 石羽口工																																												
			表面処理勾配が1割より急な場合	ブロック積工(控35cm)																																												
				特には不要																																												
岩盤	全般	階段状間詰コンクリート工		特には不要																																												
岩盤 + 砂 礫 地盤	砂礫厚 < 1.0m	階段状間詰コンクリート工		特には不要																																												
	砂礫厚 ≥ 1.0m	岩盤線までの間詰コンクリート工 + 土砂による埋戻し	表面処理勾配が2割以上緩い場合	植生工 法枠工 ブロック張工(控25cm)																																												
			表面処理勾配が1割以上2割までの場合	ブロック張工(控25cm) 石羽口工																																												
			表面処理勾配が1割より急な場合	ブロック積工(控35cm)																																												

種 別	細 別 (照 査 項 目)	適用規定及び計算結果など			対 象	照 査	確 認	留 意 事 項
		適用基準値又は特例値	設計結果及び設計数値	備 考				
設 計 計 算		b) 砂防えん堤基礎部における間詰コンクリート 下流側間詰コンクリートの打ち上げ高さ（H）は、岩盤線までとする。 上流側間詰コンクリートの打ち上げ高さ（H'）は、下流側と同程度とする。 ただし、下流側に水叩き工を設けた場合のH' は岩質に応じた根入れ深さと同程度とする。  H' : H' =Hとする。 m : 土質による床掘勾配 b : b=0.30m 指 p IV-99	H= m H'= m					

3. 鋼製砂防構造物設計チェックリスト

鋼製砂防構造物設計チェックリスト

堰 堤 名 :

事 務 所 名 :

コンサルタント :

平成 年 月 日

鋼製砂防構造物設計チェックリスト

作成年月日	平成 年 月 日	平成 年 月 日	平成 年 月 日
回答年月日	平成 年 月 日	平成 年 月 日	平成 年 月 日
(依頼事務所記入)		(砂防センター記入)	

事務所名

地先名

水系名

幹川名

溪流名

堰堤名

鋼製砂防構造物採用の経緯

構造物の形式

堰堤高

堰堤長

鋼製部高

水通し幅

流域面積

渓床勾配

地盤種類

最大礫径

水のpH値

堰堤計画地点の詳細座標
(堰堤軸中心点を基本とする)

緯度

経度

標高

管内図を記した管内図の縮尺

技術検討で特に確認したい事項

技術検討に必要な書類

1) 技術検討依頼書

2) チェックリスト

3) 設計書(チェックリストに記載された事項の根拠がわかる資料)

4) 管内図(計画堰堤の設置位置を記入したもの)

5) 流域図(計画の対象となる流域全体がわかるもの)

6) 平面図(堆砂域や上流の施設との取り合いがわかるもの)

7) 縦断面図(堰堤サイトから上下流200m程度あるいは上下流の砂防堰堤まで記入されているもの)

8) 構造一般図(地盤線が記入されたもの)

注) 管内図はデータ収集のため、当センターにて回収させていただきたくご協力お願いいたします。

鋼製砂防構造物設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明				計画内容	検討結果
I 計画 1)計画力所の土砂移動形態 2)施設の目的と構造形式の適否	区域	土砂移動形態	施設の目的	構造形式	流域面積 A = 現渓床勾配 i = 計画力所の土砂移動形態 予想される土石流の流下形態 (最下流タイプの場合のみ) ・ 砂礫型土石流 ・ 泥流型土石流 ・ 土砂流	km2
II 現地調査 1) pH値および土の比抵抗値調査 2) 礫径調査	地すべり区域	土石流 掃流	地すべり防止、抑制 渓岸渓床の侵食防止 および貯砂 下流の渓床低下防止	不透過形式 透過形式	施設の目的 構造形式および構造物名称	
III 基礎地盤調査	地すべり区域	土石流 掃流	地すべり防止、抑制 渓岸渓床の侵食防止 および貯砂 下流の渓床低下防止	不透過形式 透過形式	流水または地下水のpH値 土の比抵抗値 (粘性土地盤の場合)	m

鋼製砂防構造物設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果																				
Ⅲ 設計計算 1)堰堤高さ	・ 主に地形的に見た堰堤高さの適否 (貯砂量等堰堤機能上の検討は含まない)	堰堤高さ H= m																					
2)水通し	・ 越流水深 透過型は②と③を比較し、大きい値とする。 不透過型は①から③の値の内、最も大きい値とする。 ①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値 ②土石流ピーク流量に対する越流水深の値 ③最大礫径の値 ・ 水通し高さ 透過型は余裕高を考慮しなくて良い。 不透過型は下表に基づいて設定する。 <table><tr><th>設計流量</th><th>余裕高</th><th>溪床勾配</th><th>(余裕高)/(設計水深)</th></tr><tr><td>200m3/s未満</td><td>0.6m</td><td>1/10以上</td><td>0.50</td></tr><tr><td>200～500m3/s</td><td>0.8m</td><td>1/10～1/30</td><td>0.40</td></tr><tr><td>500m3/s以上</td><td>1.0m</td><td>1/30～1/50</td><td>0.30</td></tr><tr><td></td><td></td><td>1/50～1/70</td><td>0.25</td></tr></table> ・ 水通し幅 透過型の機能を充分生かせるようにできるだけ広くとる。	設計流量	余裕高	溪床勾配	(余裕高)/(設計水深)	200m3/s未満	0.6m	1/10以上	0.50	200～500m3/s	0.8m	1/10～1/30	0.40	500m3/s以上	1.0m	1/30～1/50	0.30			1/50～1/70	0.25	設計流量 Q' = m3/s 越流水深 h = m 土石流水深 h = m (計画堆砂勾配を用いて算定のこと) 最大礫径 dmax = m 水通し高さ H = m 水通し底幅 B = m 上流の谷幅 m	
設計流量	余裕高	溪床勾配	(余裕高)/(設計水深)																				
200m3/s未満	0.6m	1/10以上	0.50																				
200～500m3/s	0.8m	1/10～1/30	0.40																				
500m3/s以上	1.0m	1/30～1/50	0.30																				
		1/50～1/70	0.25																				
3)安定計算 ①設計荷重	・ 透過型堰堤の場合(土石流区間間) <table><tr><th>堰堤高さ</th><th>土石流時</th></tr><tr><td>15m未満、15m以上とも</td><td>堆砂圧、土石流流体力</td></tr></table> 非越流部については、一般的に上流側のり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。 ・ 不透過型堰堤の場合(土石流区間・掃流区間間) <table><tr><th>堰堤高さ</th><th>洪水時</th><th>平常時</th><th>土石流時</th></tr><tr><td>15m未満</td><td>静水圧</td><td>—</td><td>静水圧、堆砂圧 土石流流体力</td></tr><tr><td>15m以上</td><td>静水圧、堆砂圧、 揚圧力</td><td>静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 地震時慣性力、 地震時動水圧</td><td>静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力</td></tr></table> 掃流区間の場合は土石流時の検討は不要。	堰堤高さ	土石流時	15m未満、15m以上とも	堆砂圧、土石流流体力	堰堤高さ	洪水時	平常時	土石流時	15m未満	静水圧	—	静水圧、堆砂圧 土石流流体力	15m以上	静水圧、堆砂圧、 揚圧力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力	構造形式 堰堤高さ H= m 設計荷重					
堰堤高さ	土石流時																						
15m未満、15m以上とも	堆砂圧、土石流流体力																						
堰堤高さ	洪水時	平常時	土石流時																				
15m未満	静水圧	—	静水圧、堆砂圧 土石流流体力																				
15m以上	静水圧、堆砂圧、 揚圧力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力																				

鋼製砂防構造物設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果																																																
③安定計算結果	・ 転倒に関する照査 原則として堰堤の自重および外力の合力の作用線が堤底の中央1／3以内にあること(ただし中詰材を用いた不透過型など堰堤底部の引張り応力を考慮する必要のない場合は所要の安全率に対して検討すれば良い)。 $e \leq B/6$ ここに、e：偏心距離(m)、B：堤底長(m) ・ 滑動に関する照査 堤底と基礎地盤の間、または基礎地盤内で滑動しないこと。 一般に岩盤のせん断強度は無視して検討する。 ・ 地盤反力に関する照査 基礎地盤に作用する最大荷重強度が、地盤の許容支持力度以内であること。 $Q_{max} \leq Q_a$ ここに、Q_{max}：最大荷重強度(kN/m²)、Q_a：許容支持力度(kN/m²) (中詰材を用いた構造のみ) ・ せん断変形に関する照査 中詰材を用いた構造で、かつ外力に対して中詰材で抵抗する堤体に必要な照査であり、堤体がせん断変形に対して安定であること。	転倒 <table><tr><td>設計荷重</td><td>e</td><td>B／6</td></tr><tr><td>洪水時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>平常時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>土石流時</td><td></td><td></td></tr></table> 滑動 <table><tr><td>設計荷重</td><td>計算値</td><td>安全率</td></tr><tr><td>洪水時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>平常時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>土石流時</td><td></td><td></td></tr></table> 地盤反力 <table><tr><td>設計荷重</td><td>Q_{max}</td><td>Q_a</td></tr><tr><td>洪水時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>平常時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>土石流時</td><td></td><td></td></tr></table> せん断変形 <table><tr><td>設計荷重</td><td>計算値</td><td>安全率</td></tr><tr><td>洪水時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>平常時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>土石流時</td><td></td><td></td></tr></table>	設計荷重	e	B／6	洪水時			平常時			土石流時			設計荷重	計算値	安全率	洪水時			平常時			土石流時			設計荷重	Q _{max}	Q _a	洪水時			平常時			土石流時			設計荷重	計算値	安全率	洪水時			平常時			土石流時			
設計荷重	e	B／6																																																	
洪水時																																																			
平常時																																																			
土石流時																																																			
設計荷重	計算値	安全率																																																	
洪水時																																																			
平常時																																																			
土石流時																																																			
設計荷重	Q _{max}	Q _a																																																	
洪水時																																																			
平常時																																																			
土石流時																																																			
設計荷重	計算値	安全率																																																	
洪水時																																																			
平常時																																																			
土石流時																																																			
4) 構造計算 ①部材の照査	・ 鋼部材の照査 許容応力度法により設計外力に対して安全であることを照査する。 ・ コンクリートの照査 コンクリートについても必要に応じて許容応力度法により応力照査を行う。 (袖下端部の照査、底版コンクリートの照査等)	鋼部材 最大発生応力度 σ = N/mm² 許容応力度 σ_a = N/mm² コンクリート 発生応力度 τ = N/mm² (σ =) 許容応力度 τ_a = N/mm² (σ_a =)																																																	

鋼製砂防構造物設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果
②礫の衝突に対する照査 (透過形式のみ)	- 最大礫径 (d_{max}) の礫が1個、設計外力算定時の流速で最も危険な点に衝突した場合のエネルギー吸収性能の照査。 照査方法は、エネルギー量による照査と塑性回転角による照査がある。 - 不透過形式の場合は、一般に礫の衝突を荷重に換算し、応力による照査を行うため、前項「部材の照査」による。	エネルギー量による照査の場合 礫の衝突エネルギー $E =$ kN・m 構造物の吸収エネルギー $U =$ kN・m 塑性回転角による照査の場合 礫の衝突による塑性回転角 $\theta_p =$ rad 許容塑性回転角 $\theta_{pa} =$ rad	
IV その他 1) スリット純間隔 (透過形式のみ)	透過部断面(部材純間隔) 水平純間隔; $D95 \times 1.0$ 鉛直純間隔; $D95 \times 1.0$ 最下段の透過部断面高さ; $D95 \times 1.5$以下 非越流部と端部の隙間; $D95$以下	最大礫径 $d_{max} =$ m 水平純間隔 $S =$ m 鉛直純間隔 m 最下段の透過部断面の高さ m 非越流部と端部の隙間 m	
2) 天端の保護 (不透過形式のみ)	天端表面は摩耗代を考慮した鋼材やコンクリート等の耐摩耗性材料で被覆することを原則とする。	天端保護工	
3) 基礎の根入れ	一般に岩盤では1m程度以上、砂礫地盤では2m程度以上である。	基礎の根入れ m	
4) 前庭保護工	- 不透過形式の場合には、本堤の高さ、流域の大小、施工性および周囲の景観を十分検討の上実施するものとする。 - 透過形式の場合には、設置場所の状況を十分把握し、前庭保護工等を実施するものとする。	前庭保護工の種類	
V 主要部材と概略鋼材重量		主要部材 概略鋼材重量 t	
VI 土石流諸元(データ収集用)		土石流ピーク流量 m ³ /s 土砂濃度 m 土石流水深 m/s 土石流流速 kN/m 土石流流体力	

4. 鋼製流木捕捉工設計チェックリスト

鋼製流木捕捉工設計チェックリスト

堰 堤 名 :

事 務 所 名 :

コンサルタント :

平成 年 月 日

鋼製流木捕捉工設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果															
I 計 画 1)計画力所の設計区分 2)構造形式の適否	・計画地点の設計上の区分は下表による。 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">区域</th><th>設計区分</th><th>構造形式</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">土石流区域</td><td>本堤設置</td><td>土石流区間</td><td>土石流・流木兼用</td></tr> <tr> <td>副堤設置</td><td>掃流区間</td><td>流木専用</td></tr> <tr> <td colspan="2">掃流区域</td><td>掃流区間</td><td>流木専用</td></tr> </tbody> </table>	区域		設計区分	構造形式	土石流区域	本堤設置	土石流区間	土石流・流木兼用	副堤設置	掃流区間	流木専用	掃流区域		掃流区間	流木専用	流域面積 A = km2 現渓床勾配 i = 計画力所の設計区分	
区域		設計区分	構造形式															
土石流区域	本堤設置	土石流区間	土石流・流木兼用															
	副堤設置	掃流区間	流木専用															
掃流区域		掃流区間	流木専用															
II 現 地 調 査 1)pH値および土の比抵抗値調査	・現地での測定値を記入のこと。 pH4以下の場合腐食に対する対策を必要とする。 粘性土地盤の場合は土の比抵抗値が20Ωm未満の場合腐食に対する対策を必要とする。	構造形式および構造物名称 流水または地下水のpH値 土の比抵抗値 (粘性土地盤の場合)																
2)礫径調査	・土石流区間では、流下すると予想される200個以上の礫の頻度分布を調べ、累加曲線の95%をもって最大礫径(dmax)とする。 ・掃流区間の場合は、最大礫径よりも限界掃流力による移動限界礫径の方が小さい場合、移動限界礫径を最大礫径とする。	最大礫径 dmax = m 移動限界礫径 di = m (掃流区間のみ)																
3)流木調査 ①流木の諸元	・流出最大流木長および流出平均流木長は以下より求める。 ①流出最大流木長(Lmax) $h_{max} \geq 1.3W_{av} \text{ の場合 } L_{max} \hat{=} 1.3W_{av}$ $h_{max} < 1.3W_{av} \text{ の場合 } L_{max} \hat{=} h_{max}$ ここで hmax:立木の最大樹高 Wav:土石流平均流下幅 ②流出平均流木長(Lav) $h_{av} \geq W_{min} \text{ の場合 } L_{av} \hat{=} W_{min}$ $h_{av} < W_{min} \text{ の場合 } L_{av} \hat{=} h_{av}$ ここで h _{av} :立木の平均樹高 Wmin:土石流最小流下幅 ・また、流出最大流木径は立木の最大胸高直径、流出平均流木径は立木の平均胸高直径にほぼ等しいと考える。	流出最大流木長 Lmax = m 流出平均流木長 Lav = m 流出最大流木径 dmax = m 流出平均流木径 dav = m 土石流平均流下幅 Wav = m 土石流最小流下幅 Wmin = m																

