

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第2節 対象流量の算定

| 現 行 | 改 定 |
|--|---|
| <p>ページ：9-4-8 3.1.1 土石流ピーク流量の算出</p> <p>平均的なピーク流量と土石流総流量の関係式は以下のとおりである。</p> $Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q$ $\Sigma Q = C_* \times V_{dsp} / C_d$ <p>Q_{sp}：土石流ピーク流量 (m³/s) ΣQ：土石流総流量 (m³/s) V_{dsp}：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) (m³) (1,000 m³を下限値とする) C_d：土石流濃度 C_*：溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度)</p> | <p>平均的なピーク流量と土石流総流量の関係式は以下のとおりである。</p> $Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q$ $\Sigma Q = C_* \times V_{dsp} / C_d$ <p>Q_{sp}：土石流ピーク流量 (m³/s) ΣQ：土石流総流量 (m³) V_{dsp}：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) (m³) (1,000 m³を下限値とする) C_d：土石流濃度 C_*：溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度)</p> |
| <p>ページ：9-4-10 3.1.3 1波の土石流により流出すると想定される土砂量</p> <p>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、本章第2節3.1.1の土石流ピーク流量を求める式(経験式)、及び後述の土石流ピーク流量を求める式(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100,000m³/km²で、24時間雨量又は日雨量が $P_p = 260$ (mm) の場合は、流域面積 1 km²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次式の理論式より求める。ただし、次式は過去の基準に従って設計した砂防堰堤において使用されているものもあるため掲載しているが、新たに設計する砂防堰堤には適用しない。</p> | <p>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、本章第2節3.1.1の土石流ピーク流量を求める式(経験式)、及び後述の土石流ピーク流量を求める式(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100,000m³/km²で、24時間雨量又は日雨量が $P_p = 260$ (mm) の場合は、流域面積 1 km²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次式の理論式より求める。ただし、次式は過去の基準に従って設計した砂防堰堤において使用されているものもあるため掲載しているが、新たに設計する砂防堰堤には適用しない。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

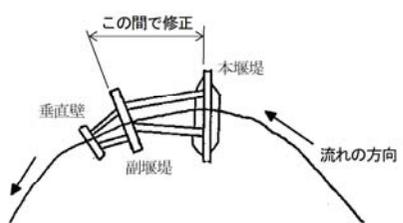
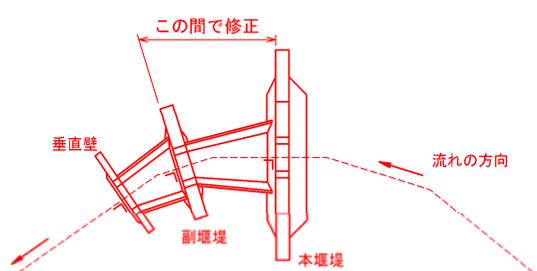
第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|---|
| <p>ページ：9-4-19 1.5.2 透過型砂防堰堤の構造による分類</p> <p>解 説</p> <p>土石流区間における土石流・流木対策型のコンクリートスリット式砂防堰堤は、重力式コンクリート砂防堰堤の水通し部に櫛状にスリットを設け、流下してくる土石流フロントの巨礫によってスリット部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。</p> <p>ページ：9-4-20</p> <p>解 説</p> <p>土石流区間における土石流・流木対策型の鋼管フレーム式砂防堰堤は、水通し部下部に設ける開口部に鋼管フレーム構造の透過部（スリット部）を設置し、流下してくる土石流フロントの巨礫によって透過部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。</p> <p>ページ：9-4-24 2.1 単独の砂防堰堤の位置選定</p> <p>一方、透過型砂防堰堤は、原則、支溪流の合流点付近は避けて配置する。また、できるだけ両岸の斜面が安定している地点とし、斜面上方からの土砂崩壊、土石流、地すべり、雪崩等によって砂防堰堤の安定が損なわれないようにする。</p> <p>やむを得ず合流点付近に透過型砂防堰堤を配置する場合は、透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し、部材構造上不利となるため、偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。</p> | <p>解 説</p> <p>土石流区間における土石流・流木対策型のコンクリートスリット式砂防堰堤は、重力式コンクリート砂防堰堤の水通し部に櫛状にスリットを設け、流下してくる土石流フロント部の巨礫によってスリット部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。</p> <p>解 説</p> <p>土石流区間における土石流・流木対策型の鋼管フレーム式砂防堰堤は、水通し部下部に設ける開口部に鋼管フレーム構造の透過部（スリット部）を設置し、流下してくる土石流フロント部の巨礫によって透過部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。</p> <p>一方、透過型砂防堰堤は、原則、支溪流の合流点付近は避けて配置する。また、できるだけ両岸の斜面が安定している地点とし、斜面上方からの土砂崩壊、土石流、地すべり、雪崩等によって砂防堰堤の安定が損なわれないようにする。やむを得ず合流点付近に透過型砂防堰堤を配置する場合は、透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し、部材構造上不利となるため、偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。</p> <p>また、近年、設計上の外力として見込んでいなかった支溪流から流下してきた巨礫を含む土石流によって、透過型砂防堰堤の鋼製部が損傷する事例が確認されている。そのため、合流点下流に砂防堰堤を計画する場合には、主溪流のみならず、支溪流等から流入する土石流等の外力が作用する可能性についても考慮する。特に土石流・流木の捕捉機能を有する施設については、本章第4節4.5.1に示す「特に外力条件の厳しい現場」に該当する箇所への配置を避け、できるだけ流下・堆積区間に配置することが望ましい。やむを得ず外力条件の厳しい箇所に配置せざるを得ない場合には、支溪流の流域特性も留意して設計するとともに、第2章第5節2に示す最大礫径調査において、調査の対象とする巨礫を適切に判断する。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|--|
| <p>ページ：9-4-25 2.2.1 堰堤軸の方向</p>  <p>図 9-4-15 副堰堤による方向修正</p> |  <p>図 9-4-15 副堰堤による方向修正</p> |
| <p>ページ：9-4-27 3.2.1 水通しの高さ</p> <p>(1) 掃流区間の場合</p> <p>掃流区間に設置する砂防堰堤の対象流量は、本章第2節2.1において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深 (h_3) は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。水通し高は、越流水深に余裕高を加えることで定める。</p> <p>なお、越流水深は3m以下にすることが望ましい。</p> $Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_b^{3/2}$ <p>Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s) C : 流量係数 (0.60~0.66) (一般には0.60を使用する) g : 重力加速度 (9.81m/s²) B_1 : 水通しの底幅 (m) B_2 : 越流水面幅 (m) D_b : 越流水深 (m) m^2 : 袖小口勾配</p> | <p>(1) 掃流区間の場合</p> <p>掃流区間に設置する砂防堰堤の対象流量は、本章第2節2.1において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深 (h_3) は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。水通し高は、越流水深に余裕高を加えることで定める。</p> <p>なお、越流水深は3m以下にすることが望ましい。</p> $Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot h_3^{3/2}$ <p>Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s) C : 流量係数 (0.60~0.66) (一般には0.60を使用する) g : 重力加速度 (9.81m/s²) B_1 : 水通しの底幅 (m) B_2 : 越流水面幅 (m) h_3 : 越流水深 (m) m^2 : 袖小口勾配</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-28</p> <p>(ア) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値</p> <p>対象流量は、本章第2節2.2において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深 (h_3) は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。</p> $Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_0^{3/2}$ <p>Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s) C : 流量係数 (0.60~0.66) (一般には0.60を使用する) g : 重力加速度 (9.81m/s²) B_1 : 水通しの底幅 (m) B_2 : 越流水面幅 (m) D_0 : 越流水深 (m) m^2 : 袖小口勾配</p> <p>袖小口勾配を $m^2=0.5$ とし、$C=0.6$ の場合には次のとおりとなる。</p> $Q \approx (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2}$ | <p>(ア) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値</p> <p>対象流量は、本章第2節2.2において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深 (D_0) は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。</p> $Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_0^{3/2}$ <p>Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s) C : 流量係数 (0.60~0.66) (一般には0.60を使用する) g : 重力加速度 (9.81m/s²) B_1 : 水通しの底幅 (m) B_2 : 越流水面幅 (m) D_0 : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (m) m^2 : 袖小口勾配</p> <p>袖小口勾配を $m^2=0.5$ とし、$C=0.6$ の場合には次のとおりとなる。</p> $Q \approx (0.71 D_0 + 1.77 B_1) D_0^{3/2}$ |
| <p>ページ：9-4-30</p> <p>土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%) 溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることとを基本とする(図 9-4-18参照)。</p> | <p>土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%) 溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする(図 9-4-18参照)。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-34 4.2.1 下流のり勾配</p> <p>重力式コンクリート堰堤の越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、次式には堰堤上流面が傾斜している場合のZangerの地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上、上流のり勾配 (m) が定まらなければ組み込めないため、便宜上Westergaardの近似式を組み込んでいる。Zangerの式による地震時動水圧はWestergaardの近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。</p> <p>ページ：9-4-34 4.2.2 上流のり勾配</p> <p>解 説</p> <p>不透過型及び部分透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、安定計算により本章第3節4.4 に示す安定条件を満足する勾配とする。ただし、のり勾配が1:0.2よりも急勾配で安定条件を満足する場合でも、1:0.2を下限とする。</p> <p>また、透過型砂防堰堤は、砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、透過部が土石流先頭部を流下する巨礫により閉塞され易くし、土砂及び流木の捕捉機能を発揮させるとともに、地震時にも配慮して、上流のり勾配は1:0.2~0.3程度とするのがよい。従って、下流のり勾配は、上流のり勾配を決定した後に、安定計算により定めるものとする。</p> <p>非越流部の上流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。</p> | <p>重力式コンクリート堰堤の非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。なお、次式には堰堤上流面が傾斜している場合のZangerの地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上、上流のり勾配 (m) が定まらなければ組み込めないため、便宜上Westergaardの近似式を組み込んでいる。Zangerの式による地震時動水圧はWestergaardの近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。</p> <p>解 説</p> <p>不透過型及び部分透過型砂防堰堤の上流のり勾配は、安定計算により本章第3節4.4 に示す安定条件を満足する勾配とする。ただし、のり勾配が1:0.2よりも急勾配で安定条件を満足する場合でも、1:0.2を下限とする。</p> <p>また、透過型砂防堰堤は、砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、透過部が土石流先頭部を流下する巨礫により閉塞され易くし、土砂及び流木の捕捉機能を発揮させるとともに、地震時にも配慮して、上流のり勾配は1:0.2~0.3程度とするのがよい。従って、下流のり勾配は、上流のり勾配を決定した後に、安定計算により定めるものとする。</p> <p>越流部の上流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|---|
| <p>ページ：9-4-40 4.3.2 安定計算に用いる設計外力</p> <p>土石流時の堆砂圧は、堆砂面上の土石流重量が上載荷重となり、この上載荷重による土圧を加えた大ききとなる。</p> <p>上載荷重 = $C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$</p> <p>$C_e$: 土圧係数 (0.3 ~ 0.6) $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$</p> <p>$D_d$: 現渓床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)</p> <p>γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>γ_w : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³) $\gamma_w = C_w (\sigma - \rho) g$ (一般に 8.24 kN/m³)</p> <p>γ_s : 水の単位体積重量 $\gamma_s = \rho \cdot g$</p> <p>(堰堤高が 15m未満の場合は 11.77kN/m³程度、15m以上の場合は 9.81kN/m³程度)</p> <p>C_w : 渓床堆積土砂の容積濃度</p> <p>ρ : 水の密度 (kg/m³)</p> <p>σ : 礫の密度 (kg/m³)</p> <p>g : 重力加速度 (m/s²) $g = 9.81\text{m/s}^2$</p> <p>ページ：9-4-42</p> <p>① 砂防堰堤の上流面が傾斜している場合の式 (Zangerの式)</p> <p>$P_x = C \times W_0 \times K \times H$</p> <p>$C = 1/2 \times C_w \times [1/H \times h_x \times (2 - h_x/H) + \{1/H \times 2 - h_x/H\}^{1/2}]$</p> <p>$P_d = 1/2 \times \eta \times C_w \times W_0 \times K \times H^2 \times \sec \theta$</p> <p>$h_d = \lambda \times h_x$</p> <p>$P_x$: 地点の地震時動水圧 (kN/m²)</p> <p>P_d : 貯留水面から x 地点までの全地震時動水圧 (kN/m)</p> <p>W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>K : 設計震度</p> <p>H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)</p> <p>h_x : 貯留水面から x 地点までの水深 (m)</p> <p>C_w : C が最大となるとき (P_x が最大) の C の値 (図 9-4-31 (a) 参照)</p> <p>h_d : x 地点から P_d の作用点までの高さ (m)</p> <p>η、λ : 図 9-4-31 (c) から求められる係数</p> <p>C : 圧力係数</p> | <p>土石流時の堆砂圧は、堆砂面上の土石流重量が上載荷重となり、この上載荷重による土圧を加えた大ききとなる。</p> <p>上載荷重 = $C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$</p> <p>$C_e$: 土圧係数 (0.3 ~ 0.6) $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$</p> <p>$D_d$: 現渓床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)</p> <p>γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>γ_w : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³) $\gamma_w = C_w (\sigma - \rho) g$ (一般に 8.24 kN/m³)</p> <p>γ_s : 水の単位体積重量 (kN/m³) $\gamma_s = \rho \cdot g$</p> <p>(堰堤高が 15m未満の場合は 11.77kN/m³程度、15m以上の場合は 9.81kN/m³程度)</p> <p>C_w : 渓床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度)</p> <p>ρ : 水の密度 (kg/m³) $\rho = 1,200\text{kg/m}^3$程度</p> <p>$\sigma$: 礫の密度 (kg/m³) $\sigma = 2,600\text{kg/m}^3$程度</p> <p>$g$: 重力加速度 (m/s²) $g = 9.81\text{m/s}^2$</p> <p>① 砂防堰堤の上流面が傾斜している場合の式 (Zangerの式)</p> <p>$P_x = C \times W_0 \times K \times H$</p> <p>$C = 1/2 \times C_w \times [1/H \times h_x \times (2 - h_x/H) + \{1/H \times 2 - h_x/H\}^{1/2}]$</p> <p>$P_d = 1/2 \times \eta \times C_w \times W_0 \times K \times H^2 \times \sec \theta$</p> <p>$h_d = \lambda \times h_x$</p> <p>$P_x$: 地点の地震時動水圧 (kN/m²)</p> <p>P_d : 貯留水面から x 地点までの全地震時動水圧 (kN/m)</p> <p>W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)</p> <p>K : 設計震度</p> <p>H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)</p> <p>h_x : 貯留水面から x 地点までの水深 (m)</p> <p>C_w : C が最大となるとき (P_x が最大) の C の値 (図 9-4-31 (a) 参照)</p> <p>h_d : x 地点から P_d の作用点までの高さ (m)</p> <p>η、λ : 図 9-4-31 (c) から求められる係数</p> <p>C : 圧力係数</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|------------------|------|------|------|------|------|------|------------------|------|------|------|------|------|------|---|------------------|----|----|----|----|----|----|----|------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| <p>ページ：9-4-44 4.3.3 安定計算に用いる数値</p> <p>① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56 kN/m³</p> <p>② 透過型砂防堰堤の鋼材の単位体積重量 : 77 kN/m³</p> <p>③ 流水の単位体積重量 (γ_w) : $\gamma_w = \rho \cdot g$ (9.81 ~ 17.65 kN/m³) ただし、堤高(H) \geq 15mのとき 9.81 kN/m³ 堤高(H) < 15mのとき 11.77 kN/m³ を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。</p> <p>④ 堆砂見掛単位体積重量 (W_s) : 14.71 ~ 17.64 kN/m³</p> <p>⑤ 水中堆砂単位体積重量 (平常時) (W_{st}) : $W_{st} = W_s - (1 - \nu) \cdot \gamma_w$</p> <p>⑥ 水中での土砂の水中単位体積重量 (土石流時) (γ_s) : $\gamma_s = C_e \cdot (\sigma - \rho) \cdot g$ (一般に 8.24 kN/m³)</p> <p>⑦ 土石流の単位体積重量 (γ_d) : $\gamma_d = \{\sigma \times C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \times g$ (本章第2節3.3 参照)</p> <p>⑧ 土砂の単位体積重量 (土石流時) (γ_e) : $\gamma_e = C_e \cdot \rho \cdot g$ (透過型・部分透過型砂防堰堤の越流部)</p> <p>⑨ 土石流中の砂礫の単位体積重量 (γ_r) : $\gamma_r = \gamma_d - \gamma_w$</p> <p>⑩ 堆砂空隙率 ($\nu$) : $\nu = (W_{st} - W_s) / W_{st}$ (一般に 0.3 ~ 0.45)</p> <p>⑪ 土圧係数 (C_e) : $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ (0.3 ~ 0.6)</p> <p>⑫ 揚圧力係数 (μ) : 1/3 ~ 1.0 (一般に1/3を用いる場合が多い)</p> <p>⑬ コンクリートのせん断強度 (τ_0) : $f'_{cd} / 5$ (N/mm²) (表 9-4-22参照)</p> <p>⑭ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ_{sa}) : $f'_{ck} / 4 \leq 5.5$ (N/mm²)</p> <p>⑮ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{st}) : $f'_{ct} / 80$ (N/mm²)</p> <p>⑯ コンクリートの許容支圧応力度 (σ_{br}) : $0.3 f'_{ck}$ (N/mm²) f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度</p> <p style="text-align: center;">表 9-4-22 コンクリートの設計圧縮強度 f'_{cd} (N/mm²)</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>設計基準強度 f'_{ck}</td> <td>18</td> <td>24</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>60</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>設計圧縮強度 f'_{cd}</td> <td>13.8</td> <td>18.5</td> <td>23.1</td> <td>30.8</td> <td>40.0</td> <td>53.3</td> </tr> </table> | 設計基準強度 f'_{ck} | 18 | 24 | 30 | 40 | 60 | 80 | 設計圧縮強度 f'_{cd} | 13.8 | 18.5 | 23.1 | 30.8 | 40.0 | 53.3 | <p>① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56 kN/m³</p> <p>② 透過型砂防堰堤の鋼材の単位体積重量 : 77 kN/m³</p> <p>③ 流水の単位体積重量 (γ_w) : $\gamma_w = \rho \cdot g$ (9.81 ~ 17.65 kN/m³) ただし、堤高(H) \geq 15mのとき 9.81 kN/m³ 堤高(H) < 15mのとき 11.77 kN/m³ を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。</p> <p>④ 堆砂見掛単位体積重量 (W_s) : 14.71 ~ 17.64 kN/m³</p> <p>⑤ 水中堆砂単位体積重量 (平常時) (W_{st}) : $W_{st} = W_s - (1 - \nu) \cdot \gamma_w$</p> <p>⑥ 水中での土砂の単位体積重量 (土石流時) (γ_s) : $\gamma_s = C_e \cdot (\sigma - \rho) \cdot g$ (一般に 8.24 kN/m³)</p> <p>⑦ 土石流の単位体積重量 (γ_d) : $\gamma_d = \{\sigma \times C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \times g$ (本章第2節3.3 参照)</p> <p>⑧ 土砂の単位体積重量 (土石流時) (γ_e) : $\gamma_e = C_e \cdot \rho \cdot g$ (透過型・部分透過型砂防堰堤の越流部)</p> <p>⑨ 土石流中の砂礫の単位体積重量 (γ_r) : $\gamma_r = \gamma_d - \gamma_w$</p> <p>⑩ 堆砂空隙率 ($\nu$) : $\nu = (W_{st} - W_s) / W_{st}$ (一般に 0.3 ~ 0.45)</p> <p>⑪ 土圧係数 (C_e) : $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ (0.3 ~ 0.6)</p> <p>⑫ 揚圧力係数 (μ) : 1/3 ~ 1.0 (一般に1/3を用いる場合が多い)</p> <p>⑬ コンクリートのせん断強度 (τ_0) : $f'_{cd} / 5$ (N/mm²) (表 9-4-22参照)</p> <p>⑭ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ_{sa}) : $f'_{ck} / 4 \leq 5.5$ (N/mm²)</p> <p>⑮ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{st}) : $f'_{ct} / 80$ (N/mm²)</p> <p>⑯ コンクリートの許容支圧応力度 (σ_{br}) : $0.3 f'_{ck}$ (N/mm²) f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度</p> <p style="text-align: center;">表 9-4-22 コンクリートの設計圧縮強度 f'_{cd} (N/mm²)</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>設計基準強度 f'_{ck}</td> <td>18</td> <td>21</td> <td>24</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>60</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>設計圧縮強度 f'_{cd}</td> <td>13.8</td> <td>16.1</td> <td>18.5</td> <td>23.1</td> <td>30.8</td> <td>40.0</td> <td>53.3</td> </tr> </table> | 設計基準強度 f'_{ck} | 18 | 21 | 24 | 30 | 40 | 60 | 80 | 設計圧縮強度 f'_{cd} | 13.8 | 16.1 | 18.5 | 23.1 | 30.8 | 40.0 | 53.3 |
| 設計基準強度 f'_{ck} | 18 | 24 | 30 | 40 | 60 | 80 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 設計圧縮強度 f'_{cd} | 13.8 | 18.5 | 23.1 | 30.8 | 40.0 | 53.3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 設計基準強度 f'_{ck} | 18 | 21 | 24 | 30 | 40 | 60 | 80 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 設計圧縮強度 f'_{cd} | 13.8 | 16.1 | 18.5 | 23.1 | 30.8 | 40.0 | 53.3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-45</p> <p>(2) 滑 動</p> <p>堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。</p> $n \leq (f \cdot V + \tau_0 \cdot l) / H$ <p>n：安全率（一般に岩盤基礎の場合は、せん断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模等を考慮してn=4.0としている。しかし、砂礫基礎においては、せん断強度が小さいため、一般に式の$\tau_0 \cdot l$を無視して計算するケースが多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高15m未満とするのが原則で、n=1.2としているが、堰堤高15m以上とする場合は堰堤の規模等を考慮しn=1.5としている。）</p> <p>f：摩擦係数（表 9-4-28 参照）</p> <p>V：単位幅あたり断面に作用する鉛直力（kN/m）</p> <p>H：単位幅あたり断面に作用する水平力（kN/m）</p> <p>τ_0：堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度（kN/m²）（表 9-4-26 参照）</p> <p>l：せん断抵抗を期待できる長さ（堤底長）（m）</p> <p>ページ：9-4-47 4.5.1 構造検討条件</p> <div data-bbox="199 1038 1012 1142" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>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堰堤全体が崩壊につながらないよう、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）の高い構造とすること。</p></div> <p>・特に外力条件の厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性が判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。</p> | <p>(2) 滑 動</p> <p>堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。</p> $n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot l}{H}$ <p>n：安全率（一般に岩盤基礎の場合は、せん断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模等を考慮してn=4.0としている。しかし、砂礫盤基礎においてはせん断強度が小さいため、一般に式の$\tau_0 \cdot l$を無視して計算するケースが多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高15m未満とするのが原則で、n=1.2としているが、堰堤高15m以上とする場合は堰堤の規模等を考慮しn=1.5としている。）</p> <p>f：摩擦係数（表 9-4-28 参照）</p> <p>V：単位幅あたり断面に作用する鉛直力（kN/m）</p> <p>H：単位幅あたり断面に作用する水平力（kN/m）</p> <p>τ_0：堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度（kN/m²）（表 9-4-26 参照）</p> <p>l：せん断抵抗を期待できる長さ（堤底長）（m）</p> <div data-bbox="1227 1038 2040 1142" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>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堰堤全体が崩壊につながらないよう、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）の高い構造とすること。</p></div> <p>・特に外力条件の厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性が判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。</p> <p>・構造の設計に配慮する方法例としては、極めて大きい礫を対象として部材諸元を設計したり、下流部材で捕捉面（機能部材）を支える構造とし、一部の部材が損傷しても構造物全体としての機能を保持できる構造としたりすること等が考えられる。</p> <p>・また、下流部材や天端部の部材を設計する場合に、流下方向に対し凹凸とならない形状とし、透過部を礫が越流しても大きな損傷が生じないような構造とすること等も考えられる。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|--|
| <p>ページ：9-4-52 4.5.6 底版コンクリートの設計</p> <p>砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着とすることが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は砂礫基礎として良いものとする。ただし、安定計算に用いる堆砂圧は水平外力として作用させることから、砂礫盤の場合には底版底面の下端部から作用させ、岩着の場合には底版底面上端部から作用させる（図 9-4-39参照）。</p> <p>ページ：9-4-53 4.6.1 基礎地盤の安定</p> <div data-bbox="203 643 1016 711" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>基礎地盤は、原則として岩盤とする。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。ただし、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。</p></div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤の基礎地盤は、安全性等から岩盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫盤とする場合は堰堤高を15m未満に抑えるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。</p> <p>(1) 地盤支持力</p> <p>堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。しかし、砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとする。</p> <p>なお、平板載荷試験については長期許容支持力に対して評価することとする。ただし、$H \geq 15\text{m}$の砂防堰堤においては、地震時の外力を考慮する平常時についてのみ、短期許容支持力の評価を行うこととする。</p> | <p>砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着とすることが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は砂礫盤基礎として良いものとする。ただし、安定計算に用いる堆砂圧は水平外力として作用させることから、砂礫盤の場合には底版底面の下端部から作用させ、岩着の場合には底版底面上端部から作用させる（図 9-4-39参照）。</p> <div data-bbox="1227 643 2040 711" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>基礎地盤は、原則として岩盤とする。岩着が望めない場合には砂礫盤基礎としても良い。ただし、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。</p></div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤の基礎地盤は、安全性等から岩盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫盤とする場合は堰堤高を15m未満に抑えるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。</p> <p>(1) 地盤支持力</p> <p>堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。しかし、砂礫盤基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとする。</p> <p>なお、平板載荷試験については長期許容支持力度に対して評価することとする。ただし、$H \geq 15\text{m}$の砂防堰堤においては、地震時の外力を考慮する平常時についてのみ、短期許容支持力度の評価を行うこととする。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