鋼製流木捕捉工設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果										
②流木捕捉量の算出法	ここでは、鋼製流木捕捉工の流木捕捉量の算出方法について記入する。 ①土石流区間の場合：透過部の土砂捕捉容量の30%以下 ②掃流区間の場合：堆砂(湛水池)面積×流出平均流木径												
4)基礎地盤調査	地盤調査を実施し、計画地点の地盤区分を決定する。<table><tr><th>岩盤</th><th>砂礫盤</th></tr><tr><td>硬岩 (A)</td><td>岩塊玉石</td></tr><tr><td>中硬岩 (B)</td><td>礫層</td></tr><tr><td>軟岩(Ⅱ) (CH)</td><td>砂質層</td></tr><tr><td>軟岩(Ⅰ) (CM)</td><td>粘土層</td></tr></table>	岩盤	砂礫盤	硬岩 (A)	岩塊玉石	中硬岩 (B)	礫層	軟岩(Ⅱ) (CH)	砂質層	軟岩(Ⅰ) (CM)	粘土層	地盤の区分	
岩盤	砂礫盤												
硬岩 (A)	岩塊玉石												
中硬岩 (B)	礫層												
軟岩(Ⅱ) (CH)	砂質層												
軟岩(Ⅰ) (CM)	粘土層												
Ⅲ 設計計算 1)透過部の高さ (底版コンクリート上面からの 鋼製部高さ)	土石流区間の場合 透過部の高さは、少なくとも土石流水深以上とし、土砂と一体となった流木を 捕捉することができる高さ以上とする。 掃流区間の場合 透過部の高さ(Hs)は以下を求める。 $H_s = h + h_r + \Delta h$ ここで h:開口部を設計流量が流下したときの設計水深 hr:流木捕捉工の透過部材による水の堰上げ水深 Δh:流木のせり上がりを考慮した割り増し水深で、少なくとも 流出最大流木径の2倍以上を確保する。	透過部の高さHs = m 設計水深 h = m 堰上げ水深 hr = m 割り増し水深 Δh = m											
2)水通し	- 越流水深 ①土石流区間で土石流発生頻度が高い場合 $h = \text{MAX}(h_1, h_2)$ ②土石流区間で土石流発生頻度が低い場合、または掃流区間の場合 $h = h_1$ ここに h1:せきの公式より求まる越流水深 h2:土石流ピーク流量より求まる土石流水深であり最大礫径以上 (土石流水深は、現床勾配でなく計画堆砂勾配を用いて算定) - 水通し高さ 越流水深に余裕高を加えた値以上とし、また、最大礫径以上の高さとする。 - 水通し幅 現地形の谷幅に配慮して、土石流が流下すると判断される谷幅程度とする。	設計流量 Q' = m³/s 越流水深 h = m 土石流水深 h = m (計画堆砂勾配を用いて算定のこと) 最大礫径 dmax = m 水通し高さ H = m 水通し底幅 B = m 上流の谷幅 m											

鋼製流木捕捉工設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果																																								
3)安定計算 ①設計荷重	<table><tr><th>設計区分</th><th>土石流時</th><th>洪水時</th></tr><tr><td>土石流区間</td><td>土石流流体力 堆砂圧</td><td>—</td></tr><tr><td>掃流区間</td><td>注1</td><td>静水圧</td></tr></table> 注1)副堤に設置する場合で、本堤で土砂が完全に捕捉されない場合は土石流時の検討についても行う。	設計区分	土石流時	洪水時	土石流区間	土石流流体力 堆砂圧	—	掃流区間	注1	静水圧	設計区分 設計荷重																																
設計区分	土石流時	洪水時																																									
土石流区間	土石流流体力 堆砂圧	—																																									
掃流区間	注1	静水圧																																									
②安定計算に用いる数値	- 鋼材の単位体積重量 通常 77 kN/m3 - コンクリートの単位体積重量 通常 22.5 kN/m3 - 水の単位体積重量 通常 11.8 kN/m3 - 堆砂見掛単位体積重量 通常 15～18 kN/m3 - 堆積物のせん断抵抗角 通常 30～35 ° 程度 - 地盤の区分 II、4)地質調査による - 地盤の摩擦係数 標準値を下表に示す<table><tr><th colspan="2">岩 盤</th><th colspan="2">砂礫盤</th></tr><tr><td>硬 岩 (A)</td><td>1. 2</td><td>岩塊玉石</td><td>0. 7</td></tr><tr><td>中硬岩 (B)</td><td>1. 0</td><td>礫 層</td><td>0. 6</td></tr><tr><td>軟岩 (II) (CH)</td><td>0. 8</td><td>砂質層</td><td>0. 55</td></tr><tr><td>軟岩 (I) (CM)</td><td>0. 7</td><td>粘土層</td><td>0. 45</td></tr></table> - 地盤の許容支持力 (kN/m2) 標準値を下表に示す<table><tr><th colspan="2">岩 盤</th><th colspan="2">砂礫盤</th></tr><tr><td>硬 岩 (A)</td><td>6000</td><td>岩塊玉石</td><td>600</td></tr><tr><td>中硬岩 (B)</td><td>4000</td><td>礫 層</td><td>400</td></tr><tr><td>軟岩 (II) (CH)</td><td>2000</td><td>砂質層</td><td>250</td></tr><tr><td>軟岩 (I) (CM)</td><td>1200</td><td>粘土層</td><td>100</td></tr></table>	岩 盤		砂礫盤		硬 岩 (A)	1. 2	岩塊玉石	0. 7	中硬岩 (B)	1. 0	礫 層	0. 6	軟岩 (II) (CH)	0. 8	砂質層	0. 55	軟岩 (I) (CM)	0. 7	粘土層	0. 45	岩 盤		砂礫盤		硬 岩 (A)	6000	岩塊玉石	600	中硬岩 (B)	4000	礫 層	400	軟岩 (II) (CH)	2000	砂質層	250	軟岩 (I) (CM)	1200	粘土層	100	鋼材の単位体積重量 kN/m3 コンクリートの単位体積重量 kN/m3 水の単位体積重量 kN/m3 堆砂見掛単位体積重量 kN/m3 堆積物のせん断抵抗角 ° 地盤の区分 地盤の摩擦係数 地盤の許容支持力 kN/m2	
岩 盤		砂礫盤																																									
硬 岩 (A)	1. 2	岩塊玉石	0. 7																																								
中硬岩 (B)	1. 0	礫 層	0. 6																																								
軟岩 (II) (CH)	0. 8	砂質層	0. 55																																								
軟岩 (I) (CM)	0. 7	粘土層	0. 45																																								
岩 盤		砂礫盤																																									
硬 岩 (A)	6000	岩塊玉石	600																																								
中硬岩 (B)	4000	礫 層	400																																								
軟岩 (II) (CH)	2000	砂質層	250																																								
軟岩 (I) (CM)	1200	粘土層	100																																								

鋼製流木捕捉工設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果																											
③安定計算結果	・ 転倒に関する照査 堰堤の自重および外力の合力の作用線が堤底の中央1／3以内にあること。 $e \leq B/6$ ここに、e: 偏心距離(m)、B: 堤底長(m) ・ 滑動に関する照査 堤底と基礎地盤の間、または基礎地盤内で滑動しないこと。 一般に岩盤のせん断強度は無視して検討する。 ・ 地盤反力に関する照査 基礎地盤に作用する最大荷重強度が、地盤の許容支持力度以内であること。 $Q_{max} \leq Q_a$ ここに、Qmax: 最大荷重強度(kN/m2)、Qa: 許容支持力度(kN/m2)	転倒 <table><tr><td>設計荷重</td><td>e</td><td>B／6</td></tr><tr><td>土石流時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>洪水時</td><td></td><td></td></tr></table> 滑動 <table><tr><td>設計荷重</td><td>計算値</td><td>安全率</td></tr><tr><td>土石流時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>洪水時</td><td></td><td></td></tr></table> 地盤反力 <table><tr><td>設計荷重</td><td>Qmax</td><td>Qa</td></tr><tr><td>土石流時</td><td></td><td></td></tr><tr><td>洪水時</td><td></td><td></td></tr></table>	設計荷重	e	B／6	土石流時			洪水時			設計荷重	計算値	安全率	土石流時			洪水時			設計荷重	Qmax	Qa	土石流時			洪水時			
設計荷重	e	B／6																												
土石流時																														
洪水時																														
設計荷重	計算値	安全率																												
土石流時																														
洪水時																														
設計荷重	Qmax	Qa																												
土石流時																														
洪水時																														
4)構造計算 ①部材の照査	・ 鋼部材の照査 許容応力度法により下記設計外力に対して安全であることを照査する。<table><tr><td></td><td>土石流時</td><td>洪水時</td><td>満砂時</td></tr><tr><td>土石流区間</td><td>土石流流体力 堆砂圧</td><td>—</td><td>堆砂圧</td></tr><tr><td>掃流区間</td><td>注1</td><td>静水圧</td><td>—</td></tr></table> 注1) 安定計算で土石流時の検討を行った場合は土石流時の検討を行う。 ・ コンクリートの照査 コンクリートについても必要に応じて許容応力度法により応力照査を行う。 (袖下端部の照査、底板コンクリートの照査等)		土石流時	洪水時	満砂時	土石流区間	土石流流体力 堆砂圧	—	堆砂圧	掃流区間	注1	静水圧	—	鋼部材 最大発生応力度 $\sigma =$ N/mm2 許容応力度 $\sigma a =$ N/mm2 コンクリート 発生応力度 $\tau =$ N/mm2 ($\sigma =$) 許容応力度 $\tau a =$ N/mm2 ($\sigma a =$)																
	土石流時	洪水時	満砂時																											
土石流区間	土石流流体力 堆砂圧	—	堆砂圧																											
掃流区間	注1	静水圧	—																											

鋼製流木捕捉工設計チェックリスト

検討項目	関連事項説明	計画内容	検討結果
②礫・流木の衝突に対する照査	最大礫径 (dmax) の礫または最大流木長の流木が1個、設計外力算定時の流速で最も危険な点に衝突した場合のエネルギー吸収性能の照査。 照査方法は、エネルギー量による照査と塑性回転量による照査がある。	エネルギー量による照査の場合 礫(流木)の衝突エネルギー $E =$ kN・m 構造物の吸収エネルギー $U =$ kN・m 塑性回転量による照査の場合 礫の衝突による塑性回転角 $\theta_p =$ rad 許容塑性回転角 $\theta_{pa} =$ rad	
IV その他 1) スリット純間隔	- スリット純間隔 ①土石流区間 dmaxの1.5倍以下かつL' maxの1/2以下 (L' max: 最大流木長) ②掃流区間 dmaxの2倍以上かつL' maxの1/2以下	最大礫径 dmax = m 最大流木長 L' max = m スリット純間隔 S = m	
2) 基礎の根入れ	一般に岩盤では1m程度以上、砂礫地盤では2m程度以上である。	基礎の根入れ m	
3) 前庭保護工	前庭保護工は、設置場所の状況を十分把握し、必要に応じて実施するものとする。	前庭保護工の種類	
V 主要部材と概略鋼材重量		主要部材 概略鋼材重量 t	

第3章 砂防基本計画・施設設計及び砂防工事全体計画書作成事例

1. 砂防基本計画検討事例（1 渓流に2基）

1.1 設計諸元

1.1.1 設計条件

表 3-1 設計条件一覧表

項 目		基準点Ⅰ	基準点Ⅱ	
流域面積		A (km ²)	0.16	0.21
現溪床勾配（上流 200m の平均勾配）		θ_0	1/2.3(23.87 °)	1/4.4(12.68 °)
計画堆砂勾配		θ_p	1/6.0(9.46 °)	1/6.6(8.62 °)
流路延長		L (m)	図 3-1 参照	
侵食が予想される平均溪床幅		B_d (m)	表 3-2 参照	
侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ		D_e (m)	表 3-2 参照	
流木調査結果	主要樹種		スギ	
	100 m ² 当りの本数	(本)	7	5
	胸高直径	R_w (m)	0.25	0.20
	樹高	H_w (m)	20	15
計画規模の年超過確率の降雨量		P_p (mm)	277.44/24hr (降雨確率 100 年：広島地区)	
最大礫径		d_{95} (m)	0.7	0.5
溪床堆積物の内部摩擦角		ϕ (°)	35	
堆積の土圧係数		C_e	0.3	
堆積物の容積濃度		C_*	0.6	
泥水の単位体積重量		ρ_n (kN/m ³)	11.77	
礫の単位体積重量		ρ_{sa} (kN/m ³)	25.50	
堆砂の水中における単位堆積重量		ρ_s (kN/m ³)	8.24	
コンクリートの単位堆積重量		W_c (kN/m ³)	22.56	
基礎地盤			岩塊玉石	岩塊玉石

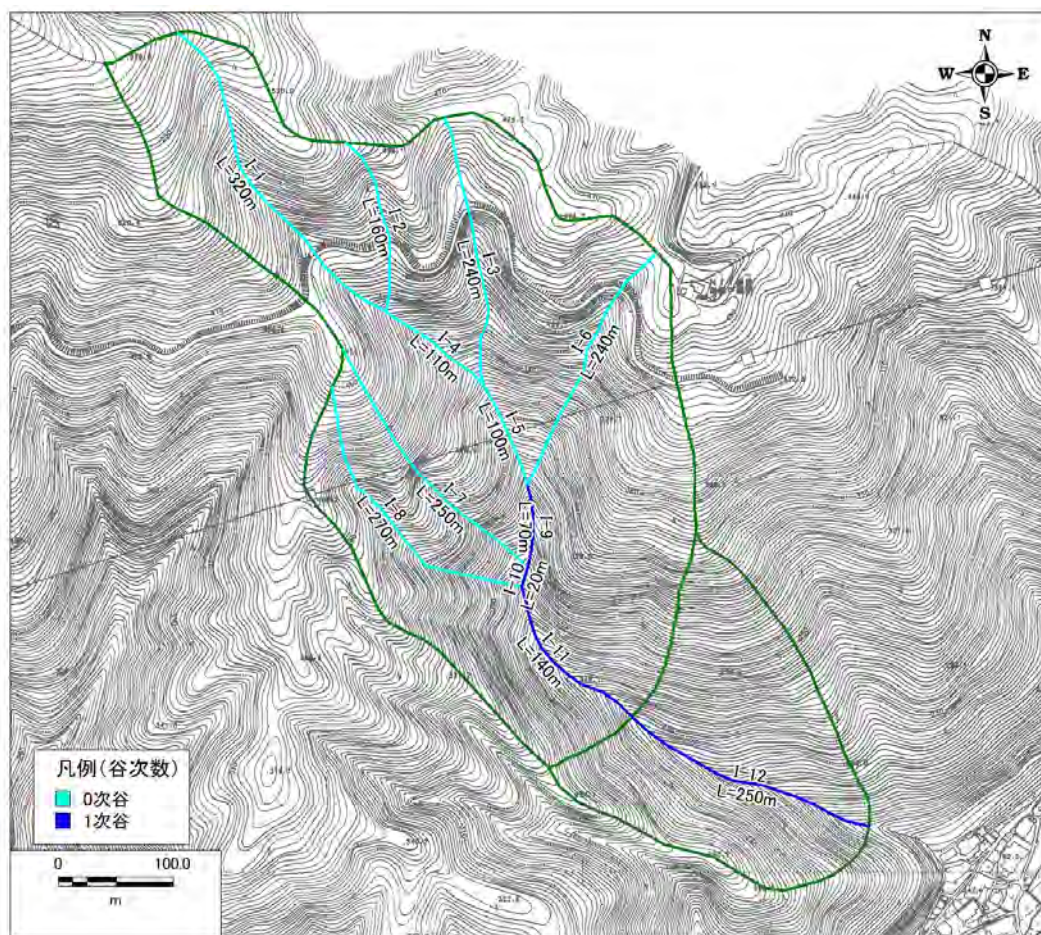


図 3-1 流域平面図

1.2 計画で扱う土砂量

1.2.1 計画流出土砂量(V_d)

計画流出土砂量は、「流域内の移動可能土砂量」と「計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量」を比較して小さい方の値とする。

(1) 流域内の移動可能土砂量(V_{dy1})

当該溪流においては、流域内の崩壊箇所を的確に指定することが困難であるため、0次谷の崩壊を含めた次式により算出する。

$$V_{dy12} = \sum (A_{dy12} \times L_{dy12})$$

$$A_{dy12} = B_d \times D_e$$

ここで、 A_{dy12} ：0次谷における移動可能溪床堆積土砂量の平均断面積（ m^2 ）

L_{dy12} ：流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上端から流域の最遠点（流域界）までの流路谷筋に沿って計った距離(m)で支溪がある場合はその長さも加える。

土石流発生直後など現存する移動可能土砂量が少ない場合でも、山腹や溪岸の土砂生産が激しく、近い将来に移動可能土砂量が増加すると予想される場合には、これを推定して加える。

表 3-2 計画基準点における移動可能溪床堆積土砂量

地点	谷次数	区間名称	溪流の延長 (m) ①	平均溪床幅 (m) ②	溪床堆積土砂の平均深 (m) ③	移動可能溪床堆積土砂の平均断面積 (m^2) ④=②×③	移動可能溪床堆積土砂量 (m^3) ⑤=①×④
基準点 I	0次谷	I-1	320	4.0	1.0	4.0	1,280
	0次谷	I-2	160	4.0	0.9	3.6	576
	0次谷	I-3	240	4.0	1.2	4.8	1,152
	0次谷	I-4	110	4.0	1.0	4.0	440
	0次谷	I-5	100	4.0	0.9	3.6	360
	0次谷	I-6	240	4.0	1.0	4.0	960
	0次谷	I-7	250	4.0	1.1	4.4	1,100
	0次谷	I-8	270	4.0	1.2	4.8	1,296
	1次谷	I-9	70	5.0	1.4	7.0	490
	1次谷	I-10	20	5.0	1.3	6.5	130
	1次谷	I-11	140	5.0	1.5	7.5	1,050
	小計		1,920	-	-	-	8,834
基準点 II	1次谷	I-12	250	5.0	1.5	7.5	1,875
	小計		250	-	-	-	1,875
	合計		2,170	-	-	-	10,709