現 行

ページ：9-4-54

表 9-4-25 地盤の許容支持力

| 支持地盤の種類 | | 許容支持力 (t/m ²) [kN/m ²] | | 備考 (参考N値) |
|------------|-------------|--|------------|--------------|
| | | 常 時 | 地震時 | |
| 岩 盤 | 亀裂の少ない均一な硬岩 | 100 [981] | 150 [1470] | |
| | 亀裂の多い硬岩 | 60 [588] | 90 [883] | |
| | 軟岩・土丹 | 30 [394] | 45 [441] | |
| 礫 層 | 密なもの | 60 [588] | 90 [883] | |
| | 密でないもの | 30 [294] | 45 [441] | |
| 砂 質 地 盤 | 密なもの | 30 [294] | 45 [441] | 30 ~ 50 |
| | 中位なもの | 20 [196] | 30 [294] | 15 ~ 30 |
| 粘性土 地 盤 | 非常に堅いもの | 20 [196] | 30 [294] | 15 ~ 30 |
| | 堅いもの | 10 [98.1] | 15 [147] | 8 ~ 15 |
| | 中位なもの | 5 [49] | 7.5 [73.5] | 4 ~ 8 |

表 9-4-27 岩級区分

| 岩級区分 | | 記 事 | RQD (%) |
|--------|--------------------|---|----------|
| 硬岩・中硬岩 | C _{II} 級 | 岩塊は新鮮で堅硬。ボーリングではコア長10cm以上。割目も変色は少なく、わずかに黄褐色～黄色を呈する部分。 | 100 ~ 60 |
| | C _{III} 級 | i) ボーリングコアは半棒状～棒状に採取され、岩塊は硬い。割目の変色は褐色～黄褐色～黄色を呈し、多少風化の影響を受けている。 ii) 岩塊は新鮮で堅硬であるが、多少緩んでおり、割目沿いに褐色の変色が認められる部分。 | 60 ~ 0 |
| | C _I 級 | i) 岩塊は礫状ないし岩片状を呈するが、岩塊はおおむね新鮮で硬い。割目の変色は褐色を呈することが多いが、黄褐色～黄色を呈するところも含む。 ii) コアは半棒状～岩片状で、岩塊はほぼ新鮮であっても、割目は著しく変色し茶褐色を呈する部分。 iii) 岩塊は新鮮で堅硬であっても、いわゆる緩んだ岩盤であり、割目は茶褐色に変色している部分。 | 20 ~ 0 |
| 軟岩 | D級 | いわゆるまさ状風化岩。ボーリングではスライム状。著しい断層破砕帯。ボーリングコアで礫状～岩片状を呈して脆く、割目は茶褐色を呈する。 | 20 ~ 0 |

改 定

表 9-4-25 地盤の許容支持力度

| 支持地盤の種類 | | 許容支持力度 (t/m ²) [kN/m ²] | | 備考 (参考N値) |
|------------|-------------|---|------------|--------------|
| | | 常 時 | 地震時 | |
| 岩 盤 | 亀裂の少ない均一な硬岩 | 100 [981] | 150 [1470] | |
| | 亀裂の多い硬岩 | 60 [588] | 90 [883] | |
| | 軟岩・土丹 | 30 [294] | 45 [441] | |
| 礫 層 | 密なもの | 60 [588] | 90 [883] | |
| | 密でないもの | 30 [294] | 45 [441] | |
| 砂 質 地 盤 | 密なもの | 30 [294] | 45 [441] | 30 ~ 50 |
| | 中位なもの | 20 [196] | 30 [294] | 15 ~ 30 |
| 粘性土 地 盤 | 非常に堅いもの | 20 [196] | 30 [294] | 15 ~ 30 |
| | 堅いもの | 10 [98.1] | 15 [147] | 8 ~ 15 |
| | 中位なもの | 5 [49] | 7.5 [73.5] | 4 ~ 8 |

表 9-4-27 岩級区分(参考)

| 岩級区分 | | 記 事 | RQD (%) |
|--------|--------------------|--|---------|
| 硬岩 | B級 | <ul style="list-style-type: none"> ハンマーで叩くと軽い金属音がする。 概ね新鮮だが、亀裂面に沿って若干風化して変色し、褐色を帯びる。 割れ目間隔は5～15cmを主とし、一部は開口している。 ボーリングコアは短柱～棒状で、概ね20cm以下である。 | 70 以上 |
| 中硬岩 | C _{II} 級 | <ul style="list-style-type: none"> ハンマーで叩くと濁音がし、小刀で傷つく程度の硬さである。 割れ目に沿って風化が進行し、長石等是一部変色・変形している。 割れ目が発達し、開口部には一部粘土を挟む。ヘアクラックが発達し、書けやすい。 ボーリングコアは大岩片状で概ね10cm以下、5cm前後のものも多い。 | 25 ~ 75 |
| 中硬岩～軟岩 | C _{III} 級 | <ul style="list-style-type: none"> ハンマーで叩くと軽力で割れ、爪で傷つくこともある。 岩内部の一部を除き風化が進行し、長石、雲母は概ね変質している。 割れ目が多く発達しており、幅は5cm以下、開口部には粘土を挟む。 ボーリングコアは岩片～細片(角礫)状で砕けやすい。 | 0 ~ 50 |
| 軟岩 | C _I 級 | <ul style="list-style-type: none"> ごく脆弱で、ハンマーを用いなくても指で割れて潰れる 岩内部まで風化が進行しているが、岩構造を残しており、石英は未風化で残る。 割れ目が多く、粘土化が進行し、土砂状で密着している。 ボーリングコアは細片状で岩片を残し、指で砕けて粉状になる。 | 0 ~ 25 |
| | D級 | <ul style="list-style-type: none"> 脆弱で、粉状になりやすい。 概ね一様に風化が進行し、まさ土化しているが、僅かに岩片を残す。 粘土化が進行しているため、クラックは発生していない。 ボーリングコアは土砂状を呈する。 | 0 ~ 10 |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-55</p> <p>(3) その他の地盤強度</p> <p>堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするために岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。</p> <p>ページ：9-4-57 4.6.2 基礎処理</p> <p>(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善</p> <p>岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、あるいはグラウト等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。</p> <p>ページ：9-4-58</p> <p>砂礫基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、砂防ソイルセメント置換えや中層混合処理工法、深層混合処理工法等の地盤改良によって支持力の改善を図る場合もある。改良工法は、改良深度、対象地盤の地質、施工ヤード等の条件により適用できる工法が限定されるため、該当する堰堤の諸条件を考慮した上で、適切な工法選定を行うことが望ましい。</p> <p>ページ：9-4-59</p> <p>② 経済性を図るためのカットオフ（節約断面）</p> <p>溪床勾配が一樣に急勾配で良好な岩盤基礎（C₀級以上）の場合、図及び図のように段切りをしてコンクリート量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。砂礫基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。</p> <p>設置幅 b_1 は、安定計算の合力が b_2 に作用し、かつ、活動抵抗の低下、堤体内最大応力度が大きくなりえない範囲で設定し、堤体長 B_1 の50%以上とすることが望ましい。</p> | <p>(3) その他の地盤強度</p> <p>堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするために岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫盤基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。</p> <p>(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善</p> <p>岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、あるいはグラウト等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部を置換プラグ処理により置き換えて補強するのが一般的である。</p> <p>砂礫盤基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、砂防ソイルセメント置換えや中層混合処理工法、深層混合処理工法等の地盤改良によって支持力の改善を図る場合もある。改良工法は、改良深度、対象地盤の地質、施工ヤード等の条件により適用できる工法が限定されるため、該当する堰堤の諸条件を考慮した上で、適切な工法選定を行うことが望ましい。</p> <p>② 経済性を図るためのカットオフ（節約断面）</p> <p>溪床勾配が一樣に急勾配で良好な岩盤基礎（C₀級以上）の場合、図及び図のように段切りをしてコンクリート量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。砂礫盤基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。</p> <p>設置幅 b_1 は、安定計算の合力が b_2 に作用し、かつ、活動抵抗の低下、堤体内最大応力度が大きくなりえない範囲で設定し、堤体長 B_1 の50%以上とすることが望ましい。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

現 行

ページ：9-4-59

基礎反力及び転倒に対する安定は、
図 9-4-45に示す仮想底面 I-I 断面の
基礎幅 (B) によって行う。
滑動に対する安定は、図に示す底
面幅 (B') に生じる鉛直力 (V) によ
り算出される滑動抵抗によって全水平
力を負担するものとする。

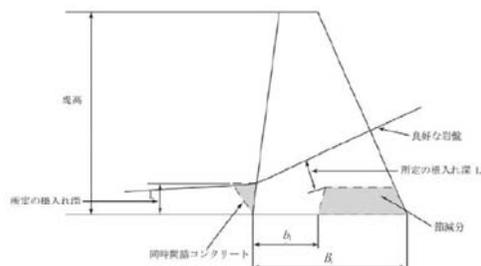


図 9-4-44 経済性を図るためのカットオフ

ページ：9-4-67 4.8.2 袖部の破壊に対する構造計算

(3) 構造計算に用いる数値

袖部の構造計算に用いる数値は、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。
なお、土石流は短期的に作用する荷重であるため、許容応力度は地震等の短期的荷重の影響を考慮した
場合と同様に、割増係数を掛けて1.5倍とする。

- ① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56 kN/m³
- ② コンクリートの摩擦係数 (f) : 0.7
- ③ コンクリートの設計基準強度 (f'_{ck}) : 18N/mm² (高強度コンクリートの場合は21N/mm²)
- ④ コンクリートのせん断強度 (τ_0) : $f'_{ck}/5$ (N/mm²) (表 9-4-22参照)
- (鉄筋で補強する場合のせん断応力度に対し、許容せん断応力度として照査する場合のみ1.5倍)
- ⑤ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ_{ca}) : $f'_{ck}/4$ (N/mm²)
- ⑥ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{ca}') : $f'_{ck}/80$ (N/mm²)
- ⑦ コンクリートの許容付着応力度 (τ_{oa}) : 表9-4-33参照 これに拠らない場合は別途設定
- ⑧ 鉄筋の許容引張応力度 (σ_{sa}) (空中) : 196 N/mm² (鉄筋コンクリート用棒鋼SD345の場合)

表 9-4-33 コンクリートの許容付着応力度 τ_{oa} (N/mm²)

| | | | | |
|------------------|-----|-----|-----|-----|
| 設計基準強度 f'_{ck} | 18 | 21 | 24 | 27 |
| 異形棒鋼 | 1.4 | 1.4 | 1.6 | 1.7 |

改 定

基礎反力及び転倒に対する安定は、
図 9-4-45に示す仮想底面 I-I 断面の
基礎幅 (B) によって行う。
滑動に対する安定は、図に示す底
面幅 (B') に生じる鉛直力 (V) によ
り算出される滑動抵抗によって全水
平力を負担するものとする。

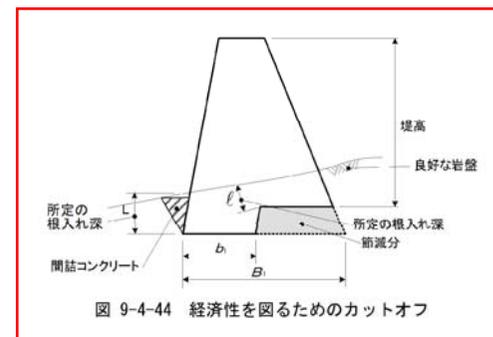


図 9-4-44 経済性を図るためのカットオフ

(3) 構造計算に用いる数値

袖部の構造計算に用いる数値は、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。
なお、土石流は短期的に作用する荷重であるため、許容応力度は地震等の短期的荷重の影響を考慮した
場合と同様に、割増係数を掛けて1.5倍とする。

- ① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56 kN/m³
- ② コンクリートの摩擦係数 (f) : 0.7
- ③ コンクリートの設計基準強度 (f'_{ck}) : 18N/mm² (高強度コンクリートの場合は21N/mm²)
- ④ コンクリートのせん断強度 (τ_0) : $f'_{ck}/5$ (N/mm²) (表 9-4-22参照)
- (鉄筋で補強する場合のせん断応力度に対し、許容せん断応力度として照査する場合のみ1.5倍)
- ⑤ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ_{ca}) : $f'_{ck}/4$ (N/mm²)
- ⑥ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{ca}') : $f'_{ck}/80$ (N/mm²)
- ⑦ コンクリートの許容付着応力度 (τ_{oa}) : 表9-4-33参照 これに拠らない場合は別途設定
- ⑧ 鉄筋の許容引張応力度 (σ_{sa}) : 157 N/mm² (異形棒鋼SD295の場合 (標準)、水に接する部材)

表 9-4-33 コンクリートの許容付着応力度 τ_{oa} (N/mm²)

| | | | | |
|------------------|-----|-----|-----|-----|
| 設計基準強度 f'_{ck} | 18 | 21 | 24 | 27 |
| 異形棒鋼 | 1.4 | 1.4 | 1.6 | 1.7 |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-69</p> <p>必要鉄筋量を満たす鉄筋等は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば幾種類もの組み合わせとなるが、次式に示す単位幅あたりのコンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討する。なお、鉄筋等の公称断面積A_f、公称周長L_f、公称直径ϕは標準的に定められている数値（JIS G 3112）を使用し、計算で求められた鉄筋径のうち最大径のものを使用する。</p> <p>ページ：9-4-70</p> <p>④ 鉄筋長</p> <p>鉄筋長は、袖天端部の鉄筋のかぶり厚、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径（D_{60}）のうち大きい方の値、及び堤体本体への定着長を考慮して決定する。</p> <p>鉄筋は、その強度を十分発揮させるため、鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう、堤体本体に確実に定着しなければならない。堤体及び袖部への定着長は下記より求められる値を比較し、大きい方の値とする。なお、定着長は10cm単位で切り上げるものとする。</p> <p>① $20 \cdot D'$</p> <p>② $L_a = \sigma_{ss} / 4 \cdot \tau_{0a}$</p> <p>$D'$：鉄筋径（mm） L_a：必要定着長（重ね継手長）（mm） σ_{ss}：鉄筋の許容引張応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²） τ_{0a}：コンクリートの許容付着応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²）</p> | <p>必要鉄筋量を満たす鉄筋等は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば幾種類もの組み合わせとなるが、次式に示す単位幅あたりのコンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討する。なお、鉄筋等の公称断面積A_f、公称周長L_f、公称直径ϕは標準的に定められている数値（JIS G 3112）を使用し、計算で求められた鉄筋径のうち最大径のものを使用して鉄筋本数の低減を図る。</p> <p>④ 鉄筋長</p> <p>鉄筋長は、袖天端部の鉄筋のかぶり厚、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径（D_{60}）のうち大きい方の値、及び堤体本体への定着長を考慮して決定する。</p> <p>鉄筋は、その強度を十分発揮させるため、鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう、堤体本体に確実に定着しなければならない。堤体及び袖部への定着長は下記より求められる値を比較し、大きい方の値とする。なお、定着長は10cm単位で切り上げるものとする。</p> <p>① $20 \cdot D'$</p> <p>② $L_a = (\sigma_{ss} / 4 \cdot \tau_{0a}) \times D'$</p> <p>$D'$：鉄筋径（mm） L_a：必要定着長（重ね継手長）（mm） σ_{ss}：鉄筋の許容引張応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²） τ_{0a}：コンクリートの許容付着応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²）</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

現 行

ページ：9-4-72 4.8.4 袖折れ

堰堤軸を折り曲げた場合、曲げ角 (θ) に応じ、袖天端勾配は通常設ける袖勾配と計画堆砂勾配との合成勾配とする。この場合、袖高が高くなり不安定になる場合があるので、安定計算を行い、堰堤本体を補強する等配慮すること。袖高が5mとなった時点で水平と計画堆砂勾配との合成勾配とする。できる限り、袖折れ点を水平区間に計画するようにすることが、構造、施工、数量計算等有利といえる。

また、袖折れ部が長くなる場合には、袖高が高くなることが予想されるので、この場合は土石流等の拡がり方等を考慮して、計画堆砂勾配の範囲を調整することもできる。

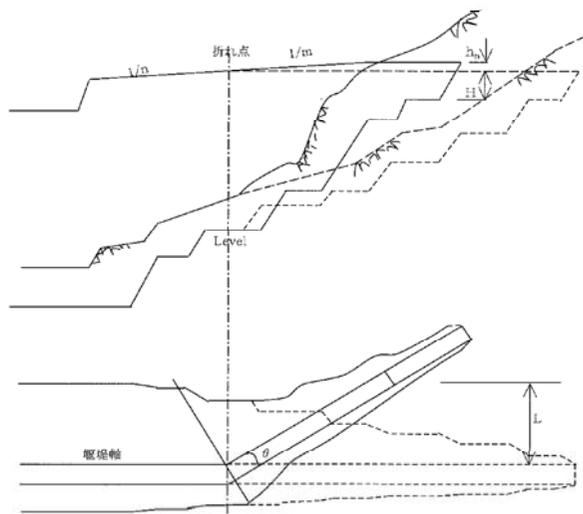


図 9-4-55 砂防堰堤の袖折れ

改 定

堰堤軸を折り曲げた場合、袖天端勾配は曲げ角 (θ) に応じ、土石流区間に設置する堰堤の場合は、現溪床勾配と計画堆砂勾配との合成勾配 ($1/I'$) とする。この場合、袖高が高くなり不安定になる場合があるので、安定計算を行い、堰堤本体を補強する等配慮すること。袖高が5mとなった時点で水平と計画堆砂勾配との合成勾配 ($1/I''$) とする。できる限り、袖折れ点を床付面の水平区間に計画し、かつ堤体段切り部の上下流のり勾配に影響が生じないように、袖折れ点付近の袖天端には水平区間を設けることが、構造、施工、数量計算等有利といえる。