(2) 計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量 (V_{d2})

運搬可能土砂量は、計画規模の降雨による総雨量を基に算定する。

$$V_{d2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2}$$

ここで、 P_p = 計画規模の降雨量 ($R_f=277.44\text{mm}/24\text{h}$)

A = 流域面積 (km^2)

K_v = 土石流濃度

K_{f2} = 空隙率 (0.4)

f_r = 流出補正率

土石流の濃度 (C_d) は、高橋式によって算出する。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta_0}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_0)}$$

C_d : 土石流濃度 ($0.3 \leq C_d \leq 0.9 C_*$)

σ : 礫の単位体積重量 ($2,600\text{kg}/\text{m}^3$)

ρ : 水の単位体積重量 ($1,200\text{kg}/\text{m}^3$)

ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)

θ_0 : 現溪床勾配

C_* : 堆積物の容積濃度 (0.6)

流出補正率 (K_{f2}) は、下式により算出する。

$$K_{f2} = 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05$$

ここで、 K_{f2} : 流出補正率 ($0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$)

A : 流域面積 (km^2)

表 3-3 計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量

地点	降雨量 $P_p(\text{mm}/24\text{hr})$	流域面積 $A(\text{km}^2)$	現溪床勾配 $\theta_0(^\circ)$	土石流 濃度 C_d	流出補 正率 K_{f2}	「計画規模の土石流」 によって運搬できる 土砂量 $V_{d2}(\text{m}^3)$
基準点 I	277.44	0.16	23.87	0.54	0.44	38,215
基準点 II	277.44	0.21	12.68	0.41	0.41	27,667

(3) 計画流出土砂量 (V_d)

計画基準点における計画流出土砂量は、表 3-4 のとおりとなる。

表 3-4 流域内の移動可能土砂量と「計画規模の土石流によって運搬できる土砂量の比較

地点	流域内の移動可能 土砂量 $V_{d1}(\text{m}^3)$	「計画規模の土石流」によって運 搬できる土砂量 $V_{d2}(\text{m}^3)$	計画流出土砂量 $V_d(\text{m}^3)$
基準点 I	8,840	38,215	8,840
基準点 II	10,710	26,667	10,710 *基準点 I ~ II 区間: 1,870

1.2.2 計画流出流木量(V_w)

(1) 発生流木量(V_{wy})

発生流木量は、現地調査結果を用いて算出する。

$$V_{wy} = \frac{(B_d \times L_{dy13})}{100} \times \Sigma V_{wy2}$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot K_d / 4$$

ここで、 V_{wy} : 発生流木量 (m³)

B : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 (m)

L_{dy13} : 発生流木量を算出する地点から流域の最遠点までの流路に沿って測った距離 (m)

V_{wy2} : 単木材積 (m³)

ΣV_{wy2} : サンプル調査 100m²あたりの樹木材積 (m³/100m²)

H_w : 樹高 (m)

R_w : 胸高直径 (m)

K_d : 胸高係数

ここで当該溪流の単木材積を算定する。

調査箇所：1

$$\begin{aligned} V_{wy2} &= \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot K_d / 4 \\ &= 3.14 \times 20 \times 0.25^2 \times 0.4647 / 4 \\ &= 0.4560(\text{m}^3) \end{aligned}$$

調査箇所：2

$$\begin{aligned} V_{wy2} &= \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot K_d / 4 \\ &= 3.14 \times 15 \times 0.20^2 \times 0.4846 / 4 \\ &= 0.2301(\text{m}^3) \end{aligned}$$

表 3-5 発生流木量

地点	谷次数	区間名称	溪流の延長 (m)	平均溪床幅 Bd(m)	単木材積 (m ³)	本数(本)	発生流木量(V _{wy})(m ³)	
			①	②	③		⑤	⑥
基準点 I	0次谷	I-1	320	4.0	0.4560	7	40.9	41
	0次谷	I-2	160	4.0	0.4560	7	20.4	21
	0次谷	I-3	240	4.0	0.4560	7	30.6	31
	0次谷	I-4	110	4.0	0.4560	7	14.0	15
	0次谷	I-5	100	4.0	0.4560	7	12.8	13
	0次谷	I-6	240	4.0	0.4560	7	30.6	31
	0次谷	I-7	250	4.0	0.4560	7	31.9	32
	0次谷	I-8	270	4.0	0.4560	7	34.5	35
	0次谷	I-9	70	5.0	0.4560	7	11.2	12
	0次谷	I-10	20	5.0	0.4560	7	3.2	4
	1次谷	I-11	140	5.0	0.2301	5	8.1	9
	小計		1,920	-	-	-	238.2	244
基準点 II	1次谷	I-12	250	5.0	0.2301	5	14.4	15
	小計		250	-	-	-	14.4	15
	合計		2,170	-	-	-	252.6	259

(2) 計画流出流木量(V_W)

計画流出流木量は、発生流木量(V_{wy})に流木流出率を乗じて算定する。

$$V_W = V_{wy} \cdot f$$

V_W : 計画流出流木量 (= 流出流木量)

V_{wy} : 発生流木量 (m³)

f : 流木流出率 (広島県の標準 0.85)

$$\begin{aligned} \text{基準点 I} \quad V_W &= 244 \times 0.85 \\ &= 207.4 \\ &= 208\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{基準点 II} \quad V_W &= 259 \times 0.85 \\ &= 220.15 \\ &= 221\text{m}^3 \quad (\text{基準点 I} \sim \text{II 区間} : 13\text{m}^3) \end{aligned}$$

1.2.3 計画流下許容土砂量(W_d)

当該溪流では、0m³とする。

1.2.4 計画流下許容流木量(W_W)

当該溪流では、0m³とする。

2.土石流・流木処理計画

2.1 土石流・流木対策施設配置計画

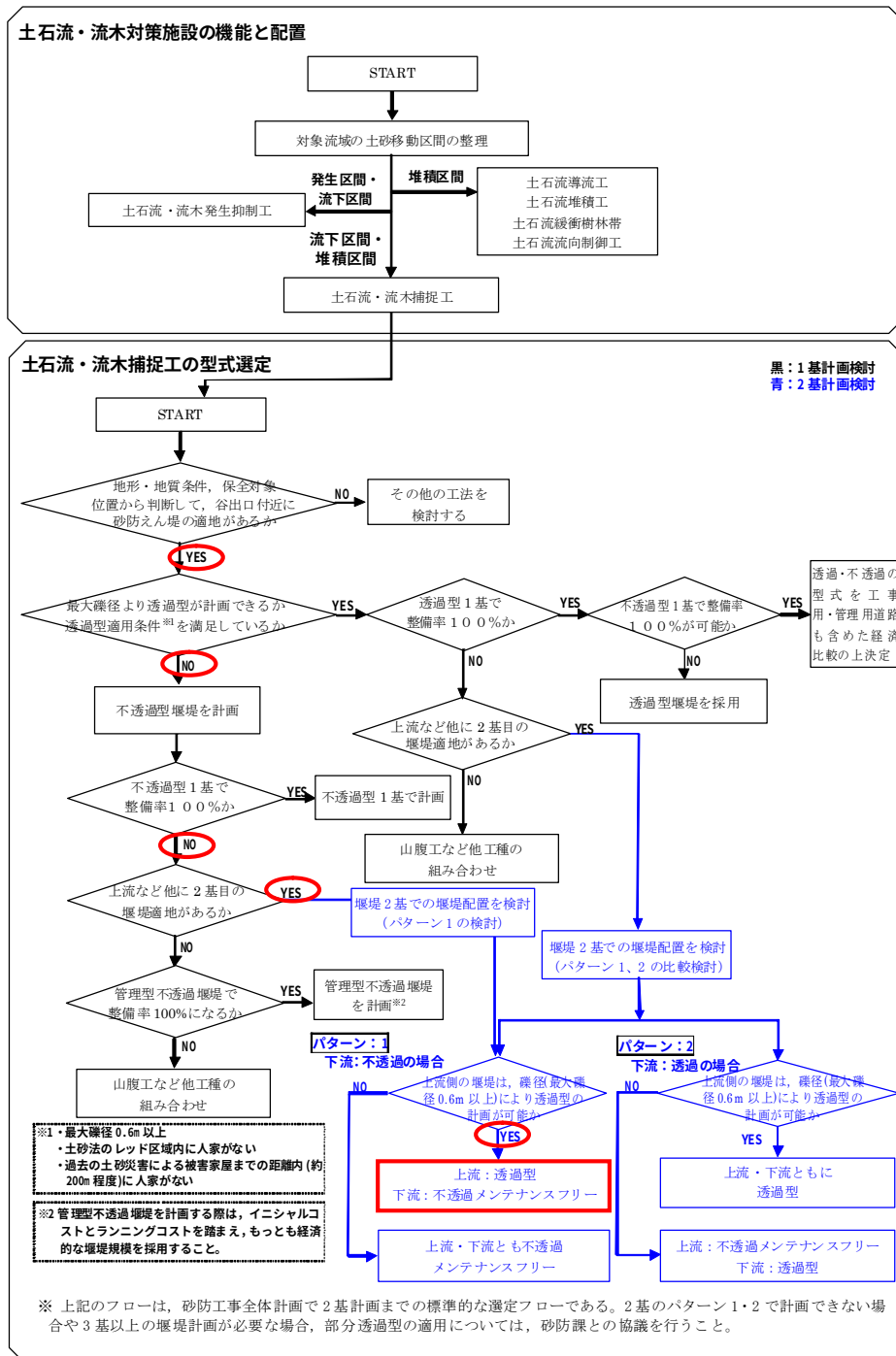
当該溪流では、地形条件や施工性を考慮して、可能な限り下流側に砂防堰堤を配置することで土石流および土砂とともに流出する流木を処理する計画とする。

当該溪流では、最下流に1基設置するだけでは、土石流・流木ともに整備率が100%とならないため、上流側に透過型砂防堰堤（最大礫径0.7m）を計画する。

したがって当該溪流では、以下のとおりの配置計画とした。

基準点Ⅰ：透過型砂防堰堤

基準点Ⅱ：不透過型砂防堰堤



2.2 土石流・流木整備率

2.2.1 土石流・流木捕捉工の効果量

土石流・流木捕捉工の効果量は、縦横断測量結果を用いた平均断面法により算定する。

表 3-6 土石流・流木捕捉工の効果量(断面計算数値)

施設名	型式	現溪床 勾配	堰堤高 (m)	計画 流出 土砂量 (m ³)	見かけの 計画捕捉 土砂量 (m ³)	計画 堆積 土砂量 (m ³)	計画 土石流 発生抑制量 (m ³)	計画 流木量 (m ³)	計画 捕捉 流木量 (m ³)	計画 堆積 流木量 (m ³)	計画 流木発生 抑制量 (m ³)
1号砂防 堰堤	透過型	1/2.3	11.0	8,840	4,150	-	91	208	204	-	4
2号砂防 堰堤	不透 過型	1/4.4	14.5	10,710 区間(1, 870)	6,715	-	193	221 区間(13)	6	-	7

表 3-7 土石流・流木捕捉工の効果量(流木量考慮後)

施設名	型式	現溪床 勾配	堰堤高 (m)	計画 流出 土砂量 (m ³)	見かけの 計画捕捉 土砂量 (m ³)	計画 堆積 土砂量 (m ³)	計画 土石流 発生抑制量 (m ³)	計画 流木量 (m ³)	計画 捕捉 流木量 (m ³)	計画 堆積 流木量 (m ³)	計画流木 発生抑制 量(m ³)
1号砂防 堰堤	透過型	1/2.3	11.0	8,840	3,946 ^{*2}	-	91	208	204 ^{*1}	-	4
2号砂防 堰堤	不透 過型	1/4.4	14.5	10,710 区間(1, 870)	6,709 ^{*4}	-	193	221 区間(13)	6 ^{*3}	-	7

*1 の計算

表 3-6 より 1号砂防堰堤の計画捕捉流木量を最大で、 $4,150 \times 0.2 = 830\text{m}^3$ を見込むことができるが、当該地点では計画流出流木量が 208m^3 、計画流木発生抑制量が 4m^3 であるため、計画捕捉流木量は、 $208\text{m}^3 - 4\text{m}^3 = 204\text{m}^3$ となる。

*2 の計算

表 3-6 より 1号砂防堰堤では、見かけの計画捕捉土砂量は、 $4,150\text{m}^3$ であるが、計画捕捉流木量は 204m^3 であるため、 $4,150\text{m}^3 - 204\text{m}^3 = 3,946\text{m}^3$ となる。

*3 の計算

表 3-6 より 2号砂防堰堤の計画流木捕捉量は、最大 $6,715\text{m}^3 \times 0.02 = 134\text{m}^3$ を見込むことができるが、当該地点では、基準点Ⅰ～Ⅱ区間の計画流木量が 13m^3 であるため、計画捕捉流木量は $13\text{m}^3 - 7\text{m}^3 = 6\text{m}^3$ となる。

*4 の計算

表 3-6 より 2号砂防堰堤の見かけの計画捕捉量は、 $6,715\text{m}^3$ であるが、計画捕捉流木量が 6m^3 であるため、 $6,715\text{m}^3 - 6\text{m}^3 = 6,709\text{m}^3$ となる。

2.2.2 土石流・流木整備率

(1) 土石流整備率

$$\text{土石流整備率 (\%)} = \frac{Z_d + X_d + Y_d}{V_d - W_d} \times 100$$

ここで、 V_d ：計画流出土砂量

Z_d ：計画土石流発生抑制量

X_d ：計画捕捉土砂量

Y_d ：計画堆積土砂量（除石の場合）

W_d ：流下許容量または計画流下許容量 $W_d = 0$ （一般）

基準点Ⅰ：1号砂防堰堤

$$\begin{aligned} \text{土石流整備率 (\%)} &= \frac{3,946 + 91 + 0}{8,840 - 0} \times 100 \\ &= \frac{4,037}{8,840} \times 100 \\ &= 45.7\% \end{aligned}$$

基準点Ⅱ：2号砂防堰堤

$$\begin{aligned} \text{土石流整備率 (\%)} &= \frac{3,946 + 91 + 6,709 + 193 + 0}{10,710 - 0} \times 100 \\ &= \frac{10,939}{10,710} \times 100 \\ &= 102.1\% \end{aligned}$$

(2) 流木整備率

$$\text{流木整備率 (\%)} = \frac{Z_w \times 0.85 + X_w}{V_w} \times 100$$

ここで、 V_w ：計画流出流木量

Z_w ：計画流木発生抑制量

X_w ：計画捕捉流木量

Y_w ：計画堆積流木量

基準地点Ⅰ：1号砂防堰堤

$$\begin{aligned} \text{流木整備率(\%)} &= \frac{204 + 4 + 0}{208 - 0} \times 100 \\ &= \frac{208}{208} \times 100 \\ &= 100.0\% \end{aligned}$$

基準地点Ⅱ：2号砂防堰堤

$$\begin{aligned} \text{流木整備率(\%)} &= \frac{204 + 4 + 6 + 7}{221 - 0} \times 100 \\ &= \frac{221}{221} \times 100 \\ &= 100.0\% \end{aligned}$$

表 3-8 土石流・流木整備率算定表

溪流番号		〇〇	
		〇-〇-〇	
基準点		基準点Ⅰ	基準点Ⅱ
流域面積 A	(km^2)	0.16	0.21
現溪床勾配 θ_0	$1/n$	1/2.3	1/4.4
堰堤形式		透過型砂防堰堤	不透過型砂防堰堤
堰堤高 H	(m)	11.0	14.5
移動可能土砂量 V_{d1} (累計)	(m^3)	8,840	10,710
移動可能土砂量 V_{d1} (基準点間)	(m^3)	8,840	1,870
運搬可能土砂量 V_{d2}	(m^3)	38,215	27,667
計画流出土砂量 V_d (累計)	(m^3)	8,840	10,710
計画流出土砂量 V_d (基準点間)	(m^3)	8,840	1,870
計画流出土砂量 (当該堰堤の整備土砂量)	(m^3)	8,940	6,523
計画捕捉土砂量 X_d	(m^3)	4,150	6,715
計画堆積土砂量 Y_d	(m^3)	0	0
計画土石流発生抑制量 Z_d	(m^3)	91	193
上流計画堰堤の土砂カット量	(m^3)	0	4,037
土砂カット量 (当該堰堤の土砂カット量)	(m^3)	4,037	6,902
土砂カット量 (累加)	(m^3)	4,037	10,939
土砂流整備率	%	45.7%	102.1%
計画流木量 V_w (累計)	(m^3)	208	221
計画流木量 V_w (当該堰堤の整備土砂量)	(m^3)	208	13
計画流木捕捉量 X_w	(m^3)	204	6
計画堆積流木量 X_w	(m^3)	0	0
計画流木発生抑制量 Z_w	(m^3)	4	7
基準点上流の流木カット量	(m^3)	0	208
流木カット量 (当該堰堤の流木カット量)	(m^3)	208	13
流木カット量 (累計)	(m^3)	208	221
流木整備率	%	100%	100%

3. 砂防施設設計事例（えん堤1基、水通し、本体、基礎、袖部、前庭保護工）

3.1 計画洪水流量の設定

清水の対象流量は、下式(合理式)によって算出する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times K_{f1} \times P_a \times A$$

Q_p : 清水の対象流量(m^3/s)
 K_{f1} : 流出係数(0.85:急峻な山地)
 P_a : 洪水到達時間内の平均雨量強度(mm/h)
 A : 流域面積(0.21km^2)

ここで、平均降雨強度(P_a)は設計地区の確率年ごとの降雨強度式があればそれを採用し、ない場合については、下式により算出する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A$$

Q_p : 清水の対象流量(m^3/s)
 P_e : 有効降雨強度($K_{f1} \cdot P_a$)(mm/hr)
 A : 流域面積(0.21km^2)

有効降雨強度、角屋式と広島県の確率降雨強度曲線式(事例では“広島地区”を選択している)の両式が満足する有効降雨強度と洪水到達時間を求める。

$$T_f = K_{p1} A^{0.22} P_e^{-0.35} \quad (\text{角屋式})$$

$$P_e = \frac{360.806}{T_f^{0.378}} \times 0.85$$

T_f : 洪水到達時間(min)
 P_e : 有効降雨強度(mm/hr)
 K_{p1} : 係数($A=0.21\text{km}^2 < 2.0 \text{ km}^2 \therefore K_{p1}=120$)
 A : 流域面積(0.21km^2)
 K_{f1} : 流出係数(0.85)

ここで、洪水到達時間を $T_f=16.65\text{min}$ と仮定すると、

$$P_e = \frac{360.806}{16.65^{0.378}} \times 0.85$$

$$= 105.9 \text{ (mm/hr)}$$

$$T_f = 120 \times 0.21^{0.22} \times 105.9^{-0.35}$$

$$= 16.65 \text{ (min)}$$

従って、清水の対象流量は、下式により $Q_p=6.18 \text{ m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A$$

$$= \frac{1}{3.6} \times 105.9 \times 0.21 = 6.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2 砂防堰堤の設計流量

3.2.1 土砂含有を考慮した流量(洪水時)

「土砂含有を考慮した流量」は降雨による清水のピーク流量の1.5倍とし、清水のピーク流量は、下記の合理式で求めることができる。

$$Q = Q_p \times 1.5$$

$$Q_p = 1/3.6 \times K_A \times P_a \times A$$

$$= 1/3.6 \times P_e \times A$$

$$Q = 6.18 \times 1.5$$

$$= 9.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

ここで、 Q ：土砂含有を考慮した流量(m^3/s)

Q_p ：計画規模の降雨に対する水のための対象流量($6.18 \text{ m}^3/\text{s}$)

K_A ：流出係数(0.85)

P_a ：洪水到達時間内の平均雨量強度(mm/h)

A ：流域面積(0.21 km^2)

P_e ：有効降雨強度(105.9)(mm/h)

3.2.2 土石流ピーク流量(土石流時)

土石流のピーク流量(Q_{sp})は、土石流総流量(ΣQ)との関係から算出する。下式により $Q_{sp} = 82.2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q$$

$$\Sigma Q = \frac{V_{dp} \cdot C_*}{C_d}$$

$$\therefore Q_{sp} = 0.01 \times \frac{V_{dp} \cdot C_*}{C_d}$$

$$= 0.01 \times \frac{5,625 \times 0.6}{0.41} = 82.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q_{sp} ：土石流のピーク流量 (m^3/s)

V_{dp} ：1 波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込み)
($5,625 \text{ m}^3$ *1)

C_d ：土石流濃度(0.41) (表 3-3 より)

C_* ：堆積物の容積濃度(0.60)

*1： $5,452 \text{ m}^3$ (I-1, I-4～I-5, I-9～I-12 ; $5,625 \text{ m}^3$)

3.2.3 土石流の流速と水深

(1) 土石流の流速

土石流の流速 U (m/s) はマニング型の式により求める。

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta_0)^{1/2} \\ &= \frac{1}{0.10} 1.33^{2/3} (\sin 12.80^\circ)^{1/2} \\ &= 5.69 \text{ m/s} \end{aligned}$$

ここで、 D_r ：土石流の径深(1.33m)(ここでは $D_r = D_d$ (土石流の水深)とする)

θ_0 ：現溪床勾配(12.80°)

K_n ：粗度係数 ($0.10 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$)

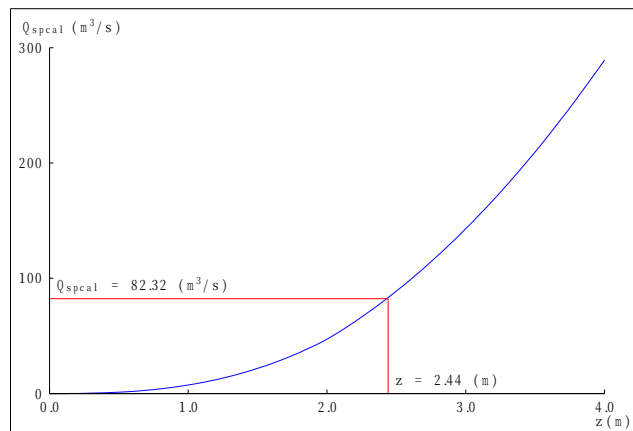


図 3-2 z - Q_{sp} の関係

ただし、粗度係数(K_n)は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で0.10をとる。なお、土石流の流速および水深はフロント部について求めるものとする。

(2) 土石流の水深

土石流の水深 D_d (m) は、流れの幅 B_{da} (m) と土石流ピーク流量 Q_{sp} (m^3/s) より、式を連立させて求められる。

$$\begin{aligned} Q_{sp} &= U \cdot A_d \\ &= 5.69 \times 14.62 \\ &= 83.18 > 82.32 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

ここで、 A_d ：土石流ピーク流量の流下断面積 (14.62 m^2)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流はピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられる。流れの幅 B_{da} (m) は図3-2に示す通りとし、土石流の水深 D_d (m) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$$

$$= \frac{14.62}{10.99}$$

$$= 1.33\text{m}$$

ここで、 D_d : 土石流水深(m)

Q_{sp} : 土石流ピーク流量(m^3/s)

B_{da} : 流れの幅(10.92m)

U : 土石流の平均流速(m/s)

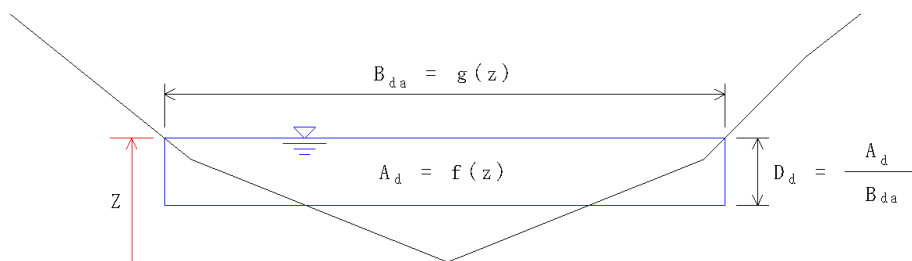


図 3-3 砂防堰堤計画地点上流の溪流横断面図

3.2.4 土石流の単位体積重量

土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m^3) は、次式により求める。

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\}g$$

$$= \{(2600 \times 0.41 + 1200(1 - 0.41))\} \cdot 9.8$$

$$= 17.40$$

ここで、 γ_d : 土石流の単位体積重量(kN/m^3)

σ : 礫の単位体積重量($2,600\text{kg/m}^3$)

ρ : 水の単位体積重量($1,200\text{kg/m}^3$)

C_d : 土石流濃度

g : 重力加速度 (9.8m/s^2)

3.3 水通し断面の設計

3.3.1 設計流量

砂防堰堤の設計流量は「土砂含有を考慮した流量(洪水時)」と「土石流ピーク流量(土石流時)」とする。

土砂含有を考慮した流量(洪水時) $Q = 9.27\text{m}^3/\text{s}$

土石流ピーク流量(土石流時) $Q_{sp} = 82.32\text{m}^3/\text{s}$

3.3.2 設計水深

設計水深は(1)から(3)の値の内、最も大きい値とし、0.1m単位で切り上げる。

(1) 土砂含有を考慮した流量（ Q ）に対する越流水深の値（ D_h ）

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、河川砂防技術基準（案）設計編〔Ⅱ〕第3章に示された式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2}$$

ここで、 Q ：土砂含有を考慮した流量(m^3/s) (9.27 m^3/s)

C ：流量係数(0.60)

g ：重力加速度(9.8 m/s^2)

B_1 ：水通し幅 (8.00 m)

B_2 ：越流水面幅(m)

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot m \cdot D_h$$

D_h ：越流水深(m)

m ：袖小口勾配(1:0.50)

ここで、

$$9.27 = \frac{2}{15} \times C \times \sqrt{2 \times 9.8} \times \{3 \times 8.00 + 2 \times (8.00 + 2 \times 0.50 \times D_h)\} \times D_h^{3/2}$$

より、 $D_h = 0.74$ (m) 0.8 (m)

(2) 土石流ピーク流量（ Q_{sp} ）に対する越流水深（ z ）

土石流ピーク流量に対する越流水深は、次式を連立させて求める。

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta_p)^{1/2}$$

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} U \cdot A_d$$

ここで、 U ：土石流の流速 (m/s)

Q_{spcal} ：流下させることが可能な土石流流量(m^3/s)

D_d ：土石流の水深(m)

K_n ：粗度係数(0.10：自然河道フロント部)

θ_p ：計画堆砂勾配(8.62°)

A_d ：水通し部における流下断面積(m^2)

B_{da} ：流れの幅(m)

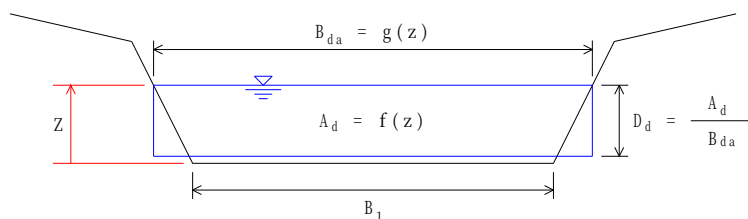


図 3-4 水通し

水通し部における流下断面積(A_d)，流れの幅(B_{da})は，越流水深(z)の関数である。

$B_{da} - Q_{spcal}$ の関係より， Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} (82.32 m³/s)と一致した時の z を求めると， $z = 1.76$ m となる。

以上の結果より，土石流ピーク流量(Q_{sp})に対する越流水深は， $z = 1.8$ m となる。

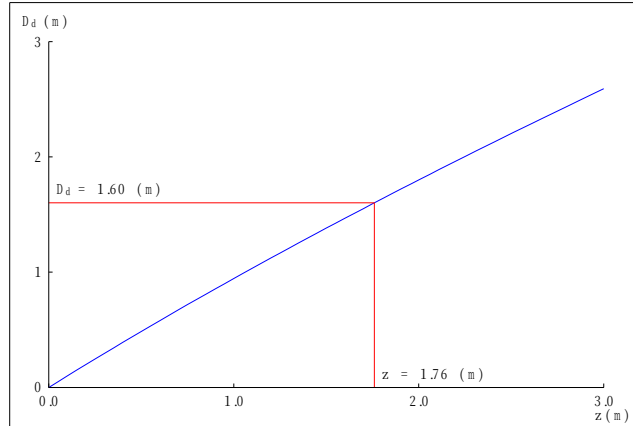


図 2-5 水通し検討結果

(3) 最大礫径の値

当該計画地点の最大礫径は， $d_{95} = 0.5$ m

(4) 設計水深

設計水深は，1.土砂含有を考慮した流量に対する越流水深，2.土石流ピーク流量に対する越流水深，3.最大礫径のうち，最も大きい値とする。

表 3-9 設計水深の検討結果

設計水深 H	
土砂含有を考慮した流量に対する越流水深	$D_h = 0.8$ (m)
土石流ピーク流量に対する越流水深	$z = 1.8$ (m)
最大礫径	$d_{95} = 0.5$ (m)

よって，設計水深は， $H = 1.8$ (m)とする。

3.3.3 余裕高

余裕高は，表 3-10 に基づいて設定する。ただし，余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし，設計水深に対する余裕高の比が表 3-11 に示す値以下とならないようにする。なお，溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 3-10 余裕高

設計流量	余裕高 ΔH
200 m ³ /s 未満	0.6 m
200 ～ 500 m ³ /s	0.8 m
500 m ³ /s 以上	1.0 m

表 3-11 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	$\Delta H/H$ 値
1/10 以上	0.50
1/10 ～ 1/30	0.40
1/30 ～ 1/50	0.30
1/50 ～ 1/70	0.25

以上のことを踏まえて行った余裕高の検討結果を表 3-12 に示す。

表 3-12 より，余裕高 $\Delta H = 0.9$ (m) とする。

表 3-12 余裕高の検討結果

		余裕高 ΔH (m)
設計 流量	土砂含有を考慮した流量 $Q = 9.27$ (m ³ /s)	0.6
	土石流ピーク流量 $Q_{sp} = 79.79$ (m ³ /s)・・・設計流量	
溪床 勾配	溪床勾配 ($\theta_p = 8.62^\circ$, $I = 1/6.60$) より， $\Delta H/H = 0.50$ 余裕高 $\Delta H = H \cdot \Delta H/H = 1.8 \times 0.50 = 0.90$ (m)	0.9

3.2.4 水通し断面

砂防堰堤の水通し断面は，設計水深に余裕高を加えて決定する。

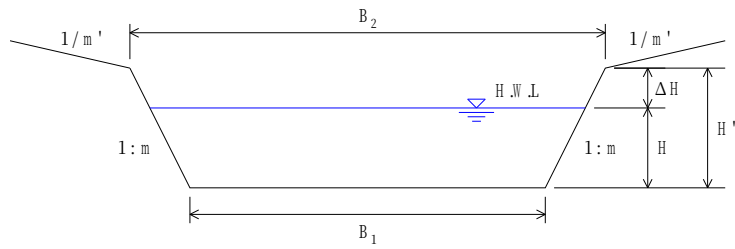


図 3-6 水通し断面

B_1 : 水通し幅(8.00 m)

m : 袖小口勾配(1:0.50)

m' : 袖天端勾配 (1/4.40)

B_2 : 水通し肩位置の幅(m)

$$B_2 = B_1 + 2H' \cdot m = 8.00 + 2 \times 2.7 \times 0.50 = 10.70 \text{ m}$$

H : 設計水深 (1.8 m)

ΔH : 余裕高(0.9 m)

H' : 水通し断面の高さ(m)

$$H' = H + \Delta H = 2.7 \text{ m}$$

3.4 本体の設計

3.4.1 天端幅

砂防えん堤の本体の天端幅は，流出土砂等の衝撃に耐えるとともに，水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は，衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし，天端幅は3m以上とし，必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護，鉄筋，鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

当該砂防えん堤においては，天端幅を3.00 mとした場合，衝突する最大礫径($d_{95} = 0.50 \text{ m}$)の2倍の幅を満足できる。そのため，当該砂防えん堤の天端幅は3.00 mとする。

3.4.2 下流のり

砂防堰堤の下流のり面は，越流土砂による損傷を受けないようにするため，一般に1:0.2とする。

当該砂防えん堤においても，下流のり面は1:0.2とする。

3.4.3 安定性の検討

(1) 安定条件

土石流捕捉工の不透過型砂防堰堤は、設計外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

- 1) 堰堤の上流端に引張応力が生じないよう堰堤の自重および外力の合力の作用線が原則として底部の中央 1/3 以内に入ること。
- 2) 堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさぬこと。
- 3) 堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。
- 4) 地盤の許容支持力・せん断強度・内部摩擦係数

表 3-13 地盤の許容せん断応力 (kN/m²)・内部摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	許容せん断応力	内部摩擦係数	区 分	許容せん断応力	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中 硬 岩 (B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩 (Ⅱ) (C _H)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩 (Ⅰ) (C _M)	600	0.7	粘土層	—	0.45

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度および走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P118 を基に単位系を変換、一部加筆

表 3-14 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	6,000	岩 塊 玉 石	600
中 硬 岩 (B)	4,000	礫 層	400
軟 岩 (Ⅱ) (C _H)	2,000	砂 質 層	250
軟 岩 (Ⅰ) (C _M)	1,200	粘 土 層	100