また、袖折れ部が長くなる場合には、袖高が高くなることが予想されるので、この場合は堰堤上流側の地形、土石流等の拡がり方、計画堆砂勾配や範囲、設計水深等を考慮し、袖部を越流する可能性について検討した上で、袖高5m以上の袖天端の勾配や袖高を上記に拠らずに決定することもできる。

$$I' = \frac{I \cdot i}{i \cdot \cos \theta + I \cdot \sin \theta}$$

$$I'' = \frac{I}{\cos \theta}$$

左図にて、 $a = c \cdot \cos \theta$ 、 $b = c \cdot \sin \theta$ 、 $a' = c' \cdot \cos \theta$ であるから、

$$\frac{c}{I'} = \frac{a}{I} + \frac{b}{i}$$

$$= \frac{c \cdot \cos \theta}{I} + \frac{c \cdot \sin \theta}{i}$$

$$\frac{1}{I'} = \frac{\cos \theta}{I} + \frac{\sin \theta}{i}$$

$$\therefore I' = \frac{I \cdot i}{i \cdot \cos \theta + I \cdot \sin \theta}$$

$$\frac{c'}{I''} = \frac{a'}{I} = \frac{c' \cdot \cos \theta}{I}$$

$$\frac{1}{I''} = \frac{\cos \theta}{I}$$

$$\therefore I'' = \frac{I}{\cos \theta}$$

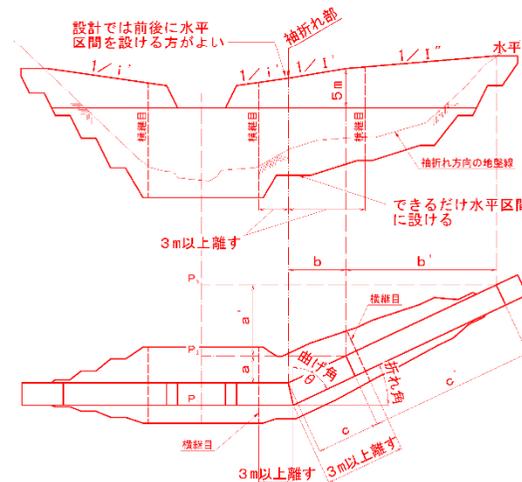


図 9-4-55 砂防堰堤の袖折れ

ここで、
 i : 現溪床勾配
 i' : 通常設ける袖天端の勾配 (整数分の1とした勾配)
 I : 計画堆砂勾配
 I' : 袖高5m以下の袖折れ部の勾配
 I'' : 袖高5mより高い袖折れ部の勾配
 θ : 袖折れ部の曲げ角 ($45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$)
 ※稀流区間の場合、 $i' = I'$ とする。

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設的设计

第3節 砂防堰堤的设计

現 行

ページ：9-4-74 5.1.2 透過型砂防堰堤の前庭保護工

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は溪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、捕捉された土石流による洗堀が予想される場合、及び透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造等には、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、捕捉された土石流による洗堀が予想される場合とは、透過部が閉塞して落差が生じた際に、後続流が越流部の底版コンクリート外に落下し、堰堤前面の河床が洗堀する恐れがある場合であり、この場合には図 9-4-56のフローに従って前庭保護工を設置する。土石流の落下位置は、次式により算出する。

$$L_1 = (2H/g)^{1/2} \cdot U$$

L_1 ：スリット前面位置からの落下距離 (m)

H ：底版コンクリートを除いた開口部の高さ (m)

U ：流速 (m/s) (設計外力で用いた流速の50%とする)

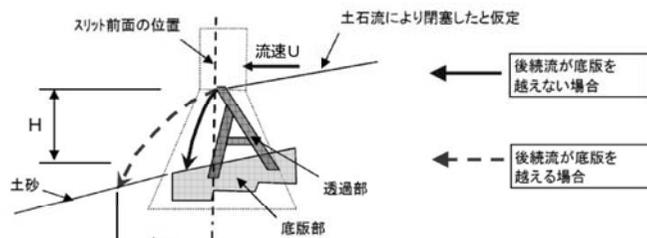


図 9-4-57 透過型砂防堰堤の後続流の落下位置

改 定

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は溪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、捕捉された土石流による洗堀が予想される場合、及び透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造等には、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。副堰堤等による減勢工については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、捕捉された土石流による洗堀が予想される場合とは、透過部が閉塞して落差が生じた際に、後続流が越流部の底版コンクリート外に落下し、堰堤前面の河床が洗堀する恐れがある場合であり、この場合には図 9-4-56のフローに従って前庭保護工を設置する。土石流の落下位置は、次式により算出する。

$$L_1 = \sqrt{2H/g} \cdot U$$

L_1 ：鋼管フレーム下流端位置からの落下距離 (m)

H ：底版コンクリートを除いた開口部の高さ (m)

U ：流速 (m/s) (設計外力で用いた流速の50%とする)

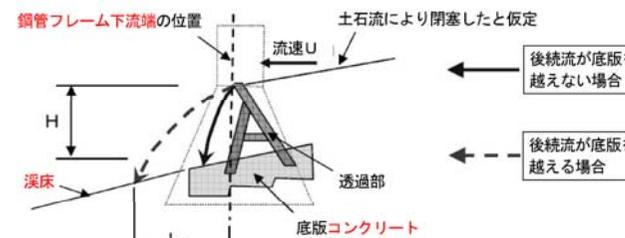


図 9-4-57 透過型砂防堰堤の後続流の落下位置

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設的设计

第3節 砂防堰堤的设计

現 行

ページ : 9-4-82 5.4.2 水叩き長さ

小規模溪流であって、支溪流の合流がない溪流に設置する砂防堰堤においては、水叩き長は本章第3節5.3.1(2)に示す半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤下流側の侵食に対応する必要がある。

なお、堰堤計画箇所が湾曲部であり、副堰堤による方向修正を行う場合の水叩きの長さは、図9-4-66に示すとおり長さが短い内湾側で確保する。

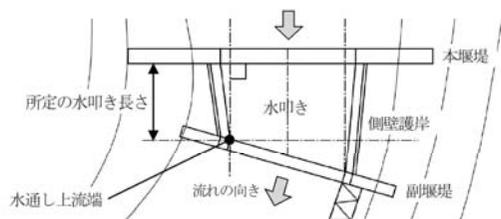


図 9-4-66 湾曲部における水叩きの長さ

ページ : 9-4-82 5.5.1 本体

垂直壁の水通し断面は本堰堤の考え方に従い、下流端で現溪床面に擦り付けなければならない。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅は水叩き厚さの最低厚さである0.7m、上限は本堰堤の天端幅とする。

垂直壁の高さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定めるものであるが、水叩き下面より1.5m以上とすることを標準とする。

垂直壁下流面には法勾配をつけ、勾配は1:0.2とする。上流面は直とする。

また、水叩き基礎地盤が軟岩～節理の多い硬岩の場合に水叩き厚さを0.7mまで減じた場合は、天端幅も0.7mとする。

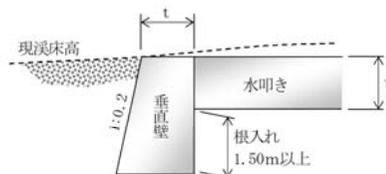


図 9-4-67 垂直壁

改 定

小規模溪流であって、支溪流の合流がない溪流に設置する砂防堰堤においては、水叩き長は本章第3節5.3.1(2)に示す半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤下流側の侵食に対応する必要がある。

なお、堰堤計画箇所が湾曲部であり、副堰堤による方向修正を行う場合の水叩きの長さは、図9-4-66に示すとおり長さが短い内湾側で確保する。

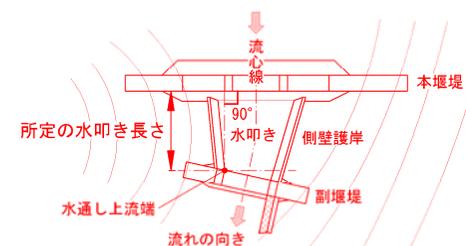


図 9-4-66 湾曲部における水叩きの長さ

垂直壁の水通し断面は本堰堤の考え方に従い、下流端で現溪床面に擦り付けなければならない。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅は水叩き厚さの最低厚さである0.7m、上限は本堰堤の天端幅とする。

垂直壁の高さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定めるものであるが、水叩き下面より1.5m以上とすることを標準とする。ただし、基礎地盤が岩盤の場合は本堰堤に準ずるものとする。

垂直壁下流面には法勾配をつけ、勾配は1:0.2とする。上流面は直とする。

また、水叩き基礎地盤が軟岩～節理の多い硬岩の場合に水叩き厚さを0.7mまで減じた場合は、天端幅も0.7mとする。

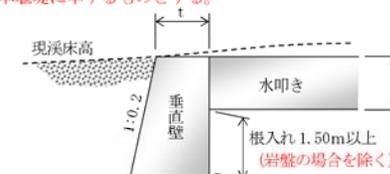


図 9-4-67 垂直壁

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

現 行

ページ：9-4-87 5.7 側壁護岸

- ① 側壁護岸の基礎の平面位置は、水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。
- ② 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と等高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし、下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。

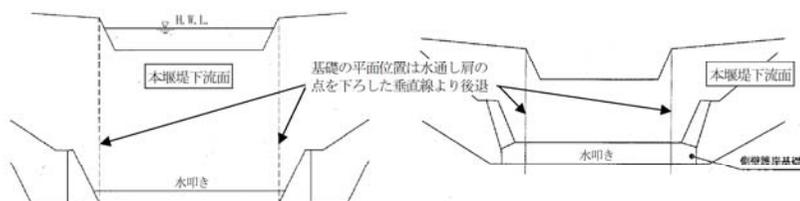


図 9-4-71 側壁護岸の平面位置

- ③ 側壁護岸の材質は、流下砂礫の衝撃等に対して安全堅固とするため、コンクリートとすることが一般的であるが、コンクリートよりも堅固といえる岩盤等が露頭している場合は、側壁護岸は設けない。
- ④ 側壁護岸の川表側法勾配は1：0.5を標準とする。
- ⑤ 側壁護岸の構造は、安定計算を行う。もたれ式護岸の場合の川裏側法勾配は、安定計算により決定する。川裏側安定性は、転倒・滑動・支持力の3安定とし、水叩工等による受動側の力は無視する。また、地下水位が高い場合は水抜き孔を設け、水圧・浮力は考慮しない。

改 定

- ① 側壁護岸の基礎の平面位置は、水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。**ただし、土石流・流木処理計画を満足する溪流の最下流の堰堤において、土石流ピーク流量に対して袖高（水通し断面の高さ）を高くして対処する場合はこの限りでなく、設計流量に対する本来の水通し断面における肩の点を下ろした垂直線より後退させれば良い。**
- ② 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と等高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし、下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。

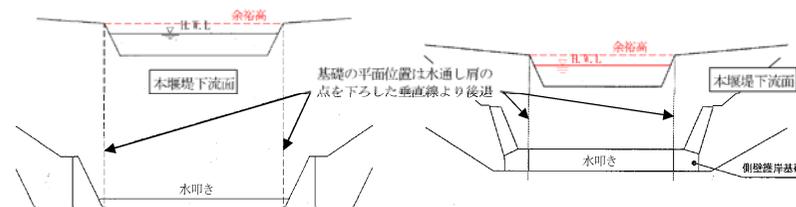


図 9-4-71 側壁護岸の平面位置

- ③ 側壁護岸の材質は、流下砂礫の衝撃等に対して安全堅固とするため、コンクリートとすることが一般的であるが、コンクリートよりも堅固といえる岩盤等が露頭しており、**副堰堤や垂直壁に擦り付けることができる位置に露頭している場合は、側壁護岸は設けなくても良い。**
- ④ 側壁護岸の川表側法勾配は1：0.5を標準とする。
- ⑤ 側壁護岸の構造は、安定計算により決定する。もたれ式護岸の場合の川裏側法勾配は、「**道路土工・擁壁工指針**」のもたれ式擁壁に準拠して決定する。**安定性の照査は、転倒・滑動・支持力の3安定とし、水叩工等による受動側の力は無視する。また、地下水位が高い場合は水抜き孔を設け、水圧・浮力は考慮しない。**

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

現 行

ページ：9-4-90 6.1.1 横継目の設計

砂防堰堤のブロック割は下記の2つの条件によって定まるが、一般的な間隔として横継目間隔は9～15mを標準とし、横継目は水通し肩から天端幅以上離れた位置に設置する。また、段切り勾配部には設置しないことが望ましく、やむを得ず設置する場合は地山側に1m以上の小段を設置し、小段部に設置する場合は法尻から1m程度離して設置する。

- ・コンクリートの硬化時の水和熱に起因する温度ひび割れの発生防止
- ・コンクリートの打設設備の能力から定まる一日あたりのコンクリート打設量による制約

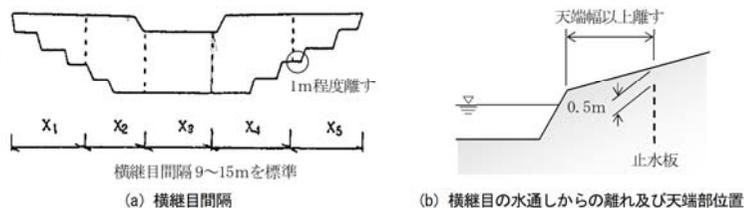


図 9-4-76 横継目間隔及び位置

横継目は漏水、浸透の経路となる可能性が高いことから、劣化防止の観点を加え、横継目は止水板により止水処理を施さなければならない。止水板は幅300mm、厚さ7mmの塩化ビニル製を使用し、越流部、非越流部それぞれについて図 9-4-76 (b) 及び図 9-4-77 に示す位置に設置する。

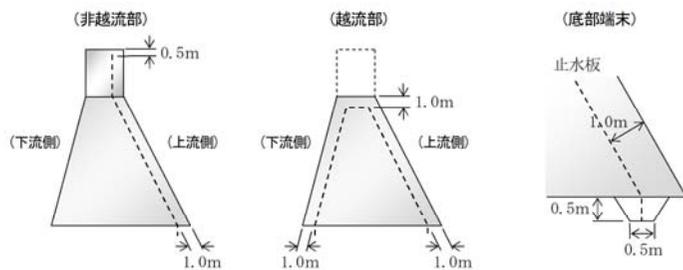


図 9-4-77 止水板の設置位置

改 定

砂防堰堤のブロック割は下記の2つの条件によって定まるが、一般的な間隔として横継目間隔は9～15mを標準とし、**非越流部に設置する場合**、横継目は水通し肩から天端幅以上離れた位置に設置する。また、段切り勾配部には設置しないことが望ましく、やむを得ず設置する場合は地山側に1m以上の小段を設置し、小段部に設置する場合は法尻から1m程度離して設置する。

- ・コンクリートの硬化時の水和熱に起因する温度ひび割れの発生防止
- ・コンクリートの打設設備の能力から定まる一日あたりのコンクリート打設量による制約

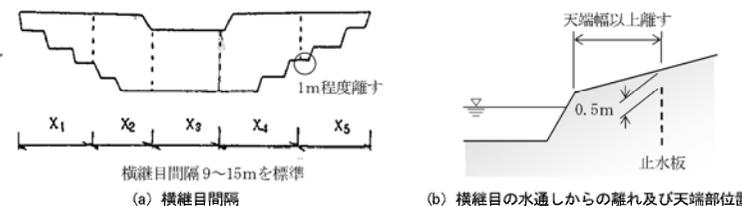


図 9-4-76 横継目間隔及び位置

横継目は漏水、浸透の経路となる可能性が高いことから、劣化防止の観点を加え、横継目は止水板により止水処理を施さなければならない。止水板は幅300mm、厚さ7mmの塩化ビニル製を使用し、越流部、非越流部それぞれについて図 9-4-76 (b) 及び図 9-4-77 に示す位置に設置する。**設置位置は堤体上下流面から1.0mを基本とし、残存型枠の使用や既設堰堤の増厚等、施工条件により0.5～1.0m程度としても良い。**

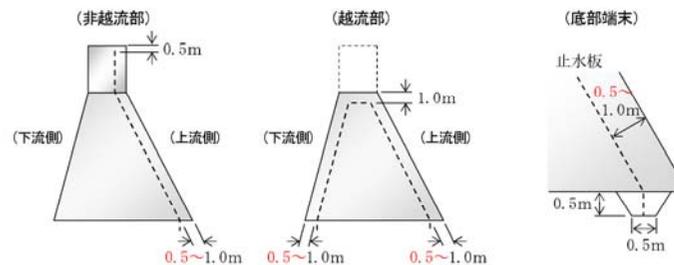


図 9-4-77 止水板の設置位置

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-91 6.2.1 リフト高及び打設量</p> <p>1回のリフト高は0.75m～2.0mとし、基礎面が岩盤の場合や、やむを得ず長い日数にわたって打ち止めていたコンクリートに打継ぐ場合は、1段目はハーフリフト（0.5m程度以上）とする。</p> <p>ページ：9-4-92 6.2.2 打設順序</p> <p>(1) 本堰堤の打設順序</p> <p>本堰堤は下記を考慮して横継目及び水平打継目の位置、打設順序等を決定し、打設計画を検討する。</p> <ul style="list-style-type: none">・最下段の床付面を最初に打設する。・水通し部は、常に左右岸のブロックよりも低くなるよう打設する。・隣接ブロックの高低差は、堰堤軸方向で8リフト以内とする。上下流方向にブロックを分ける場合は、4リフト以内とする。 | <p>1回のリフト高は0.75m～2.0mとし、基礎面が岩盤の場合や、やむを得ず長い日数にわたって打ち止めていたコンクリートに打継ぐ場合は、1段目はハーフリフト（0.5m程度以上）とする。</p> <p>(1) 本堰堤の打設順序</p> <p>本堰堤は下記を考慮して横継目及び水平打継目の位置、打設順序等を決定し、打設計画を検討する。</p> <ul style="list-style-type: none">・最下段の床付面を最初に打設する。・水通し部は、常に左右岸のブロックよりも低くなるよう打設する。・隣接ブロックの水平打継目の高低差は、堰堤軸方向で8リフト以内とする。上下流方向にブロックを分ける場合は、4リフト以内とする。・透過型砂防堰堤の場合、非越流部の堤体コンクリートと越流部の底版コンクリートは別構造であり、隣接ブロックとして扱わないが、水替え等の施工条件からやむを得ない場合を除き、極端な高低差が生じないよう打設する。 |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

現 行

ページ : 9-4-92

(2) 前庭保護工との打設順序

前庭保護工を有する砂防堰堤の施工は、本堤の水通し部が現溪床高程度まで打ち上がった時点で垂直壁の打設を行い、次に側壁護岸、水叩きの順序で打設し、前庭保護工完了後に本堤を引き続き打設する順序（図 9-4-78に ①→②→③→④→⑤ で示す順序）で行うことが望ましい。

水叩きは、基本的に水平打継ぎはせず、やむを得ず打継面を設ける場合は、鉛直打継面として目地を設ける。また、側壁護岸工と水叩き天端面を同高で打継がない。

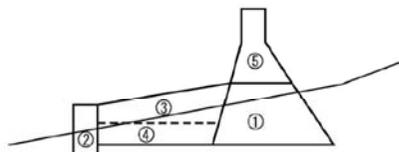


図 9-4-78 前庭保護工との施工順序

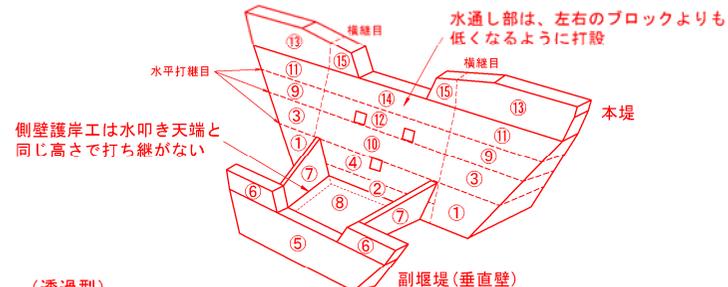
改 定

(2) 前庭保護工との打設順序

前庭保護工を有する砂防堰堤の施工は、本堤の水通し部が現溪床高程度まで打ち上がった時点で垂直壁の打設を行い、次に側壁護岸、水叩きの順序で打設し、前庭保護工完了後に本堤を引き続き打設する順序（図 9-4-78に ①から順に示す順序）で行うことが望ましい。

水叩きは、厚さが表 9-4-36に示すリフト高以下となる場合には基本的に水平打継ぎはせず、やむを得ず打継面を設ける場合は、鉛直打継面として目地を設ける。また、側壁護岸工は水叩き天端面と同高で打継がない。

(不透過型(部分透過型))



(透過型)

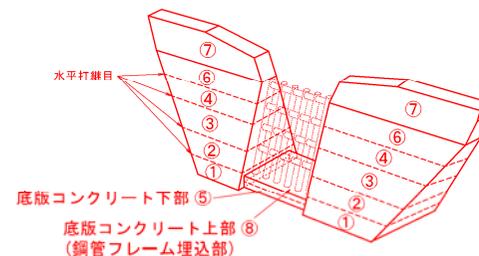
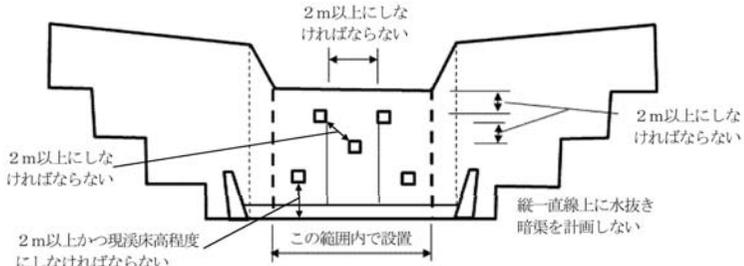
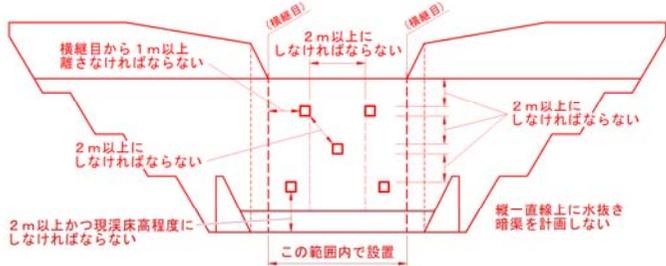


図 9-4-78 前庭保護工との打設順序例

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-94 6.4.1 形状</p> <p>6.4.1 形状</p> <p>水抜き暗渠は、本章第1節2.2に示すとおり、治山施設との区別化を図るため矩形とし、その大きさは0.3m～1.0m程度とする。ただし、溪流の流出する土砂粒径等も考慮する。</p> <p>材質は、形状、施工性、耐久性等を考慮し、ボックスカルバートを基本とする。</p> <p>6.4.2 配置</p> <p>水抜き孔から流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないように、水通し底幅以内に配置するものとする。</p> <p>水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり、芋串状に配置すると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また、同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下左右方向に千鳥配置を基本とする（図9-4-80参照）。水通し底幅内に横継目を設置する場合は、横継目から1m以上離して配置する。</p> <p>山脚固定を目的とする砂防堰堤は、早く自然閉塞させるために小さくすることが一般的である。また、流出する土砂礫の粒径によって大きさを調整し、土砂礫の突出による下流域での被害や溪流環境悪化を防止する。</p>  <p>図 9-4-80 水抜き暗渠の配置</p> | <p>ページ：9-4-95 6.4.1 形状</p> <p>6.4.1 形状</p> <p>水抜き暗渠の形状は矩形（四角形）とし、治山施設（円形）との区別化を図る。しかし、堰堤構造等から矩形が好ましくない場合においては、吐き出し口のみ矩形となるよう対応する。大きさは0.3m～1.0m程度とする。ただし、溪流の流出する土砂粒径、施工時の仮水路工の流量等も考慮する。</p> <p>材質は、形状、施工性、耐久性等を考慮し、ボックスカルバートを基本とする。</p> <p>6.4.2 配置</p> <p>水抜き暗渠から流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないように、水通し底幅以内に配置するものとする。</p> <p>水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり、芋串状に配置すると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また、同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下左右方向に千鳥配置を基本とする（図9-4-80参照）。水通し底幅内に横継目を設置する場合は、横継目から1m以上離して配置する。</p> <p>山脚固定を目的とする砂防堰堤は、早く自然閉塞させるために小さくすることが一般的である。また、流出する土砂礫の粒径によって大きさを調整し、土砂礫の突出による下流域での被害や溪流環境悪化を防止する。</p>  <p>図 9-4-80 水抜き暗渠の配置</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第3節 砂防堰堤の設計

現 行

ページ：9-4-97 7.3.1 管理用施設

(1) 適 用

管理用道路の構造規格は、林道自動車道2級に準ずる（林道規程による）。なお、林道自動車道2級の縦断勾配は表 9-4-37に示すとおりである。

表 9-4-37 縦断勾配（林道規程 P.137より）

| 区分 設計速度 (km/h) | 1級 | | | | 2級 | | 3級 | |
|----------------------|--------|-----|--------|-----|----|------------|----|------------|
| | 2車線のもの | | 1車線のもの | | 標準 | 特例値 | 標準 | 特例値 |
| | 標準 | 特例値 | 標準 | 特例値 | | | | |
| 40 | 7 | 10 | 7 | 10 | — | — | — | — |
| 30 | 9 | 12 | 9 | 12 | 9 | — | — | — |
| 20 | 9 | 12 | 9 | 14 | 9 | (16) 14 | 9 | (18) 14 |

改 定

ページ：9-4-98 7.3.1 管理用施設

(1) 適 用

管理用道路の構造規格は、**原則**、林道自動車道2級に準ずる（林道規程による）。なお、林道自動車道2級の縦断勾配は表 9-4-37に示すとおりである。

ただし、林道自動車道2級に準じた道路規格とすると、大規模な地形変化や長距離の迂回が生じる場合はこの限りではなく、**除石（流木の除去を含む）**が必要な計画捕捉量及び計画堆積量に応じた現実的な管理用車両を設定し、その能力に応じた規格の道路を設置できるものとする。

表 9-4-37 縦断勾配

| 区分 設計速度 (km/h) | 1級 | | | | 2級 | | 3級 | |
|----------------------|--------|-----|--------|-----|----|------------|----|------------|
| | 2車線のもの | | 1車線のもの | | 標準 | 特例値 | 標準 | 特例値 |
| | 標準 | 特例値 | 標準 | 特例値 | | | | |
| 40 | 7 | 12 | 9 | 12 | — | — | — | — |
| 30 | 9 | 12 | 9 | 12 | 9 | — | — | — |
| 20 | 9 | 12 | 9 | 12 | 9 | (14) 12 | 9 | (18) 14 |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第4節 既設砂防堰堤の改良

現 行

ページ：9-4-100 2.2 嵩上げの型式

解 説

下流面腹付け工法は、堆砂地は現状のまま簡易な水替えて施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向になり応力上良好とは言えない。

上流面腹付け工法は、施工上、堆砂敷内の土砂を除去する必要があり、施工ヤードを確保するために転流が必要となる。応力上は主応力の方向と継目が直交するため、下流面腹付け工法に対して有利となる。

図9-4-99の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受け持つものである。(e)は(d)と比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b)、(c)、(e)の例が多くを占めている。

ページ：9-4-101

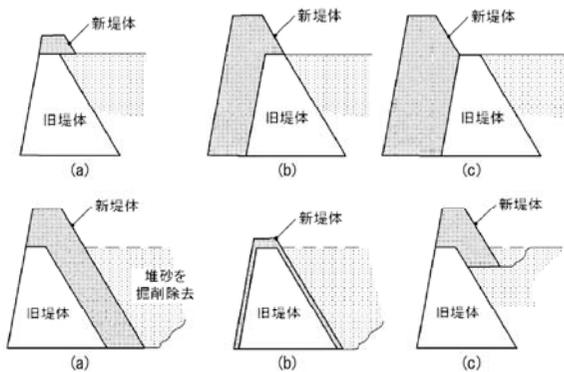


図 9-4-89 砂防堰堤の嵩上げの型式

改 定

ページ：9-4-101 2.2 嵩上げの型式

解 説

下流面腹付け工法は、堆砂地は現状のまま簡易な水替えて施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向になり応力上良好とは言えない。

上流面腹付け工法は、施工上、堆砂敷内の土砂を除去する必要があり、施工ヤードを確保するために転流が必要となる。応力上は主応力の方向と継目が直交するため、下流面腹付け工法に対して有利となる。

図9-4-89の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を既設堰堤で受け持つものである。(e)は(d)と比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b)、(c)、(e)の例が多くを占めている。

ページ：9-4-102

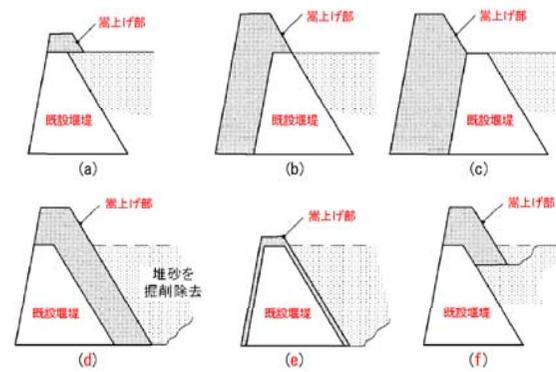


図 9-4-89 砂防堰堤の嵩上げの型式

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第4節 既設砂防堰堤の改良

現 行

ページ：9-4-101 2.3.1 堤体の安定性の検討

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、「嵩上げ公式」を用いる手法と「一体構造」による計算の2つの方法が用いられている。このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力の和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合わせた応力が堤体の上流端で0、もしくは圧縮となるように決定される（多目的ダムの建設 第4巻 第26章 ダムの再開発 2.1.4より）。一方、砂防堰堤での計算事例が多い「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査、サンプリング試験等を行う必要がある。