* 改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）P118 を基に単位系を変換

なお、事例では、基礎地盤は、岩塊玉石とし、許容値は以下のとおり設定した。

コンクリートの設計基準強度 f'_{ck} : 18 (N/mm²)
 コンクリートの許容圧縮応力度 σ'_{ca} : 4,500 (kN/m²)
 基礎地盤の種類 : 岩塊玉石
 地盤の許容支持力 q_u : 600 (kN/m²)
 えん堤本体と基礎地盤との摩擦係数 f : 0.70

(2) 設計荷重

土石流流体力を考慮した堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組合せは、重力式コンクリート砂防堰堤では表 3-15 のとおりとする。

表 3-15 不透過型砂防堰堤の設計外力

荷重ケース	自重	静水圧	堆砂圧	土石流流体力	土石流の重さ
洪水時	○	○	—	—	—
土石流時	○	○	○	○	○

(3) 土石流流体力

土石流流体力は次式で求める。

$$\begin{aligned}
 F &= K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 \\
 &= 1.00 \times \frac{17.40}{9.8} \times 1.33 \times 5.69^2 \\
 &= 76.45 (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

ここに、 F : 単位幅当たりの土石流流体力 (kN/m)

K_h : 土石流流体力係数 (1.0 m/s²)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³) (17.40 kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²) (9.8 m/s²)

D_d : 土石流の水深 (m) (1.33 m)

U : 土石流の流速 (m/s) (5.69 m/s)

(4) 安定計算結果

1) 洪水時 ($m = 0.45$)

・安定計算に用いる数値

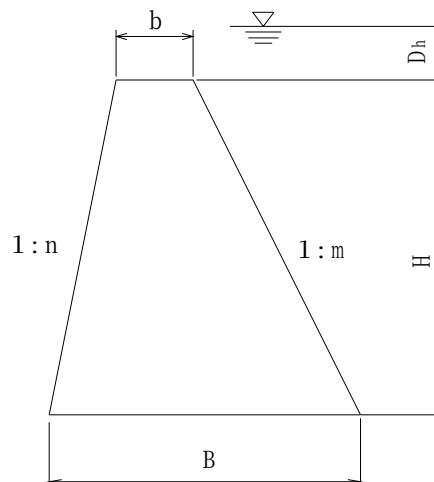


図 3-7 安定計算に用いる砂防堰堤断面の模式図（洪水時）

えん堤高	H	: 14.50 (m)
越流水深	D_h	: 0.80 (m)
本体の天端幅	b	: 3.00 (m)
上流のり勾配	m	: 0.45
下流のり勾配	n	: 0.20
底面底幅	B	: 12.43 (m)
コンクリートの単位体積重量	γ_c	: 22.56 (kN/m ³)
泥水の単位体積重量	γ_w	: 11.77 (kN/m ³)
コンクリートの設計基準強度	f'_{ck}	: 18 (N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	: 4,500 (kN/m ²)
基礎地盤の種類		: 岩塊玉石
えん堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	: 0.70
せん断強度	τ_0	: 0 (kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	: 1.2
地盤の許容支持力	q_u	: 600 (kN/m ²)

・底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H$$

$$= 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここに、 B : 底面底幅 (m)

b : 本体の天端幅 (m)

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

H : えん堤高 (m)

・荷重計算

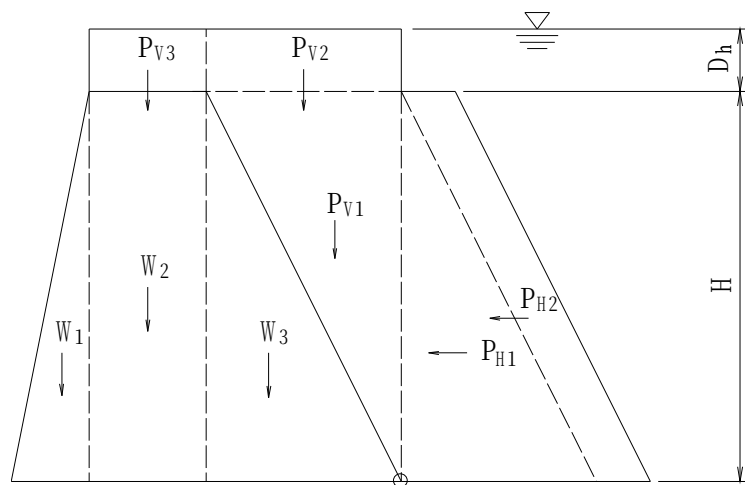


図 3-8 砂防えん堤の単位幅当り断面に作用する力 (洪水時; $m=0.45$)

表 3-16 作用荷重一覧表(洪水時; $m=0.45$)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W_1	$1/2 \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= 1/2 \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + 1/3 \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.0$ $+ 1/3 \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W_2	$\gamma_c \cdot b \cdot H$ $= 22.56 \times 3.0 \times 14.50$	981.36		$m \cdot H + 1/2 \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + 1/2 \times 3.0$	8.03	7880.32
	W_3	$1/2 \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= 1/2 \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$2/3 \cdot m \cdot H$ $= 2/3 \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P_{V1}	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot m \cdot H^2$ $= 1/2 \times 11.77 \times 0.45 \times 14.50^2$	556.79		$1/3 \cdot m \cdot H$ $= 1/3 \times 0.45 \times 14.50$	2.18	1213.80
	P_{V2}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot m \cdot H$ $= 11.77 \times 0.80 \times 0.45 \times 14.50$	61.44		$1/2 \cdot m \cdot H$ $= 1/2 \times 0.45 \times 14.50$	3.26	200.29
	P_{V3}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot b$ $= 11.77 \times 0.80 \times 3.0$	28.25		$m \cdot H + 1/2 \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + 1/2 \times 3.0$	8.03	226.85
	P_{H1}	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2$ $= 1/2 \times 11.77 \times 14.50^2$		1237.32	$1/3 \cdot H$ $= 1/3 \times 14.50$	4.83	5976.26
	P_{H2}	$\gamma_w \cdot D_h \cdot H$ $= 11.77 \times 0.80 \times 14.50$		136.53	$1/2 \cdot H$ $= 1/2 \times 14.50$	7.25	989.84
合計			3169.39	1373.85			26105.43

・安定計算

a) 転倒に対する安定計算

$$X = \frac{M}{V} = \frac{26105.43}{3169.39} = 8.24(\text{m})$$

$$B = 12.43(\text{m})$$

$$\frac{1}{3}B = 4.14(\text{m}) \leq X = 8.24(\text{m}) \leq \frac{2}{3}B = 8.29(\text{m}) \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここで、 X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重の

モーメントの合計 (kN・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

B : 底面底幅 (m)

b) 滑動に対する安定計算

$$N = 1.2 \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 3169.39 + 0 \times 12.43}{1373.85} = 1.61 \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここで、 N : 安全率

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

f : えん堤本体と基礎地盤との摩擦係数

τ_0 : えん堤堤体または基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度 (kN/m²)

L : 剪断抵抗を期待できる長さ (m)

c) えん堤堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$e = X - \frac{1}{2}B = 8.24 - \frac{1}{2} \times 12.43 = 2.03(\text{m})$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{V}{b_2} \left(1 + \frac{6e}{b_2} \right) = \frac{3169.39}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.03}{12.43} \right) \\ &= 504.83(\text{kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4,500 (\text{kN/m}^2) \dots \text{OK} \\ &= 504.83(\text{kN/m}^2) \leq q_u = 600 (\text{kN/m}^2) \dots \text{OK}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\min} &= \frac{V}{b_2} \left(1 - \frac{6e}{b_2} \right) = \frac{3169.39}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.03}{12.43} \right) \\ &= 5.13(\text{kN/m}^2) \geq 0 \dots \text{OK}\end{aligned}$$

ここで, B : 底面底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m^2)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m^2)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m^2)

2) 土石流時($m = 0.45$)

・安定計算に用いる数値

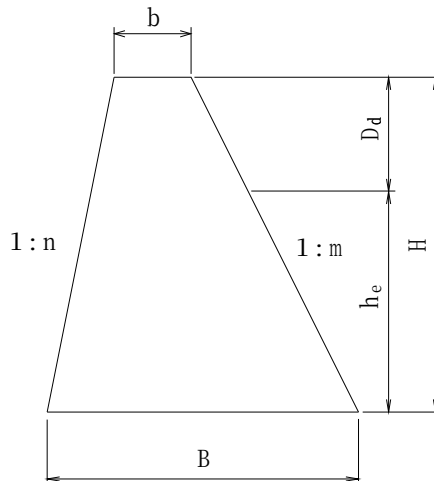


図 3-9 安定計算に用いる砂防えん堤断面の模式図（土石流時）

えん堤高	H	: 14.50 (m)
本体の天端幅	b	: 3.00 (m)
上流のり勾配	m	: 0.45
下流のり勾配	n	: 0.20
底面底幅	B	: 12.43 (m)
コンクリートの単位体積重量	γ_c	: 22.56 (kN/m^3)

泥水の単位体積重量	γ_w	: 11.77 (kN/m ³)
泥水中堆砂単位体積重量	γ_s	: 8.24 (kN/m ³)
土石流の水深	D_d	: 1.33 (m)
堆砂深	h_e	: 13.17 (m)
土圧係数	C_e	: 0.30
土石流の単位体積重量	γ_d	: 17.40 (kN/m ³)
土石流流体力	F	: 76.45 (kN/m)
コンクリートの設計基準強度	f'_{ck}	: 18 (N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	: 4,500 (kN/m ²)
えん堤本体と基礎地盤との摩擦係数	f	: 0.70
せん断強度	τ_0	: 0 (kN/m ²)
滑動に対する必要安全率	N'	: 1.2
地盤の許容支持力	q_u	: 600 (kN/m ²)

・底面底幅

$$B = b + (m + n) \cdot H$$

$$= 3.00 + (0.45 + 0.2) \times 14.50 = 12.43 \text{ (m)}$$

ここで, B : 底面底幅(m)

b : 本体の天端幅(m)

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

H : えん堤高(m)

・泥水中堆砂単位体積重量

$$\gamma_s = C_* \cdot (\gamma_R - \gamma_w)$$

$$= 0.6 \times (25.50 - 11.77) = 8.24 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここで, γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

C_* : 堆積土砂の容積濃度

γ_R : 礫の単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 泥水の単位体積重量 (kN/m³)

・堆砂深

$$h_e = H - D_d$$

$$= 14.50 - 1.33 = 13.17 \text{ (m)}$$

ここで, h_e : 堆砂深 (m)

H : えん堤高 (m)

D_d : 土石流の水深 (m)

・土石流濃度

$$C_d = \frac{\rho \div \tan \theta_0}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_0)}$$

$$= \frac{1200 \div \tan 12.80^\circ}{(2600 - 1200)(\tan 35^\circ - \tan 12.80^\circ)} = 0.412 \quad 0.41$$

ここで, C_d : 土石流濃度 ($0.3 \leq C_d \leq 0.9$ $C_* = 0.9 \times 0.6 = 0.54$)

σ : 礫の密度 (kg/m^3)

ρ : 泥水の密度 (kg/m^3)

ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 ($^\circ$)

θ_0 : 現溪床勾配 ($^\circ$)

C_* : 堆積土砂の容積濃度

・土石流の単位体積重量

$$\gamma_d = \gamma_R \cdot C_d + \gamma_W \cdot (1 - C_d)$$

$$= 25.50 \times 0.41 + 11.77 \times (1 - 0.41) = 17.40 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここで, γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_R : 礫の単位体積重量 (kN/m^3)

C_d : 土石流濃度

γ_W : 泥水の単位体積重量 (kN/m^3)

・荷重計算

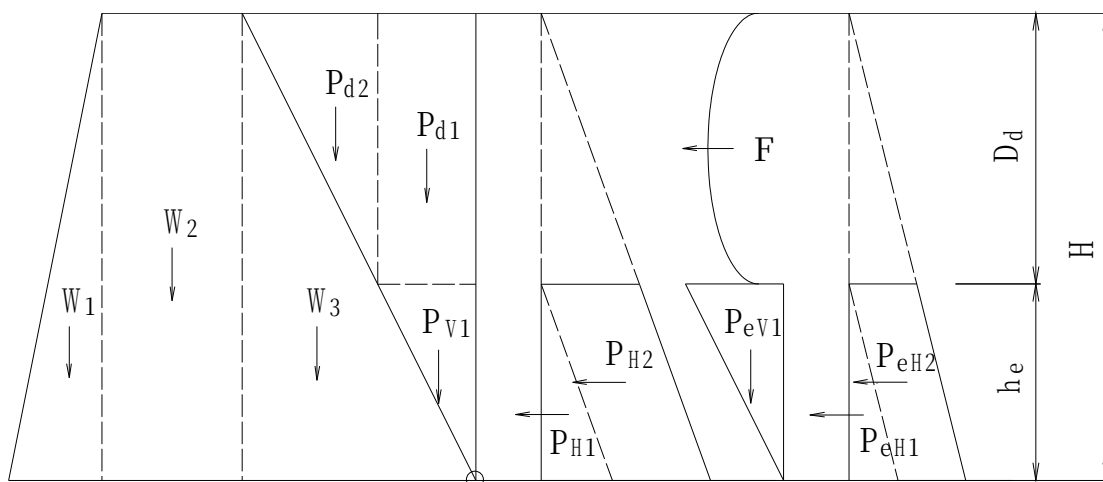


図 3-10 砂防えん堤の単位幅当り断面に作用する力 (土石流時; $m=0.45$)

表 3-17 作用荷重一覧表（土石流時; $m=0.45$ ）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
本体自重	W_1	$1/2 \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$ $= 1/2 \times 22.56 \times 0.2 \times 14.50^2$	474.32		$m \cdot H + b + 1/3 \cdot n \cdot H$ $= 0.45 \times 14.50 + 3.0$ $+ 1/3 \times 0.2 \times 14.50$	10.49	4975.62
	W_2	$\gamma_c \cdot b \cdot H$ $= 22.56 \times 3.0 \times 14.50$	981.36		$m \cdot H + 1/2 \cdot b$ $= 0.45 \times 14.50 + 1/2 \times 3.0$	8.03	7880.32
	W_3	$1/2 \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$ $= 1/2 \times 22.56 \times 0.45 \times 14.50^2$	1067.23		$2/3 \cdot m \cdot H$ $= 2/3 \times 0.45 \times 14.50$	4.35	4642.45
静水圧	P_{v1}	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot m \cdot h_e^2$ $= 1/2 \times 11.77 \times 0.45 \times 13.17^2$	459.34		$1/3 \cdot m \cdot h_e$ $= 1/3 \times 0.45 \times 13.17$	1.98	909.49
	P_{H1}	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_e^2$ $= 1/2 \times 11.77 \times 13.17^2$		1020.75	$1/3 \cdot h_e$ $= 1/3 \times 13.17$	4.39	4481.09
	P_{H2}	$\gamma_w \cdot D_d \cdot h_e$ $= 11.77 \times 1.33 \times 13.17$		206.16	$1/2 \cdot h_e$ $= 1/2 \times 13.17$	6.59	1358.59
堆砂圧	P_{sv1}	$1/2 \cdot \gamma_s \cdot m \cdot h_e^2$ $= 1/2 \times 8.24 \times 0.45 \times 13.17^2$	321.57		$1/3 \cdot m \cdot h_e$ $= 1/3 \times 0.45 \times 13.17$	1.98	636.71
	P_{sH1}	$1/2 \cdot C_s \cdot \gamma_s \cdot h_e^2$ $= 1/2 \times 0.3 \times 8.24 \times 13.17^2$		214.38	$1/3 \cdot h_e$ $= 1/3 \times 13.17$	4.39	941.13
	P_{sH2}	$C_s \cdot (\gamma_d - \gamma_w) \cdot D_d \cdot h_e$ $= 0.3 \times (17.40 - 11.77) \times 1.33 \times 13.17$		29.58	$1/2 \cdot h_e$ $= 1/2 \times 13.17$	6.59	194.93
土石流の重さ	P_{d1}	$\gamma_d \cdot m \cdot h_e \cdot D_d$ $= 17.40 \times 0.45 \times 13.17 \times 1.33$	137.15		$1/2 \cdot m \cdot h_e$ $= 1/2 \times 0.45 \times 13.17$	2.96	405.96
	P_{d2}	$1/2 \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$ $= 1/2 \times 17.40 \times 0.45 \times 1.33^2$	6.93		$m \cdot h_e + 1/3 \cdot m \cdot D_d$ $= 0.45 \times 13.17$ $+ 1/3 \times 0.45 \times 1.33$	6.13	42.48
土石流流体力	F (前掲)			76.45	$h_e + 1/2 \cdot D_d$ $= 13.17 + 1/2 \times 1.33$	13.84	1058.07
合計			3447.90	1547.32			27526.84

a) 転倒に対する安定計算

$$X = \frac{M}{V} = \frac{27526.84}{3447.90} = 7.98(\text{m})$$

$$B = 12.43(\text{m})$$

$$\frac{1}{3}B = 4.14(\text{m}) \leq x = 7.98(\text{m}) \leq \frac{2}{3}B = 8.29(\text{m}) \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここで、 X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

B : 底面底幅 (m)

b) 滑動に対する安定計算

$$N = 1.2 \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 3447.90 + 0 \times 12.43}{1547.32} = 1.56 \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここで、 N : 安全率

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

f : えん堤本体と基礎地盤との摩擦係数

τ_0 : えん堤堤体または基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度 (kN/m²)

L : 剪断抵抗を期待できる長さ (m)

c) えん堤堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$e = X - \frac{1}{2}B = 7.98 - \frac{1}{2} \times 12.43 = 1.77(\text{m})$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{V}{b_2} \left(1 + \frac{6e}{b_2} \right) = \frac{3447.90}{12.43} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.77}{12.43} \right) \\ &= 514.38(\text{kN/m}^2) \leq \sigma'_{ca} = 4,500 (\text{kN/m}^2) \cdots \text{OK} \\ &= 514.38(\text{kN/m}^2) \leq q_u = 600 (\text{kN/m}^2) \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\min} &= \frac{V}{b_2} \left(1 - \frac{6e}{b_2} \right) = \frac{3169.39}{12.43} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.03}{12.43} \right) \\ &= 40.39(\text{kN/m}^2) \geq 0 \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

ここで, B : 底面底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m^2)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m^2)

q_u : 地盤の許容支持力 (kN/m^2)

3) 結果一覧表

表 3-18 作用荷重一覧表 (土石流時; $m=0.45$)

荷重条件		洪水時		土石流時	
転倒	距離 X (m)	8.24	OK	7.98	OK
	中央 1/3 ($B/3$) (m)	4.14		4.14	
	中央 2/3 ($2B/3$) (m)	8.29		8.29	
滑動	安全率 N	1.61	OK	1.56	OK
	必要安全率 N'	1.20		1.20	
破壊	鉛直応力 $\sigma_{\max}$ (kN/m^2)	504.83	OK	514.38	OK
	鉛直応力 $\sigma_{\min}$ (kN/m^2)	5.13	OK	40.39	OK
	許容支持力 q_u (kN/m^2)	600		600	
判定		OK		OK	

3.5 袖部の設計

3.5.1 袖部の形状

袖天端勾配は現溪床勾配程度とし、袖勾配区間は平常時堆砂勾配の分母値とする。

袖部天端幅は、水通し天端幅と同様とし、3.0m とする。

また、無筋コンクリート袖部の場合の袖天端幅は衝突する最大礫径 ($d_{95} = 0.50 \text{ m}$) の 2 倍を原則としている。当該砂防えん堤においては、次式に示すとおり、袖部天端幅を 3.0m とした場

合,これを満足できる。そのため,当該砂防えん堤の袖部天端幅は 3.00 m とする。

$$\text{袖部天端幅} = 3.0\text{m} > \text{最大礫径} (0.5\text{m}) \times 2 = 2.0\text{m}$$

3.5.2 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は,打継目毎に1ブロックに対して礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とる。

- ・ 袖部の自重
- ・ 土石流流体力
- ・ 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

(1) 袖部の自重

袖部1ブロック当たりの質量(M1)を次式により求める。

$$M_1 = \frac{V_c \cdot \gamma_c}{g}$$

$$V_c = H' \cdot L' \cdot B'$$

$$H' = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

$$L' = \frac{L_1 + L_2}{2}$$

$$B' = \frac{B_1 + B_2}{2}$$

$$B_1 = B_2 - n' \cdot H'$$

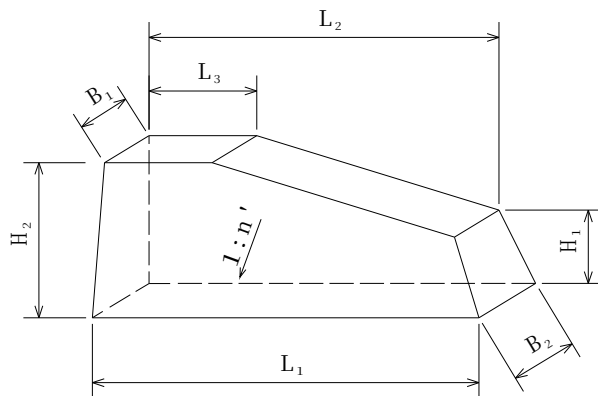


図 3-11 袖部のブロック図

ここで、
 M_1 : 袖部1ブロック当たりの質量 (kg)
 V_c : 袖部1ブロック当たりの体積 (m^3)
 γ_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)
 g : 重力加速度 ($9.8 \text{ m}/\text{s}^2$)
 H' : 平均高さ (m)
 L' : 平均長さ (m)
 B' : 平均幅 (m)
 H_1, H_2 : 袖高さ (m)
 L_1, L_2, L_3 : 袖長さ (m)
 B_1 : 袖天端幅 (m)
 B_2 : 袖部底幅 (m)
 n' : 袖勾配 (m)

(2) 土石流流体力

3.4.3(2)の検討より、当該砂防えん堤における土石流流体力 F は 76.45(kN/m) となる。

(3) 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力 (P) は次式により算定する。

$$P = n \cdot \alpha^{3/2} \\ = 1.68 \times 10^9 \times (7.00 \times 10^{-3})^{3/2} = 983.91 \times 10^3 \text{ (N)} = 983.91 \text{ (kN)}$$

ここで, P : 礫の衝撃力 (kN)

n : 係数

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \\ = \sqrt{\frac{16 \times 0.250}{9 \times \pi^2 \times (1.20 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 1.68 \times 10^9$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2.548 \times 10^9} = 1.20 \times 10^{-10}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \cdot E_2} = \frac{1 - 0.230^2}{\pi \times 4.900 \times 10^{10}} = 6.15 \times 10^{-12}$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m²)

E_2 : 礫の弾性係数 (N/m²)

ν_1 : コンクリートのポアソン比

ν_2 : 礫のポアソン比

α : へこみ量 (m)

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 5.69^2}{4 \times 5.88 \times 10^{-3} \times 1.68 \times 10^9} \right)^{2/5} = 7.00 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$n_1 = \frac{1}{M_2} = \frac{1}{170} = 5.88 \times 10^{-3}$$

U : 礫の速度 (土石流の流速) (m/s)

M_2 : 礫の質量 (kg)

$$M_2 = \frac{4}{3} \pi \cdot R^3 \cdot \sigma = \frac{4}{3} \times \pi \times 0.250^3 \times 2600 = 170 \text{ (kg)}$$

M_2 : 礫の質量 (kg)

$$R = \frac{d_{95}}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.250 \text{ (m)}$$

d_{95} : 最大礫径 (m)
 σ : 礫の密度 (kg/m³)

(4) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。
 なお、流木の樹種はスギを想定する。

$$P = n \cdot \alpha^{3/2} \\
 = 9.59 \times 10^8 \times (7.44 \times 10^{-3})^{3/2} = 615.43 \times 10^3 \text{ (N)} = 615.43 \text{ (kN)}$$

ここで、 P : 流木の衝撃力 (kN)
 n : 係数

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \\
 = \sqrt{\frac{16 \times 0.125}{9 \times \pi^2 \times (1.20 \times 10^{-10} + 3.64 \times 10^{-11})^2}} = 9.59 \times 10^8$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2.548 \times 10^9} = 1.20 \times 10^{-10}$$

$$K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi \cdot E_3} = \frac{1 - 0.400^2}{\pi \times 7.350 \times 10^9} = 3.64 \times 10^{-11}$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m²)

E_3 : 流木の弾性係数 (N/m²)

ν_1 : コンクリートのポアソン比

ν_3 : 流木のポアソン比

α : へこみ量 (m)

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 5.69^2}{4 \times 8.85 \times 10^{-3} \times 9.59 \times 10^8} \right)^{2/5} = 7.44 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$n_1 = \frac{1}{M_3} = \frac{1}{113} = 8.85 \times 10^{-3}$$

U : 流木の速度 (土石流の流速) (m/s)

M_3 : 流木の質量 (kg)

$$M_3 = \pi \cdot R^2 \cdot L_{mm} \cdot \sigma = \pi \times 0.125^2 \times 7.00 \times 330 = 113 \text{ (kg)}$$

L_{mm} : 流木の最大長 (m)

R : 流木の半径 (m)

$$R = \frac{R_{wm}}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.125 \text{ (m)}$$

R_{wm} : 流木の最大直径 (m)

σ : 流木の密度 (kg/m³)

(5) 土石流衝撃力の補正

マスコンクリートに礫または流木が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力が小さくなることが知られている。以下により補正係数を算出し、実際に作用する衝撃力を求める。

$$P_R = \beta \cdot P$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{M_2}{M_1} U^2$$

ここで、 P_R : 補正後の土石流衝撃力 (kN)

P : 礫または流木の衝撃力 (kN)

β : 実験定数

E : 係数 (m²/s²)

M_1 : 袖部1ブロック当たりの質量 (kg)

M_2 : 礫または流木の質量 (kg)

U : 衝突速度(土石流ピーク流量のフロント部の流速) (m/s)

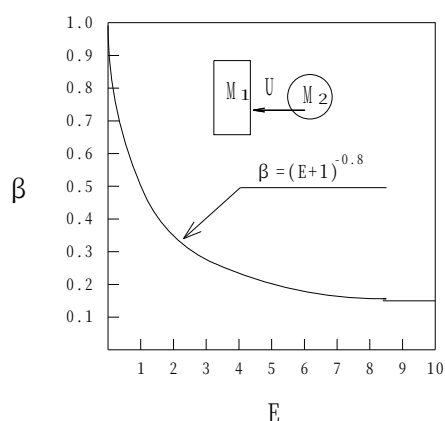


図 3-12 係数 E と実験定数 β との関係

(6) 単位幅当たりの衝撃力の算出

袖部単位幅当たりに作用する衝撃力(P_1)を次式により求める。

$$P_1 = \frac{P_R}{L'}$$

ここで、 P_1 : 袖部単位幅あたりに作用する衝撃力 (kN/m)

P_R : 補正後の土石流衝撃力 (kN)

L' : 平均長さ (m)

(7) 土石流衝撃力一覧表

以上の通り算出した、袖部単位幅当たりの礫の衝撃力と、流木の衝撃力を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

袖部底幅	B_2 : 3.00 (m)
袖勾配	n' : 0.00
コンクリートの単位体積重量	γ_c : 22.56 (kN/m ³)
土石流の流速	U : 5.69 (m/s)
礫の質量	M_2 : 170 (kg)
礫の衝撃力	P : 983.91 (kN)
流木の質量	M_2 : 113 (kg)
流木の衝撃力	P : 615.43 (kN)

表 3-19 土石流衝撃力一覧表

	単位	ブロック 1
袖高さ H_1	m	2.70
袖高さ H_2	m	4.06
袖長さ L_1	m	7.35
袖長さ L_2	m	6.00
袖長さ L_3	m	0.00
平均高さ H'	m	2.38
平均長さ L'	m	6.68
袖天端幅 B_1	m	3.00
平均幅 B'	m	3.00
体積 V_c	m ³	67.74
質量 M_1	kg	155,940
礫	係数 E	m ² /s ² 0.035
	実験定数 β	— 0.973
	補正後の衝撃力 P_R	kN 957.34
	単位幅当たりの衝撃力 P_1	kN/m 142.31
流木	係数 E	m ² /s ² 0.023
	実験定数 β	— 0.982
	補正後の衝撃力 P_R	kN 604.35
	単位幅当たりの衝撃力 P_1	kN/m 90.47
安定計算に用いる衝撃力 P_1		kN/m 142.31

(8) 袖部に作用する設計外力

袖部に作用する設計外力を以下に示す。

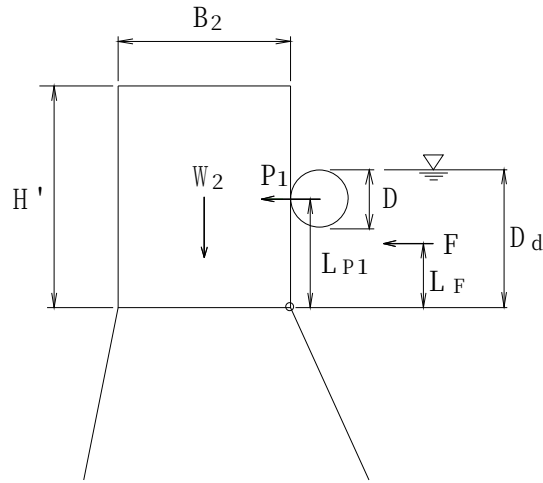


図 3-13 袖部に作用する設計外力

- ここで、 L_{P1} : 土石流衝撃力のアーム長 (m)
 L_F : 土石流流体力のアーム長 (m)
 D_d : 土石流の水深 (m)
 D : 最大礫径(d_{95}) (m)
 H' : 平均高さ (m)
 B_2 : 袖部底幅 (m)
 F : 単位幅当たりの土石流流体力 (kN/m)
 P_1 : 単位幅当たりの土石流衝撃力 (kN/m)
 W_1 : 袖部自重 (kN/m)

表 3-20 作用荷重一覧表

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
袖部自重	W_1	$\gamma_c \cdot H' \cdot B_2$ $= 22.56 \times 3.38 \times 3.00$	228.76		$1/2 \cdot B_2$ $= 1/2 \times 3.00$	1.50	343.14
土石流衝撃力	P_1 (前掲)			143.31	$L_{P1} = D_d - 1/2 \cdot D$ $= 1.33 - 1/2 \times 0.50$	1.08	154.77
土石流流体力	F (前掲)			76.45	$L_F = 1/2 \cdot D_d$ $= 1/2 \times 1.33$	0.67	51.22
合計			228.76	219.76			549.13

(9) 照査結果

1) 照査内容

①せん断摩擦安全率の検討

$$N = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot B_2}{H} \geq N'$$

ここで、 N : せん断摩擦安全率

f : 摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

τ_c : コンクリートのせん断強度 (kN/m²)

B_2 : 袖部底幅 (m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N' : 必要せん断摩擦安全率

②袖部と本体の境界面上に作用する応力に対する検討

$$X = \frac{M}{V}$$

$$e = X - \frac{B_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{V}{B_2} \left(1 \pm \frac{6e}{B_2} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B_2} \left(1 + \frac{6e}{B_2} \right) \leq \sigma'_{ca}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B_2} \left(1 - \frac{6e}{B_2} \right) \geq -\sigma_{ca}$$

ここで、 X : 荷重の合力の作用線と袖部底との交点から袖部底の上流端までの距離 (m)

M : 単位幅当たり断面に作用するモーメントの合計 (kN・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

e : 荷重の合力の作用線から袖部底の中央までの距離 (m)

B_2 : 袖部底幅 (m)

σ : 袖部と本体の境界面上に作用する応力 (kN/m²)

$\sigma_{\max}$: 最大圧縮応力 (kN/m²)

$\sigma_{\min}$: 最大引張応力 (kN/m²)

σ'_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kN/m²)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (kN/m²)

2) 照査結果

上記の内容についての照査結果を以下に示す。

袖部底幅	B_2 : 3.00 (m)
摩擦係数	f : 0.70
コンクリートの設計基準強度	f'_{ck} : 18 (N/mm ²)
コンクリートのせん断強度	τ_c : 2760.0 (kN/m ²)
許容応力度の割増し係数	: 1.5
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca} : 6750.0 (kN/m ²)
コンクリートの許容曲げ引張応力度	σ_{ca} : 337.5 (kN/m ²)

表 3-21 作用荷重一覧表

項目	単位	ブロック 1
袖高さ H_1	m	2.70
袖高さ H_2	m	4.06
袖長さ L_1	m	7.35
袖長さ L_2	m	6.00
袖長さ L_3	m	0.00
モーメントの合計 M	kN・m/m	549.13
鉛直力の合計 V	kN/m	228.76
水平力の合計 H	kN/m	219.76
せん断摩擦安全率 N	—	38.41
判定 $N \geq N' = 4.0$	—	OK
最大圧縮応力 $\sigma_{\max}$	kN/m ²	212.5
判定 $\sigma_{\max} \leq \sigma'_{ca} = 6750.0$	—	OK
最大引張応力 $\sigma_{\min}$	kN/m ²	-61.0
判定 $\sigma_{\min} \geq -\sigma_{ca} = -2.37.5$	—	OK

以上の結果から、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

3.6 前庭保護工の設計

前庭保護工は、堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗堀および下流の溪床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