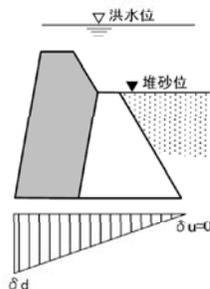


図 9-4-90 下流腹付け「一体構造」方式の概要

ページ：9-4-102 2.3.2 基礎地盤の安定性の検討

(1) 地質調査ボーリング

既設堰堤の嵩上げ等の改良を行う場合には、設計時に基礎地盤の地質及び地層分布を調査し、許容支持力等を推定することを原則とし、調査位置は図 9-2-14に示す位置を基本とする。

また、既設堰堤設計時や施工時に地質調査を実施している場合はその結果を使用する。

改 定

ページ：9-4-102 2.3.1 堤体の安定性の検討

「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力の和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合わせた応力が堤体の上流端で0、もしくは圧縮となるように決定される（多目的ダムの建設 第4巻 第26章 ダムの再開発 2.1.4より）。一方、「一体構造」方式は、既設堰堤を含む嵩上げ後の断面で、本章第3節4.4 に準じて安定計算を行う。

なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査、サンプリング試験等を行う必要がある。

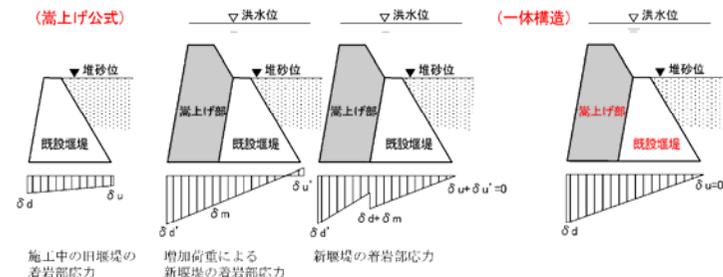


図 9-4-90 下流腹付け方式の概要

ページ：9-4-103 2.3.2 基礎地盤の安定性の検討

(1) 地質調査ボーリング

既設堰堤の嵩上げ等の改良を行う場合には、設計時に基礎地盤の地質及び地層分布を調査し、許容支持力等を推定することを原則とし、調査位置は図 9-2-14に示す位置を基本とする。

また、既設堰堤設計時や施工時に地質調査を実施している場合はその結果を使用する。

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設的设计

第4節 既設砂防堰堤の改良

| 現 行 | 改 定 |
|--|---|
| <p>ページ：9-4-102 2.4 新旧コンクリートの打設面の処理</p> <div data-bbox="199 405 1016 475" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>新旧コンクリートの打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理を行わなければならない。</p></div> <p>解 説</p> <p>嵩上げ堰堤は、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体の安定性を確保する必要があるため、新堤体と既設堰堤は一体化していることが前提条件である。このため、新旧コンクリート打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理が必要であり、以下のような方法が挙げられる。</p> <p>ページ：9-4-103</p> <ol style="list-style-type: none">① 既設堰堤の表面は、チッピングを行って新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高圧水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。③ 打設面には、半割り管等によるドレーン孔を格子状に配置し、既設堰堤からの漏水によって新堤体に水圧が作用しないようにする。④ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。⑤ 新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。 <p>ただし、土石流区間の既設堰堤に下流腹付けする場合、新堰堤の天端付近に土石流が直撃した際、前述の対応では堤体の一体性を保つことができない可能性がある。その場合、土石流の直撃を避けるために、堆砂敷を除石する等の措置を講ずる必要がある。</p> <p>なお、前述の対応④における鉄筋量は、次式により算出することができる。コンクリートの打継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について、鉄筋量を算出するものとする。</p> $A_s = \tau' \cdot \gamma / \tau_s$ <p>A_s：1 m²あたりの鉄筋量 (cm²/m²) τ'：コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²) γ：鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²) τ_s：打継目面の強度低下率 $\tau_s = 0.5$ 程度</p> | <p>ページ：9-4-103 2.4 新旧コンクリートの打設面の処理</p> <div data-bbox="1225 405 2042 475" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>新旧コンクリートの打設面では、嵩上げ部と既設堰堤との一体化を図るための処理を行わなければならない。</p></div> <p>解 説</p> <p>嵩上げ堰堤は、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体の安定性を確保する必要があるため、嵩上げ部と既設堰堤は一体化していることが前提条件である。このため、新旧コンクリート打設面では、嵩上げ部と既設堰堤との一体化を図るための処理が必要であり、以下のような方法が挙げられる。</p> <p>ページ：9-4-104</p> <ol style="list-style-type: none">① 既設堰堤の表面は、チッピングを行って新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高圧水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。③ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。④ 新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。 <p>ただし、土石流区間の既設堰堤に下流腹付けする場合、新堰堤の天端付近に土石流が直撃した際、前述の対応では堤体の一体性を保つことができない可能性がある。その場合、土石流の直撃を避けるために、堆砂敷を除石する等の措置を講ずる必要がある。</p> <p>なお、前述の対応④における鉄筋量は、次式により算出することができる。コンクリートの打継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について、鉄筋量を算出するものとする。</p> $A_s = \tau' \cdot \gamma / \tau_s$ <p>A_s：1 m²あたりの鉄筋量 (cm²/m²) τ'：コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²) γ：打継目面の強度低下率 $\gamma = 0.5$ 程度 τ_s：鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²)</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第4節 既設砂防堰堤の改良

| 現 行 | 改 定 |
|--|---|
| <p>ページ：9-4-105 4.1 総説</p> <div data-bbox="203 411 1016 486" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げして、流木捕捉工を天端に設置する場合がある。</p></div> <p>解 説</p> <p>流木が流出するおそれのある溪流において、既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げ（透過型（部分透過型）化）して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。設計にあたっては、本節に示す事項の他、本章第3節に示す新設する砂防堰堤の考え方に準拠しなければならない。</p> <p>なお、鋼製流木捕捉工を設置する対象堰堤が、保全対象直上流又は最下流堰堤の場合には、流出土砂及び流木の状況を勘案して設置の妥当性を検討するものとする。</p> <p>設計にあたっては、既設堰堤の物性を把握することが必須であるため、既設堰堤の堤体の比重、圧縮強度が不明な場合はサンプリング試験により求めなければならない。</p> | <p>ページ：9-4-106 4.1 総説</p> <div data-bbox="1227 411 2040 547" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げして、流木捕捉工を天端に設置する場合がある。</p><p>既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げすることが困難な場合は、既設砂防堰堤の水通し部や、上流側に張り出して流木捕捉工を設置する場合もある。</p></div> <p>解 説</p> <p>流木が流出するおそれのある溪流において、既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げ（透過型（部分透過型）化）して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。設計にあたっては、本節に示す事項の他、本章第3節に示す新設する砂防堰堤の考え方に準拠しなければならない。</p> <p>また、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げることが困難な場合は、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合や、水通し部上流側の堆砂敷に張り出すように、独立又は既設砂防堰堤に直付けして鋼製流木捕捉工を設置する場合もある。</p> |
| <p>ページ：9-4-105 4.2.1 設置方式</p> <div data-bbox="197 991 1010 1235" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設の不透過型砂防堰堤の本堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況及び砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。</p><p>この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」及び「切り下げ」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚（腹付け）等により構造物として安定していなければならない。</p><p>一方、現地状況等により上記の対応が困難な場合は、水通し部に流木捕捉工を設置して流木捕捉効果を高めることとする。</p></div> | <p>ページ：9-4-106 4.2.1 設置方式</p> <div data-bbox="1220 991 2040 1235" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設の不透過型砂防堰堤の本堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況及び砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。</p><p>この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」及び「切り下げ」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚（腹付け）等により構造物として安定していなければならない。</p><p>一方、現地状況等により上記の対応が困難な場合は、水通し部又は水通し部の上流側に流木捕捉工を設置して流木捕捉効果を高めることとする。</p></div> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設的设计

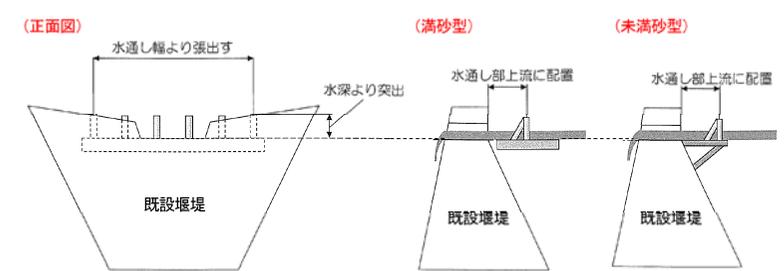
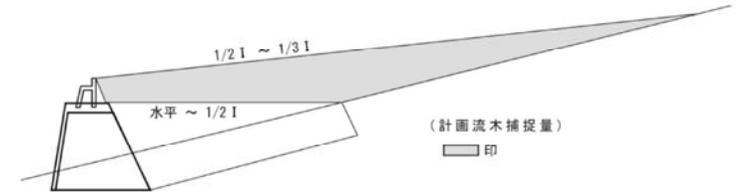
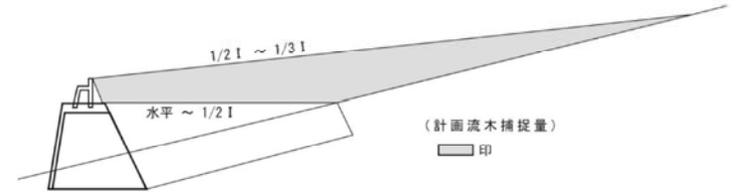
第4節 既設砂防堰堤の改良

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-107</p> <p>(2) 嵩上げ・切り下げが困難な場合</p> <p>一方、現地状況等により既設砂防堰堤を嵩上げや切り下げが困難な場合や、前庭保護工への流木捕捉工の設置では必要な流木捕捉量が確保できない場合がある。このような場合は、下記の条件を全て満足する場合に限り、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に流木を捕捉するための付属施設（基本は鋼製流木捕捉工）を設置して流木捕捉効果を高めることとする。</p> <p>なお、原則このような設置は行わない。</p> <ul style="list-style-type: none">・土石流の捕捉を目的とした溪流の土砂整備率100%を満たす最下流の堰堤であること。・堰堤高が15m未満であること。・鋼製流木捕捉工等の高さが、設置しようとする堰堤の水通し高さを超えないこと。・洪水時に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。 | <p>ページ：9-4-108</p> <p>(2) 嵩上げ・切り下げが困難な場合</p> <p>一方、現地状況等により既設砂防堰堤を嵩上げや切り下げが困難な場合や、前庭保護工への流木捕捉工の設置では必要な流木捕捉量が確保できない場合がある。このような場合は、下記の条件を全て満足する場合に限り、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に流木を捕捉するための付属施設（基本は鋼製流木捕捉工）を設置して流木捕捉効果を高めることとする。</p> <p>なお、原則このような設置は行わない。</p> <ul style="list-style-type: none">・土石流の捕捉を目的とした溪流の土砂整備率100%を満たす最下流の堰堤であること。・堰堤高が15m未満であること。・鋼製流木捕捉工等の高さが、設置しようとする堰堤の水通し高さを超えないこと。・洪水時に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。 <p>特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合は、洪水時に多量の流木を捕捉した場合や、中小出水時に流下してくる流木により開口部が閉塞すると、越流により流木捕捉機能が失われる可能性がある。このため、維持管理が必須であり、流木量が少ない場合に限定される。</p> <p>これに対して、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部上流側の堆砂敷に張り出すように設置する鋼製流木捕捉工（張出しタイプ流木捕捉工）は、既設堰堤に極力手を加えず、洪水時に流木捕捉用の部材を流木がすり抜けない程度に、水通しから上流側に離れた位置に鋼製流木捕捉工を配置する。そのため、本堤の上流側で流木が捕捉されても、本堤と鋼製流木捕捉工の間から流水及び土砂が抜けるため、水通しの機能を維持することができ堰上げが発生しにくい。</p> <p>このように張出しタイプは、既設砂防堰堤の嵩上げ・切り下げが困難な場合、かつ水通し部に鋼製流木捕捉工を設置できない場合に適用する。設置方法は、本堤が満砂している場合に堆砂敷に独立式の鋼製流木捕捉工を配置する方法と、未満砂の場合に本堤上流側に直付けする方法がある。</p> <p>張出しタイプ流木捕捉工の設計は、「張出しタイプ流木捕捉工設計の手引き」に準じて行う。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第4節 既設砂防堰堤の改良

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-107</p> | <p>ページ：9-4-108</p>  <p>図 9-4-94 張出しタイプ流木捕捉工の概要</p> |
| <p>ページ：9-4-107 4.3 計画流木捕捉量</p> <p>標準的な設置方法の場合の計画流木捕捉量は、図 9-4-94に示す範囲について計上する。</p>  <p>図 9-4-94 標準的な設置方法の場合の鋼製流木捕捉工による計画流木捕捉量の考え方</p> <p>特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合に捕捉することのできる流木量の上限值は、鋼製流木捕捉工の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算出する。</p> <p>計画流木捕捉量は、計画流出流木量のうち既設の不透過型砂防堰堤では捕捉できない流木量と、前述の鋼製流木捕捉工が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方の値とする。</p> | <p>ページ：9-4-109 4.3 計画流木捕捉量</p> <p>標準的な設置方法の場合の計画流木捕捉量は、図 9-4-95に示す範囲について計上する。</p>  <p>図 9-4-95 標準的な設置方法の場合の鋼製流木捕捉工による計画流木捕捉量の考え方</p> <p>特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合、及び張出しタイプ流木捕捉工が捕捉することのできる流木量の上限值は、鋼製流木捕捉工の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算出する。</p> <p>計画流木捕捉量は、計画流出流木量のうち既設の不透過型砂防堰堤では捕捉できない流木量と、前述の鋼製流木捕捉工が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方の値とする。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第4節 既設砂防堰堤の改良

現 行

ページ：9-4-108 4.4.1 土石流区間

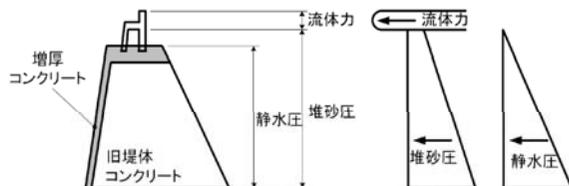


図 9-4-96 土石流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

ページ：9-4-109

更に、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、土石流捕捉後の湛水時にも安全であるように設計する。

土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ鋼製流木捕捉工天端で湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧及び鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。