前庭保護工は、水叩き、垂直壁、側壁護岸から成る。

3.6.1 水叩き

溪床勾配が急で、水叩きを水平にすると垂直壁天端が溪床より浮き出る場合は水叩きに勾配をつける。水叩き勾配は、計画堆砂勾配と 1/10 のいずれか緩い方以下とする。

溪流は、現溪床勾配が、1/6.6 と 1/10 よりも急なため、水叩きに 1/10 の勾配を設ける。

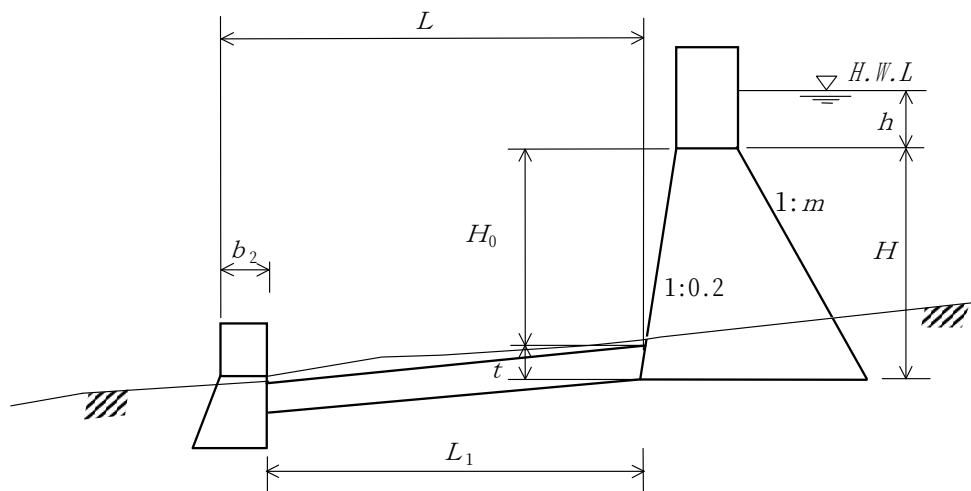


図 3-14 前庭保護工模式図

(1) 水叩厚の検討

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無、および水叩き工の基礎地盤によって左右される。

当該砂防えん堤においては、基礎が砂礫地盤であり、水叩き上の水褥池が無いため、以下の経験式により算出した。なお、水叩きの厚さは 0.1m 単位とし、端数は切り上げる。

$$t = 0.2 (0.6H_0 + 3h - 1.0)$$

ここで、 t : 水叩きの厚さ (m)

H_0 : 水叩き天端（または基礎岩盤面）からの本えん堤水通し底までの高さ (m)

h : 本えん堤の越流水深 (m)

$$t = 0.2 (0.6H_0 + 3h - 1.0)$$

$$= 0.2 (0.6 \times 12.10 + 3 \times 1.8 - 1.0)$$

$$= 2.332 \quad 2.40\text{m}$$

(2) 水叩き長の検討

水叩き長は、堰堤高さが 15m 以下であるので、以下の経験式により算定した。なお、本えん堤と垂直壁間の長ささは 0.5m 単位とし、端数は切り上げた。

$$L = \alpha \times (H_0 + h) - n \times H_0$$

ここで、 L : 水叩きの長さ (m)

$$\alpha : H_0 = 1.00 \sim 2.90 \quad \alpha = 2.00$$

$$H_0 = 3.00 \sim 6.90 \quad \alpha = 1.75$$

$$H_0 = 7.00 \sim \quad \alpha = 1.50$$

H_0 : 水叩き天端（または基礎岩盤面）からの本えん堤水通し底までの高さ (m)

n : 本えん堤下流の法勾配

h : 本えん堤の越流水深 (m)

$$L = \alpha \times (H_0 + h) - n \times H_0$$

$$= 1.5 \times (12.10 + 1.8) - 0.2 \times 12.10$$

$$= 18.43 \quad 18.5\text{m}$$

4. 砂防工事全体計画書，砂防工事全体計画書チェックリスト及び根拠資料事例

平成〇〇年度

〇級河川 〇〇川水系 〇〇川

広島県〇〇〇〇〇

砂防工事全体計画書

平成〇〇年〇月

広 島 県

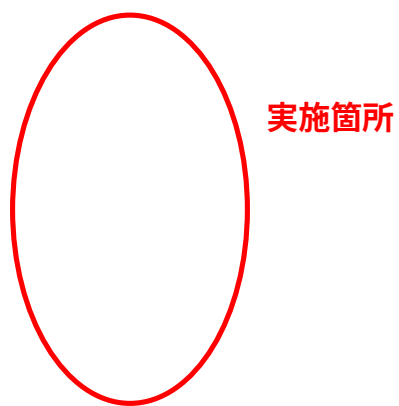
〇〇〇川 砂防工事全体計画書

- ・ 位置図(管内図)
- ・ 全体計画書(別紙 1～6)
- ・ 砂防全体計画に係るチェックリスト
- ・ 図面(流域図、平面図、構造図)
- ・ 費用対効果(B/C)算出資料

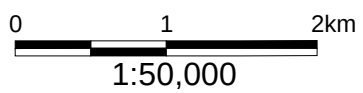
〔別紙〕

- ・ 砂防事業全体計画に係るチェックリストの根拠資料

位置図



背景図は管内図



別紙 1

平成 〇〇 年 度

〇〇川 砂防工事全体計画書

広島 県

設計十概

[illegible]

諸元及び全体計画書 (No.)

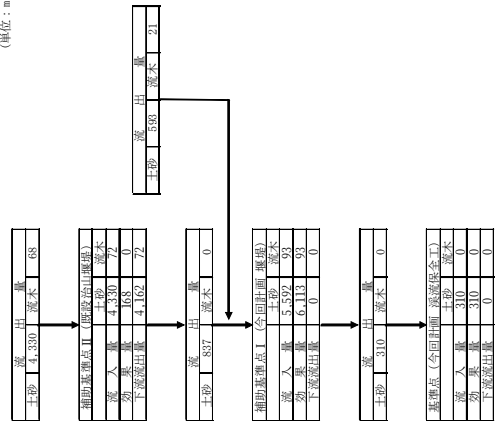
広島県

河川名	級	水系名	幹川名	溪流名	施工位置	郡市	町村	字	防砂指定地	告示第〇〇号	年月日
	〇きゅう 〇級	〇〇かわ 〇〇川	〇〇かわ 〇〇川	〇〇かわ 〇〇川		〇〇ぐん 〇〇郡	〇〇ちょう 〇〇町	〇〇〇 〇〇〇			平成〇〇年 〇月〇日
計画諸元	砂防計画 基準点位置	流域面積	最大 時間雨量	最大 洪水流量	比流量	計画超過 土砂量	既設 砂防設備	設備状況	土砂抑止量	m ³	整備率
	基準点	km ²	76.76	m ³ /sec	m ³ /s/km ²	6,070		無し			%
事業効果	人家	耕地	道路	橋梁	公共施設等	戸	流域状況	花崗岩	林相	その他	%
	173	4.28	県道 378	基	鉄道 137						
構造物	工種	高さ	長さ	立面積	計画効果	計画河床勾配	事業費	着工・完成年度	県単独費調査		
	砂防堰堤工	m	62.0	3,280	m ³	1/9.9	千円				
	浸流保全工		72.0		310	1/10.0	38,000	H〇〇・H〇〇 H〇〇・H〇〇			
他事業関係 (内容)						備考	土砂整備率： 6,591 / 6,070 = 100% (基準点) 流木整備率： 93 / 93 = 100% (基準点)				

将来計画がある場合、整備率について
今回計画分と将来計画分に分けて記載する。

(単位：m)

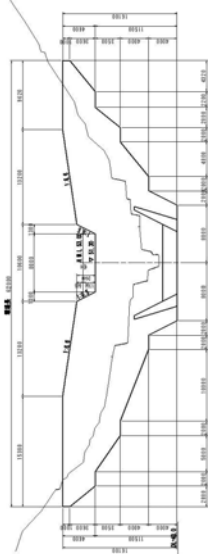
<土砂収支図>



<流域図>



<一般図>



施 行 理 由 書

広島県

河川名	級	水系名	幹川名	溪流名	工 種 等
	○きゆう ○級	○○かわ ○○川	○○かわ ○○川	○○かわ ○○川	砂防堰堤工 1基 (H=11.5m, L=62.0m, V=3.280m ³) 溪流保全工 L=72.0m

(施工理由)

本溪流は、下流の保全対象として、人家173戸、耕地4.28ha、県道378m、鉄道137mがある。

明治40年以來、連年の豪雨によって、上流水源地帯の荒廢は甚だしく、現在も下流に多量の土砂を流出している。

特に明治40年災害では、死者18人、家屋流出30戸、埋没耕地4ha、その他道路等公共施設が多数破壊されている。

なお、流域の地質は風化花崗岩であるため、このままに放置すれば、被害は更に増大するおそれがあるので、

早急に砂防設備を施工して国土の保全を図る。

保全対象： 人家173戸、耕地4.28ha、県道378m、鉄道137m

全体事業費： 265,000千円、事業期間 H○○～H○○、完成後整備率 0%→100%

記載内容が他の様式や紙芝居と一致しているか確認。

畫計業事別年度年

账
目
广

様式間で数値が違ふ事例があるため、注意すること。

工 事 実 施 箇 所 概 要

広島県

河川名		〇〇川支		川右左		小支	
施工地		広島		〇〇(郡)〇〇(町)大字		〇〇字〇〇地先	
流域面積		0.212		平方キロメートル		平均河床勾配1 / 6.6	
河幅		最大12		メートル		最小4メートル平均8.0メートル	
転石の大きさ		最大径0.9		メートル		平均径0.3メートル	
最大洪水量		58.00		立方メートル/秒		推定年間流出土砂量	
比流量		273.6		立方メートル/秒/平方キロメートル		施工地点からの河口までの距離2.5キロメートル	
気象		最大継続雨量		シメートル(年 月 日 時 ~ 月 日 時迄)		最大日雨量339.6メートル(T15年9月11日)	
		最大時間雨量		79.2シメートル(T15年9月11日)		最大積雪高メートルその他	
地質		花崗岩		林相		広葉樹、針葉樹混合	
過去の大災害年次		明治40年(豪雨)		上流の崩壊地		箇所数0.0面積0.0アール	
既設砂防工作物		なし		下流河川の改修状況		改修済	
将来計画砂防工作物							

砂防事業全体計画に係るチェックリスト

本省協議時には全てOKになっている事を確認する。

保全課ヒアリング(予定)年月日		平成〇〇年 〇月 〇日		確認	項 目	備 考
出席者	〇〇、□□、本省 ▲▲、△△			【総論・基本方針】		
場所	国土交通省					
地方整備局等照合者	中国地方整備局 ●●				溪流並びに流域の特性・現状の課題が説明されているか	
都道府県名	広島県				事業の目的(保全すべきもの、抑える現象、被害軽減見込み額)は明確になっているか	
都道府県担当部署	砂防課砂防整備グループ				計画の規模、期間、設定したB/Cに対する上限事業費は合理的か	
水系名	一級・二級・その他				土砂災害防止法、移転対策などの取り組みとの整合を考慮しているか	
溪流名	〇〇川				計画基準点・補助基準点の位置は適当か	
位置	広島県〇〇郡〇〇町〇〇			【土砂量・流木量算定】		
土石流危険渓流番号	〇-〇-〇-〇				計画補捉量の算定は適当か	
☒ 新規計画	☐ 変更計画				計画流量は適切か	
事業期間	H〇〇 ～ H〇〇				土砂量の算出方法は適当か(運搬可能と移動可能、移動可能土砂量の調査方法など)	
種別 ☐ 社会資本整備総合交付金(種別名:) ☒ 災害系補助事業					流木量の算出方法は適当か(災害履歴との対照、調査方法など)	
☐ 社会資本総合整備計画策定・記載有無	☒ 基幹			【施設配置計画及び施設設計の基本的な考え方】		
☐ 関連	☐ 効果促進				最大礫径の設定方法は適当か	
☒ 事業費(1億円以上)	☐	火山地域(火山砂防の場合)			土砂量・自然環境・景観等を踏まえた配置計画となっているか	
☐ 警戒避難措置	☐				土石流・流木処理計画の策定は適当か(土砂収支等)	
☐ 一級河川・二級河川に係わるもの					土砂移動の区間に対応した対策施設の配置、堰堤形式等(透過・不透過)は適当か	
☐ 崩壊・荒廃面積が流域面積の1割を超えるもの					砂防設備の配置計画は地形・土地利用状況などを総合的に考慮して決定されているか	
☐ 流出土砂量が甚だしく、本川流量の1割を超えるもの					除石計画は適当か(管理型)	
☒ 河床に土砂堆積が甚だしく、流下するおそれがあるもの					溪流保全工の必要性、必要な区間を検討しているか	
☐ 今後の豪雨等により多量の土砂を流下する恐れがあるもの				【その他】	管理用道路・工事用道路の整理は適当か	
☒ 公共施設・避難所等(小学校、保育所)	()				砂防指定地の予定範囲は適当か。また、計画との不整合はないか	
☒ 人家50戸以上 (人家戸数 戸)					必要な調査、資料、図面等が添付されているか	
☐ 耕地30ha以上 (耕地面積 ha)					調査に記入漏れ等はないか	
☐ 港湾又は河口の埋塞防止				【備考】		
全体B/C 〇〇.〇〇	残事業B/C					
上限事業費 百万円	☐	全体計画検討体制の確認 ※ 概略・予備設計等の実施にあたり、該当する技術士(【河川、砂防及び海岸・海洋】分野等)が照査等により関与しているか。氏名 () 登録分野・登録番号 ()				

全体計画書作成にあたり、管理技術者・照査技術者に技術士が関与している場合、名前等記入する。

※技術士【河川、砂防及び海岸・海洋】が業務として本チェックリストを作成する場合に限り、全体計画協議を書面での確認とする。

全体計画チェックリスト

- ・確認できた項目については口をクリックしチェックを入れてください。
- ・対象外の項目についてはB列のセルにリストより『対象外』を選択し表示してください。

【総論・基本方針】	
OK	溪流並びに流域の特性・現状の課題が説明されているか
☒	流域・溪流の形状・地質・植生、溪流や山腹の荒廃状況、過去の土砂災害の履歴など解決すべき課題は明確か。
☒	その課題を確認できる資料は取得済みか(既存の書籍、調査結果、写真等)。
OK	事業の目的(保全すべきもの、抑える現象、被害軽減見込み額)は明確になっているか
☒	保全すべきもの、軽減対象現象など事業の目的は明確か。
☒	被害軽減の見込み額は適切な手法で算定されているか(都道府県独自基準で便益を算出する場合手法を確認。)
OK	計画の規模、期間、設定したB/Cに対する上限事業費は合理的か
☒	保全対象、流域面積等を踏まえた計画の規模・期間は適当か。
☒	便益に対して、適切な上限事業費を設定しているか。(B/Cの設定は適当か(原則2.0として設定※))
☒	直接便益に関係しない附帯構造物や補償等が過大にならないよう計画されているか。
	※保全対象に災害時要援護者施設を含む、或いは高齢化率の高い地域での実施となる場合には確認の上、1.5まで引き下げ可。
OK	土砂災害防止法、移転対策などの取り組みとの整合を考慮しているか
☒	土砂災害防止法の警戒区域等の指定を実施済み、或いは、実施見込みとなっているか。
☒	砂防設備を計画する前提となる土砂災害警戒区域等のソフト対策は実施済み、或いは、実施見込みとなっているか。
OK	計画基準点・補助基準点の位置は適当か
☒	適切な位置に計画基準点を設けているか(保全対象上流・谷の出口・流下区間の下端等)。
☒	溪流の状況を踏まえ、適切に補助基準点を設けているか。
OK	計画捕捉量の算定は適当か
☒	計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2倍～2/3倍であり1/6より急な勾配を採用していないか。
☒	平常時堆砂勾配は現溪床勾配の1/2(上限)となっているか。
【土砂量・流木量算定】	
OK	計画流量は適切か
☒	計画流量は土石流を含む実績流量、ないし実績降雨に基づく適切な統計手法及び流出解析手法を用いているか。
☒	計画雨量の推定・設定方法は適切か。
OK	土砂量の算出方法は適当か(土砂量の調査方法など)
☒	流域面積と土砂量の関係は適当か。
☒	計画規模の土石流によって運搬できる土砂量(運搬可能土砂量)は適当か。
☒	基準点より上流には施設のない状態を想定し土砂量を算出しているか(移動可能土砂量)。
☒	崩壊可能土砂量の算定手法は適当か(崩壊可能土砂量の推定方法は適切か(0次谷を計上しているか))。
☒	移動可能土砂量算定時の堆積深・区間などの想定は類似溪流と比較して適当か(幅、深さ、長さ、範囲)。
☒	移動可能土砂量の算定に当たり、近傍類似溪流のものを含む土石流災害等の分析結果を考慮しているか。
☒	砂防堰堤の対象土砂量としては、移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち小さい値を採用しているか。
☒	計画基準点での対象土砂量は1000m ³ 以上となっているか。
OK	流木量の算出方法は適当か
☒	近傍類似溪流のものを含む流木を伴う土石流災害等の分析結果を考慮しているか。
☒	サンプリング範囲(10m×10m)、位置、箇所数は適当か(樹種毎の区域分けを行っているか)。
☒	流出流木率は適当か(一般に0.8～0.9を用いる)。
OK	最大礫径の設定方法は適当か。
☒	堰堤計画地点の上下流各々200m間での200個以上の礫の諸元測定を行っているか。
☒	想定現象で移動しえない巨岩等を測定していないか。