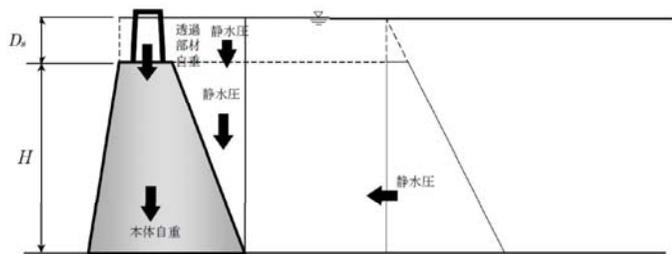


図 9-4-97 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の越流部の設計外力図（特例）

改 定

ページ：9-4-110 4.4.1 土石流区間

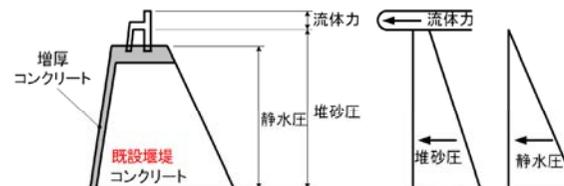
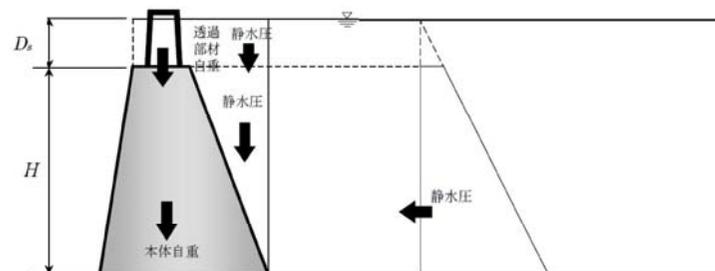


図 9-4-97 土石流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力

ページ：9-4-111

土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ鋼製流木捕捉工天端で湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧及び鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。



※) H : 堰堤高（鋼製流木捕捉工の高さは含まない）
 D_0 : 土石流の水深
 H_1 : 鋼製流木捕捉工の高さ
 D_1 : 鋼製流木捕捉工によるせき上げを考慮した洪水時の水深

図 9-4-98 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の越流部の設計外力図（特例）
 （上段：土石流時、中段：土石流捕捉後の湛水時、下段：洪水時）

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

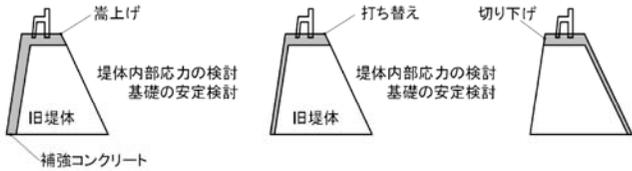
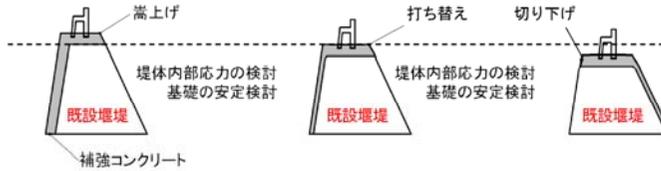
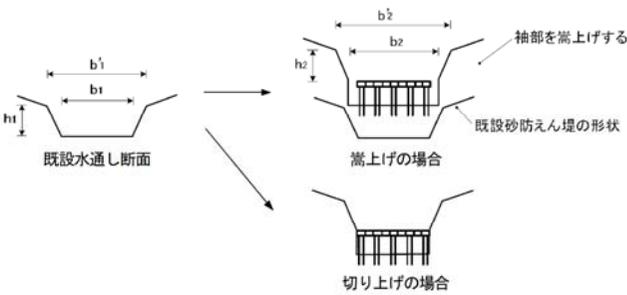
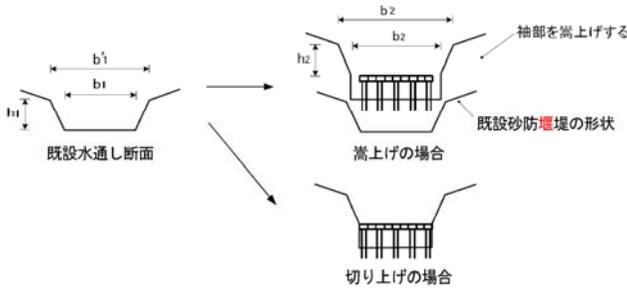
第4節 既設砂防堰堤の改良

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ : 9-4-110 4.4.2 掃流区間</p> <p>図 9-4-98 掃流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力</p> | <p>ページ : 9-4-112</p> <p>特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の鋼製流木捕捉工の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとし、土石流により基礎部まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、基礎部への堆砂圧および鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。</p> <p>ここで、基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さ (H_b、一般に増厚コンクリートの厚さ) を基礎部と扱うものとする。</p> <p>※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。</p> <p>H_b : 基礎部 (堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目まで) の高さ K_m : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_m = 1.0$)</p> <p>図 9-4-99 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の流木捕捉工の設計外力図 (特例)</p> <p>図 9-4-100 掃流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第4節 既設砂防堰堤の改良

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-110 4.5.2 鋼製流木捕捉工の基礎部の安定</p>  <p>図 9-4-99 鋼製流木捕捉工基礎部の安定</p> | <p>ページ：9-4-113 4.5.2 鋼製流木捕捉工の基礎部の安定</p>  <p>図 9-4-101 鋼製流木捕捉工基礎部の安定</p> |
| <p>ページ：9-4-111 4.6 水通し断面の設計</p> <p>解説</p> <p>水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に本章第3節3.2に基づいて設計流量に対応する水通し断面を確保する。</p> <p>このため、図 9-4-100に示すように $b_1 \leq b_2$、$b_1' \leq b_2'$、$h_1 \leq h_2$ となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げする等して対応する。</p> <p>ページ：9-4-112</p>  <p>図 9-4-100 水通し断面の確保</p> | <p>ページ：9-4-114 4.6 水通し断面の設計</p> <p>解説</p> <p>水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に本章第3節3.2に基づいて設計流量に対応する水通し断面を確保する。</p> <p>このため、図 9-4-102に示すように $b_1 \leq b_2$、$b_1' \leq b_2'$、$h_1 \leq h_2$ となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げする等して対応する。</p>  <p>図 9-4-102 水通し断面の確保</p> <p>また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の水通し断面は、洪水流は流木捕捉工を透過するものと想定し、本章第3編3.2に準じて設計する。</p> |

第9編 砂防事業編

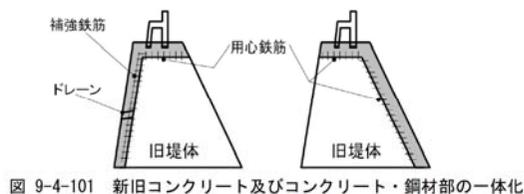
第4章 砂防施設の設計

第4節 既設砂防堰堤の改良

現 行

ページ：9-4-112 4.7.2 新旧コンクリートの一体化

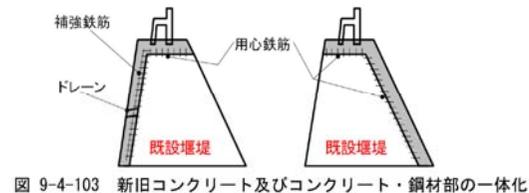
鋼製流木捕捉工の基礎コンクリートや堤体の増厚補強、袖部の嵩上げを行う場合には、既設コンクリートと一体化を十分図るものとする。また、必要に応じて旧堤体と補強コンクリート間の一体性を保つため、排水が必要であればドレーンシステムを設置するものとする。



改 定

ページ：9-4-115 4.7.2 新旧コンクリートの一体化

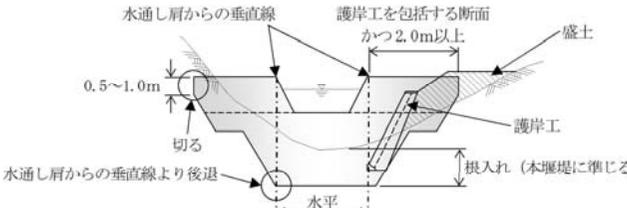
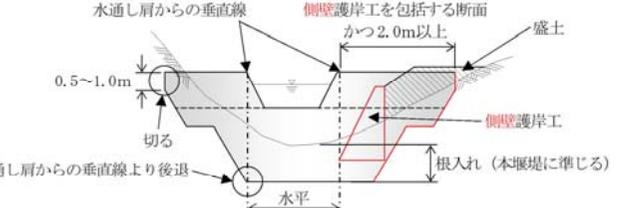
鋼製流木捕捉工の基礎コンクリートや堤体の増厚補強、袖部の嵩上げを行う場合には、既設コンクリートと一体化を十分図るものとする。また、必要に応じて**既設堰堤**と補強コンクリート間の一体性を保つため、排水が必要であればドレーンシステムを設置するものとする。



第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第5節 床固工の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-113 1. 総説</p> <p>床固工の構造及び安定計算は砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図 9-4-102に示すとおりである。床固工の完成後には、侵食や堆積の起こらない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。さらに、本体等の設計に必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎、袖部、前庭保護工、間詰め工等の付属物の設計を行う。</p> <p>ページ：9-4-114 3. 方向</p> <p>従って、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に、各床固工の水通しの位置を定める。</p> <p>ページ：9-4-115 6.3 基礎</p> <p>土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。</p> <p>ページ：9-4-116 6.4 袖部</p>  <p>図 9-4-105 盛り立てて護岸方式とする場合の袖部の嵌入長と形状</p> <p>ページ：9-4-119 7.6 流速等の設定・高さ</p> <p>上図において背水区間～跳水区間を図 9-4-110のようにモデル化して解くものとする。</p> | <p>ページ：9-4-116 1. 総説</p> <p>床固工の構造及び安定計算は砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図 9-4-104に示すとおりである。床固工の完成後には、侵食や堆積の起こらない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。さらに、本体等の設計に必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎、袖部、前庭保護工、間詰め工等の付属物の設計を行う。</p> <p>ページ：9-4-117 3. 方向</p> <p>従って、方向は単独の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に、各床固工の水通しの位置を定める。</p> <p>ページ：9-4-118 6.3 基礎</p> <p>土砂地盤の基礎処理等は、砂礫盤基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。</p> <p>ページ：9-4-119 6.4 袖部</p>  <p>図 9-4-107 盛り立てて護岸方式とする場合の袖部の嵌入長と形状</p> <p>ページ：9-4-122 7.6 流速等の設定・高さ</p> <p>上図において背水区間～跳水区間を図 9-4-112のようにモデル化して解くものとする。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

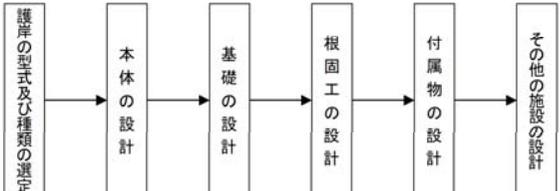
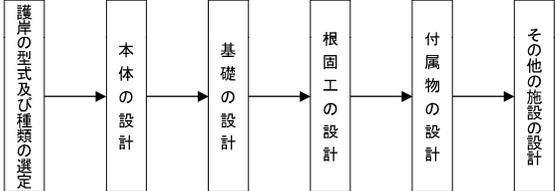
第5節 床固工の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-120 7.7 本体</p> <p>分散型床固工の本体は、図 9-4-111 のとおりとする。</p> <p>ページ：9-4-120 7.8 巨石等配置</p> <p>分散型床固工の巨石配置等については図 9-4-111～113 のとおりとする。</p> <p>解 説</p> <p>水辺環境に配慮した分散型床固工における巨石の配置は、下図のとおりとする。なお、全ての巨石の平面配置は、図 9-4-112 (a) に示す配置を基本とし、目地が通る図 9-4-112 (b) の配置は禁手とする。</p> | <p>ページ：9-4-123 7.7 本体</p> <p>分散型床固工の本体は、図 9-4-113 のとおりとする。</p> <p>ページ：9-4-123 7.8 巨石等配置</p> <p>分散型床固工の巨石配置等については図 9-4-113～115 のとおりとする。</p> <p>解 説</p> <p>水辺環境に配慮した分散型床固工における巨石の配置は、下図のとおりとする。なお、全ての巨石の平面配置は、図 9-4-114 (a) に示す配置を基本とし、目地が通る図 9-4-114 (b) の配置は禁手とする。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第6節 護岸工の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-121 1. 総説</p> <p>解説</p> <p>護岸の機能としては、山脚の固定、浜岸崩壊防止、横侵食防止等が考えられる。</p> <p>護岸は、流水による河岸の決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。</p> <p>護岸の設計順序は図 9-4-114に示すとおり、護岸の型式及び種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。</p>  <p>図 9-4-114 護岸工の設計順序</p> | <p>ページ：9-4-124 1. 総説</p> <p>解説</p> <p>護岸の機能としては、山脚の固定、浜岸崩壊防止、横侵食防止等が考えられる。</p> <p>護岸は、流水による河岸の決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。</p> <p>護岸の設計順序は図 9-4-116に示すとおり、護岸の型式及び種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。</p>  <p>図 9-4-116 護岸工の設計順序</p> |
| <p>ページ：9-4-121 2. 位置</p> <p>解説</p> <p>山腹の横浸食を防止して崩壊しやすい浜岸斜面の支持及び根固めの目的をもって直接に護岸を計画するのも一方法であるが、導流護岸又は流路の変更を図ってこれら危険な箇所へ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 9-4-115参照)。ただし、流路の付け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づくとき、かえってこのため浜床勾配が急となって流速が増すため、注意を要する。</p> <p>ページ：9-4-122 4. のり勾配</p> <p>解説</p> <p>護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用する場合が多い。一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある(図 9-4-116参照)。</p> | <p>ページ：9-4-124 2. 位置</p> <p>解説</p> <p>山腹の横浸食を防止して崩壊しやすい浜岸斜面の支持及び根固めの目的をもって直接に護岸を計画するのも一方法であるが、導流護岸又は流路の変更を図ってこれら危険な箇所へ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 9-4-117参照)。ただし、流路の付け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づくとき、かえってこのため浜床勾配が急となって流速が増すため、注意を要する。</p> <p>ページ：9-4-125 4. のり勾配</p> <p>解説</p> <p>護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸ののり勾配は、河床勾配が急なほど急勾配とすることが望ましいが、一般に5分程度を採用する場合が多い。一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある(図 9-4-118参照)。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設的设计

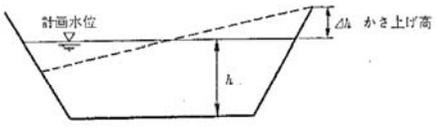
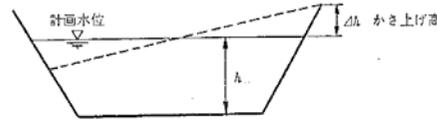
第8節 溪流保全工的设计