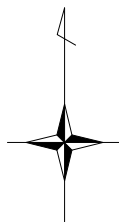
- ・全体計画事前協議時点で、全ての項目にチェックが入っていること。
- ・これら項目についての根拠資料を巻末に添付する。
- ・該当しない項目については、チェック欄の右空欄を該当無しとすること。
- ・土砂法指定が未了の箇所については、指定予定年度を調べておくこと。

【施設配置計画及び施設設計の考え方】	
OK	土砂量・自然環境・景観等を踏まえた配置計画となっているか。
☒	施設の配置・規模は地形・地質等の現場情報の変更に対応できるものとなっているか。
☒	土砂量、土砂移動形態、地形、保全対象、環境等を考慮した施設配置計画となっているか。
☒	公園法、森林法等の法規面及び希少種等の生息や地元の慣行等から、環境・利用について注意すべき点が明らかになっているか。
OK	土石流・流木処理計画の策定は適当か
☒	計画流下許容量は0となっているか(土石流導流堤は流下可)。
☒	計画基準点における土砂整備率を100%とするよう各計画諸量間の整合が図られているか。
☒	堰堤を複数基計画する場合において、特定の施設に整備率の配分が極端に集中していないか。
OK	土砂移動の区間に対応した対策施設の配置、堰堤形式等(透過・不透過)は適当か。
☒	発生区間・流下区間・堆積区間ごとに土砂移動形態に適合した配置計画となっているか。
☒	透過型を選定すべき箇所でも不透過型としていないか。
☒	中詰め土砂の堰堤の場合、外枠被災時の流出被害発生等のおそれについて検討されているか。
OK	砂防設備の配置計画は地形・土地利用状況などを総合的に考慮して決定されているか。
☒	現在及び今後の土地利用を考慮・想定し、補償等を極力回避できるよう配置が検討されているか(道路、溜池、森林管理等)。
OK	除石計画は適当か(管理型)
☒	管理用道路の線形は適当か(既存林道等の活用、起点、終点は妥当か(起点:公道、終点:基本堰堤のりこし))。
☒	1波の土石流の土砂量が適切に推定されており、その土砂量を捕捉できる容量以上が常に確保されている計画となっているか。
OK	溪流保全工の必要性を検討しているか。
☒	地形及び土地利用状況から見て溪流保全工の必要性は明確か(写真及び地形図、縦断図等)。
☒	被害軽減額への溪流保全工の寄与は明確か(断面不足による土砂越流、溪岸・溪床浸食による人家・公共施設への被害等)。
☒	計画断面・流末取付は下流から整備されている河川整備計画等と整合しているか。
☒	河川指定上の管理者が明確か、砂防の管理となる場合に、定期巡視点検実施計画は策定されているか。
OK	管理用道路・工事用道路の整理は適当か
☒	管理用・工事用で区分が明確であるか。
【その他】	
OK	砂防指定地の予定範囲は適当か。また、計画との不整合はないか
☒	砂防指定地を面指定等適切なパターンで指定するための保安林・地権者との事前調整は実施済みであるか。
☒	施設配置計画と砂防指定地の範囲(予定)に乖離はないか。
OK	必要な調書や図面等の参考資料が添付されているか。
☒	調書(別紙1～6)
☒	図面(流域図、平面図、縦断図、堰堤一般図など(A3又はA4版))
☒	土砂量・流木量の算定調書および根拠図面(溪流延長、土砂の堆積幅・深さがわかるもの)
☒	土砂収支図(表)
☒	被害軽減額、上限事業費等の算定調書
☒	説明用写真および写真位置図
☒	紙芝居
OK	調書に記入漏れはないか
☒	記入漏れ等はないか。
OK	【参考】詳細設計時に見込まれる留意点 ※全体計画時は必須ではない
☒	想定土石流流出区間の抽出は適当か(流下区間下端から土砂量が最大となる溪流)。
☒	想定土石流流出区間の移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち小さい値を採用しているか。
☒	土石流の流速、水深の算定に用いる断面位置は適当か。
☒	透過型堰堤の形式を選定している場合、選定の合理性とともにリダンダンシー確保等留意事項が考慮されているか。
☒	透過型堰堤を連続で設ける場合、下流側堰堤の効果の発揮について十分に検討しているか。
☒	管理用道路の線形・配置は長期使用に耐えるものか、それ自体が斜面安定等砂防の効果に寄与できているか。
☒	土捨て場、運搬距離・費用を考慮した除石計画となっているか。

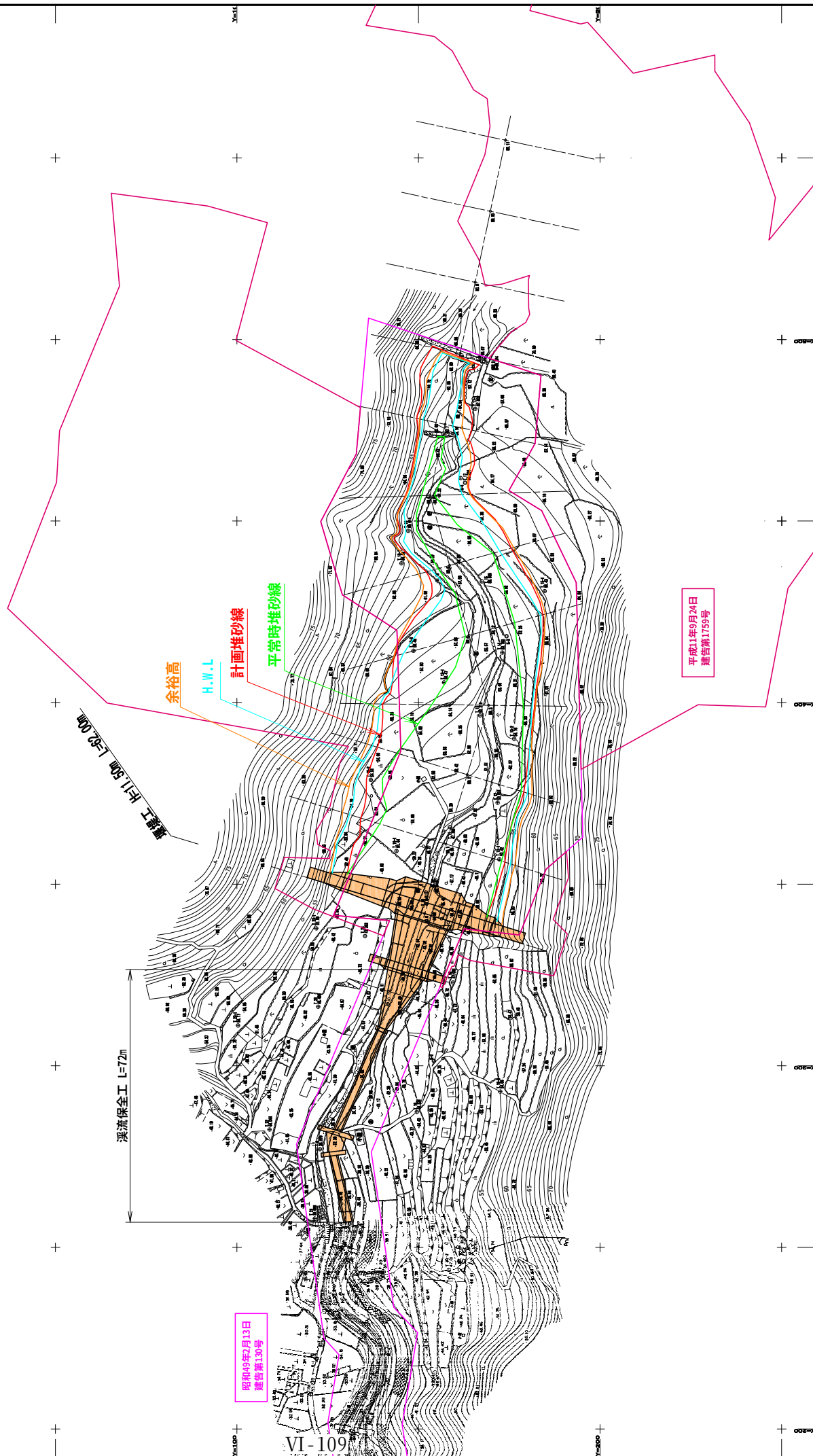
溪流保全工の必要性
 下流流路の流下能力の算定
 縦断勾配、断面等から必要性について検討すること。

施工年度	平成	年度
図面番号	縮尺	1/500
工種	平面図	
種別		
路線名		
河川名		
工事箇所		

広島県



S=1:500



- ・現渓床勾配は、堰堤位置より上流200mの渓床勾配とする。
- ・珙渓床勾配，平常時堆砂勾配，計画堆砂勾配が整合しているか確認すること。
- ・下流渓床保全工の必要性について検討する。

VI-110

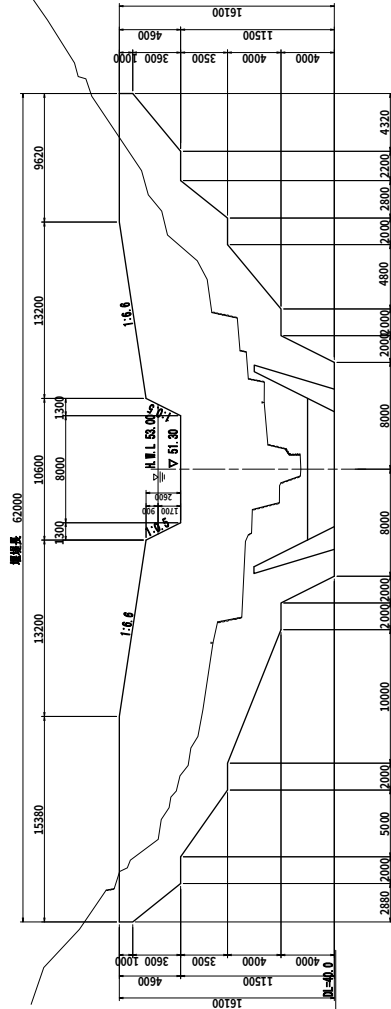
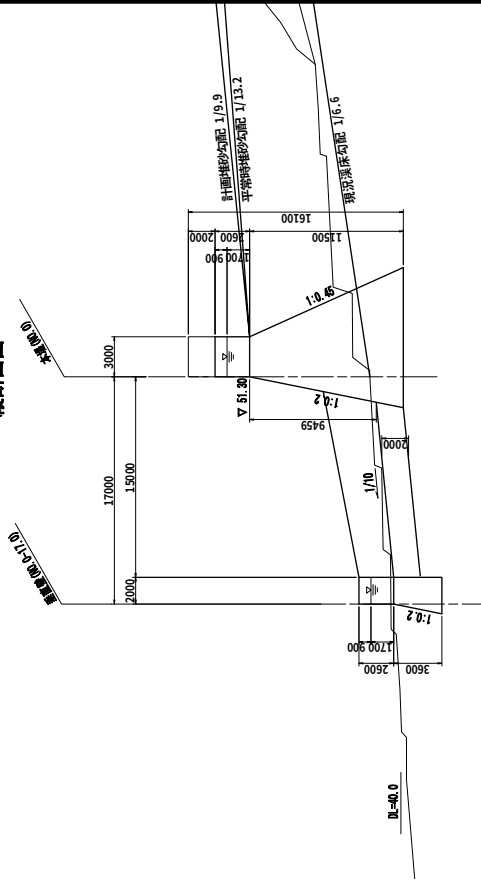
図面番号	縮尺	1:200
工種		
種別		第 1 号
路線名		
工事箇所		
広島県		

砂防堰堤一般図
S=1:200

NO.0

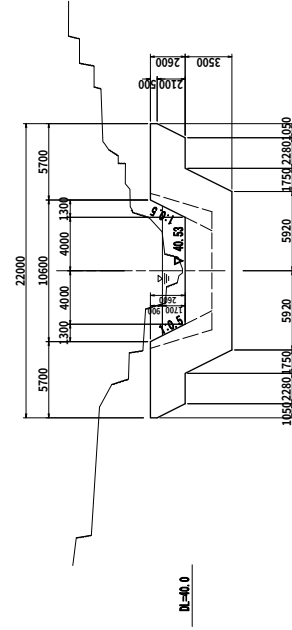
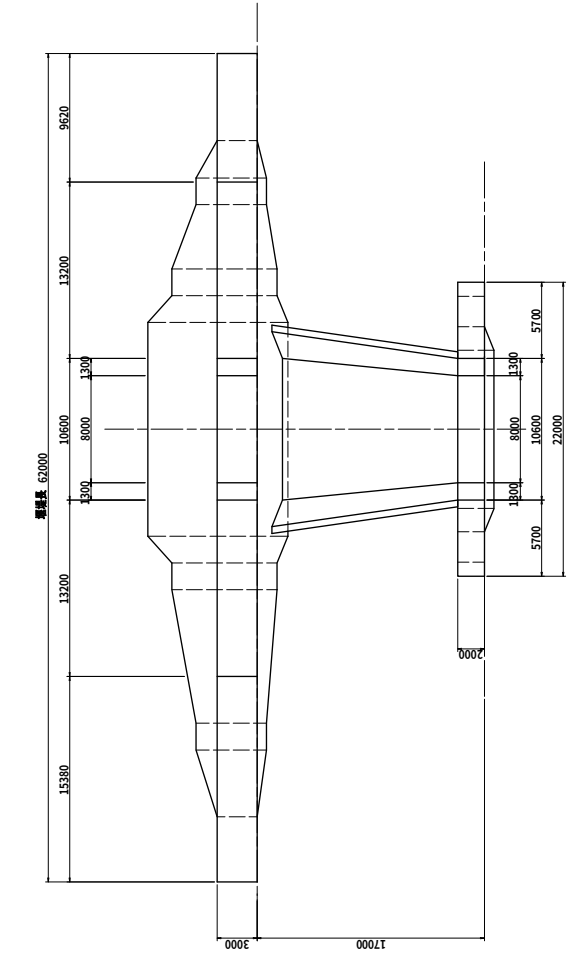
正面図

縦断面図



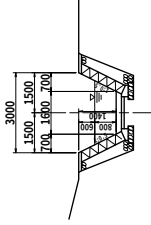
平面図

垂直壁正面図



護岸工標準図

S=1:100



平成〇〇年度

〇級河川 〇〇川水系 〇〇川

広島県〇〇〇〇

砂防工事全体計画書

(根拠資料)

平成〇〇年〇月

広 島 県

目 次

1. ○○川流域概要	
1.1 流域概要	
1.2 土砂災害危険箇所図	
1.3 土砂災害防止区域図	
1.4 用途地域区域図	
1.5 被害想定区域内の県道、鉄道延長根拠図	
1.6 被害想定区域内の人家戸数根拠図	
1.7 主な保全対象写真	
2. 計画流出土砂量	
2.1 計画流出土砂量	
2.2 移動可能土砂量算定	
2.3 運搬可能土砂量算定	
2.4 移動可能土砂量算定根拠図	
2.5 溪流調査結果	
2.6 計画流出土砂量の検証	
3. 1波の土石流により流出すると想定される土砂量	
3.1 1波の土石流により流出すると想定される土砂量算定	
3.2 1波の土石流により流出すると想定される土砂量算定根拠図	
4. 計画流出流木量	
4.1 計画流出流木量算定	
4.2 計画流出流木量算定根拠図	
4.3 立木調査結果	
4.4 計画流出流木量の検証	
5. 最大礫径	
5.1 最大礫径	
5.2 礫径調査範囲図	
5.3 礫径調査結果	
6. 施設配置計画	
6.1 堰堤位置設定根拠図（計画地点の位置、えん堤軸方向）	
7. 効果量の算定	
7.1 効果量算定	
7.2 効果量算定根拠図（縦断図）	
7.3 効果量算定根拠図（横断図）	
7.4 治山堰堤の効果量算定	

8.	土石流、流木整備率	
8.1	施設配置計画一覧	
8.2	土砂収支図	
9.	施設設計（堰堤）	
9.1	平面図	
9.2	縦断面図	
9.3	堰堤一般図	
10.	施設設計（溪流保全工）	
10.1	対象流量	
10.2	断面の検討	
10.3	流下能力の確認	
11.	概算事業費	
11.1	概算事業費の算定	
11.2	数量根拠資料	
12.	その他資料	
12.1	〇〇町の避難場所	
12.2	〇〇川河川整備計画	