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-126 1. 総説</p> <p>溪流保全工的设计においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正を繰り返して適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。なお、溪流保全工的设计順序は、図 9-4-117のとおりとする。</p> <p>ページ：9-4-127 3. 法線</p> <p>地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、原則として曲線半径と計画河幅の比を10～20以上、湾曲度を60°以上とする、やむを得ない場合であっても、曲線半径と計画河幅の比を5以上とする。</p> <p>ページ：9-4-129 4. 計画高水位</p> <div data-bbox="199 852 1014 890" style="border: 1px solid black; padding: 2px;">計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形及び横断形と相互に関連させて決定するものとする。</div> <p>ページ：9-4-130 4.1 対象流量</p> <p>なお、流速によって護岸材料（かご、コンクリートブロック等）を選定しなければならない。砂防河川は一般に急流であり、巨礫等の流下、護岸への衝突等を考慮して、流速を設定すること。実績等から、およそ6 m/s程度以下に抑えることが望ましい。</p> <p>ページ：9-4-130 4.2 計画河幅の考え方</p> <p>このレジューム理論による急流河川への適用は芦田・高橋・水山によって検討され、適用が可能であるとされた。芦田らの示した式は、$B=(3.5\sim)Q^{1/2}$である。しかし、この式中の係数には2倍という幅があること、流量がどのような流量か不明であること、河床勾配、河床河岸の地山の強度や流量の継続時間等に全く無関係として取り扱っていることから、わが国における急流河川の特性を考慮した検討をすべきだとして、池谷は急勾配河川における計画河幅の設定方法を図 9-4-120として提案した。図 9-4-120でαは $B=\alpha \cdot Q^{1/2}$ における係数であり、流域面積によってα値を定めて計画河幅を設定する方法である。</p> | <p>ページ：9-4-129 1. 総説</p> <p>溪流保全工的设计においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正を繰り返して適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。なお、溪流保全工的设计順序は、図 9-4-119のとおりとする。</p> <p>ページ：9-4-130 3. 法線</p> <p>地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、原則として曲線半径と計画河幅の比を10～20以上、湾曲度を60°以上とする。やむを得ない場合であっても、曲線半径と計画河幅の比を5以上とする。</p> <p>ページ：9-4-132 4. 計画高水位</p> <div data-bbox="1227 852 2042 890" style="border: 1px solid black; padding: 2px;">計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形及び横断形と相互に関連させて決定するものとする。</div> <p>ページ：9-4-133 4.1 対象流量</p> <p>なお、流速によって護岸材料（かご、コンクリートブロック等）を選定しなければならない。砂防河川は一般に急流であり、巨礫等の流下、護岸への衝突等を考慮して、流速を設定すること。実績等から、およそ6 m/s程度以下に抑えることが望ましい。</p> <p>ページ：9-4-133 4.2 計画河幅の考え方</p> <p>このレジューム理論による急流河川への適用は芦田・高橋・水山によって検討され、適用が可能であるとされた。芦田らの示した式は、$B=(3.5\sim)Q^{1/2}$である。しかし、この式中の係数には2倍という幅があること、流量がどのような流量か不明であること、河床勾配、河床河岸の地山の強度や流量の継続時間等に全く無関係として取り扱っていることから、わが国における急流河川の特性を考慮した検討をすべきだとして、池谷は急勾配河川における計画河幅の設定方法を図 9-4-122として提案した。図 9-4-122でαは $B=\alpha \cdot Q^{1/2}$ における係数であり、流域面積によってα値を定めて計画河幅を設定する方法である。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第8節 溪流保全工の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|--|
| <p>ページ：9-4-131 4.2 計画河幅の考え方</p> <p>参考までに、既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を図 9-4-121 に示す。 また、火山泥流に関する河幅については、桜島での現地調査から、次式が与えられる。</p> <p>ページ：9-4-131 4.3 湾曲部でのかさ上げ</p> <p>図 9-4-123 のような河道に流速 V の流れが発生したときのかさ上げ高 (Δh) は次式によって示される。</p>  <p>図 9-4-123 湾曲部での流れの横断形状</p> <p>ページ：9-4-133 4.5 断面設計</p> $H_a = \{n \cdot Q / B / I^{1/2}\}^{0.6} = \{n \cdot 4 / 5 / I^{1/2}\}^{0.6}$ <p>H_a : 平均水深 (m) n : マニングの粗度係数 Q : 対象流量 (m³/s) B : 河幅 (m) (図 9-4-121 を参考として求める) I : 計画勾配</p> | <p>ページ：9-4-134 4.2 計画河幅の考え方</p> <p>参考までに、既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を図 9-4-123 に示す。 また、火山泥流に関する河幅については、桜島での現地調査から、次式が与えられる。</p> <p>ページ：9-4-134 4.3 湾曲部でのかさ上げ</p> <p>図 9-4-125 のような河道に流速 V の流れが発生したときのかさ上げ高 (Δh) は次式によって示される。</p>  <p>図 9-4-125 湾曲部での流れの横断形状</p> <p>ページ：9-4-136 4.5 断面設計</p> $H_a = \{n \cdot Q / B / I^{1/2}\}^{0.6} = \{n \cdot 4 / 5 / I^{1/2}\}^{0.6}$ <p>H_a : 平均水深 (m) n : マニングの粗度係数 Q : 対象流量 (m³/s) B : 河幅 (m) (図 9-4-123 を参考として求める) I : 計画勾配</p> |
| <p>ページ：9-4-135 5.2 縦断勾配計画</p> <p>縦断勾配の緩和は図 9-4-124 に示すように、最大洗掘深の減少をもたらす効果もある。</p> <p>縦断勾配は、全体的にみて連続的な勾配変化をさせるように計画することは既に述べたが、これは勾配の急変点において、土砂の堆積が生じることから述べたもので (図 9-4-125)、河川が山地から平野に移る、いわゆる扇状地の扇頂部の勾配変化点において、水害がしばしば発生するのはこのような理由による。</p> | <p>ページ：9-4-138 5.2 縦断勾配計画</p> <p>縦断勾配の緩和は図 9-4-126 に示すように、最大洗掘深の減少をもたらす効果もある。</p> <p>縦断勾配は、全体的にみて連続的な勾配変化をさせるように計画することは既に述べたが、これは勾配の急変点において、土砂の堆積が生じることから述べたもので (図 9-4-127)、河川が山地から平野に移る、いわゆる扇状地の扇頂部の勾配変化点において、水害がしばしば発生するのはこのような理由による。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

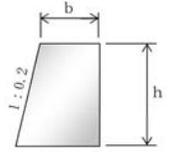
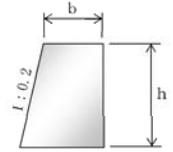
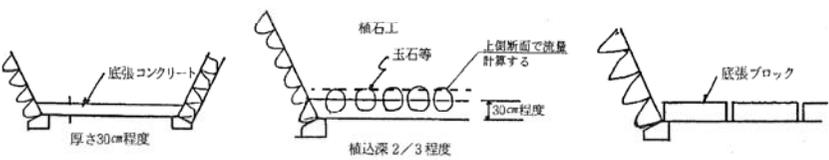
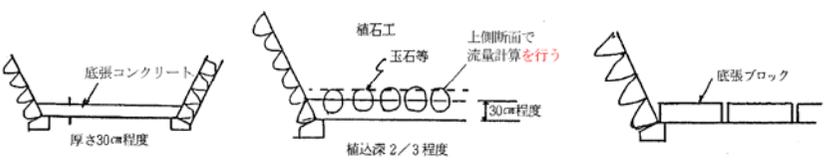
第8節 溪流保全工の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|---|
| <p>ページ：9-4-136 5.4 護岸天端工と動的平衡勾配</p> <p>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。しかし、溪流保全工を施工するような急流荒廃河川では、洪水時の河床変動が激しく、しばしば護岸天端を越す水位変動が生ずる。そこで、河床変動を考慮した護岸天端高の設計が必要となる。一般的には洪水流の土砂濃度の最も大きい値（通常の場合には5～10%程度）を想定して、動的平衡勾配を考慮した護岸天端高を検討する。</p> <p>ページ：9-4-137 5.5 縦断勾配の比</p> <p>図 9-4-128の場合、掃流力 $u^2 = g \cdot H \cdot I$ で示すと、A、B区間それぞれの掃流力は、次式で示される。</p> <p>ページ：9-4-139 7.2 間隔と高さ</p> <p>参考として、既往の溪流保全工の流路幅と床固工間隔を図 9-4-131に示す。</p> <p>ページ：9-4-141 7.4.5 本体の袖部</p> <p>袖は地山に取り付けることが望ましいが、連続して設ける場合は、数基に1基（3基に1基程度）の袖は地山に取り付けるものとする。（図 9-4-132参照）。</p> <p>ページ：9-4-141 7.4.6 水叩き</p> <p>水叩き長（L）は、図 9-4-133に示すとおりとし、接近流速、水叩きが勾配付きであることを加味し、係数は3.0を標準とする。</p> <p>ページ：9-4-143 9. 上流端処理（止工）</p> <p>最上流端の砂防堰堤又は床固工は、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流路断面とするため、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図 9-4-137に示す構造を基本とする。</p> | <p>ページ：9-4-139 5.4 護岸天端工と動的平衡勾配</p> <p>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。しかし、溪流保全工を施工するような急流荒廃河川では、洪水時の河床変動が激しく、しばしば護岸天端を越す水位変動が生ずる。そこで、河床変動を考慮した護岸天端高の設計が必要となる。一般的には洪水流の土砂濃度の最も大きい値（通常の場合には5～10%程度）を想定して、動的平衡勾配を考慮した護岸天端高を検討する。</p> <p>ページ：9-4-140 5.5 縦断勾配の比</p> <p>図 9-4-130の場合、掃流力 $u^2 = g \cdot H \cdot I$ で示すと、A、B区間それぞれの掃流力は、次式で示される。</p> <p>ページ：9-4-142 7.2 間隔と高さ</p> <p>参考として、既往の溪流保全工の流路幅と床固工間隔を図 9-4-133に示す。</p> <p>ページ：9-4-144 7.4.5 本体の袖部</p> <p>袖は地山に取り付けることが望ましいが、連続して設ける場合は、数基に1基（3基に1基程度）の袖は地山に取り付けるものとする。（図 9-4-134参照）。</p> <p>ページ：9-4-144 7.4.6 水叩き</p> <p>水叩き長（L）は、図 9-4-135に示すとおりとし、係数は水叩きが水平の場合は2.0、水叩きに勾配を付す場合は3.0とする。</p> <p>ページ：9-4-147 9. 上流端処理（止工）</p> <p>最上流端の砂防堰堤又は床固工は、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流路断面とするため、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図 9-4-139に示す構造を基本とする。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設的设计

第8節 溪流保全工的设计

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-144 10.1.2 構造</p> <p>帯工の構造は、図 9-4-138に示す下記を標準とする。帯工には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。</p> <p>袖部の嵌入長及び形状は、図 9-4-139を標準とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・高 さ：h = 1.2~1.5m ・天 端 幅：b = 1.0~1.2m ・下流法勾配：1 : 0.2  <p>図 9-4-138 帯工構造</p> | <p>ページ：9-4-147 10.1.2 構造</p> <p>帯工の構造は、図 9-4-140に示す下記を標準とする。帯工には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。</p> <p>袖部の嵌入長及び形状は、図 9-4-141を標準とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・高 さ：h = 1.2~1.5m ・天 端 幅：b = 1.0~1.2m ・下流法勾配：1 : 0.2  <p>図 9-4-140 帯工構造</p> |
| <p>ページ：9-4-145 10.2 底張工</p> <p>三面張りの設計は、図 9-4-140のように流域面積が3km²以下の小規模な溪流では、厚さ30cm~50cmの底張りが用いられている（標準30cm）。</p> <p>底張工は、摩耗に十分耐えるように設計することを原則とする。なお、火山泥流の多発する桜島での摩耗深には、1回の泥流で2cm、2年間で1mという実績がある。</p>  <p>図 9-4-140 底張工の事例</p> | <p>ページ：9-4-148 10.2 底張工</p> <p>三面張りの設計は、図 9-4-142のように流域面積が3km²以下の小規模な溪流では、厚さ30cm~50cmの底張りが用いられている（標準30cm）。</p> <p>底張工は、摩耗に十分耐えるように設計することを原則とする。なお、火山泥流の多発する桜島での摩耗深には、1回の泥流で2cm、2年間で1mという実績がある。</p>  <p>図 9-4-142 底張工の事例</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第9節 山腹保全工の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-146 1. 総説</p> <div data-bbox="199 408 1010 512" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等を適切に設計する必要がある。また、周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。</p></div> <p>解 説</p> <p>山腹保全工とは、とくしゃ地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、浸食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制、土石流及び流木の流出防止を図ることを目的とするものである。</p> <p>山腹保全工の種類は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工に大別される。ここでは、山腹基礎工と山腹緑化工について記述する。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工法である。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。</p> | <p>ページ：9-4-149 1. 総説</p> <div data-bbox="1229 408 2040 485" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>山腹保全工の設計にあたっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安定性、維持管理等についても考慮するものとする。</p></div> <p>解 説</p> <p>山腹保全工は、表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大の防止又は軽減を図る山腹工と、導入した植生の保育等によりそれらの機能の増進を図る山腹保育工からなる。山腹工とは、とくしゃ地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、浸食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制、土石流及び流木の流出防止を図ることを目的とするものである。</p> <p>山腹工の種類は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工に大別される。ここでは、山腹基礎工と山腹緑化工について記述する。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工法である。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。</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第9節 山腹保全工の設計

現 行

ページ：9-4-148

2.1 とくしゃ地

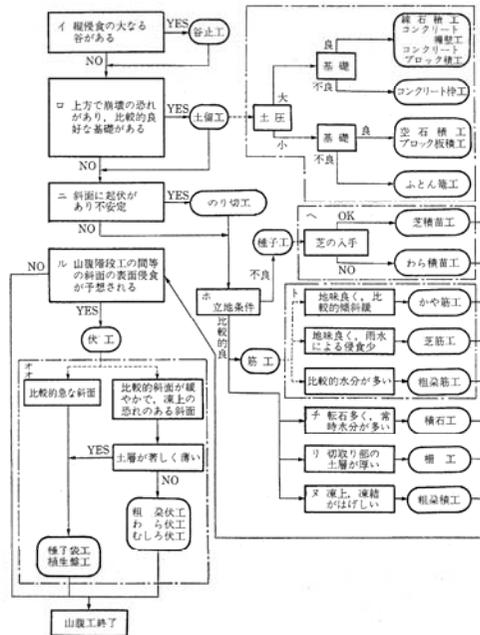


図 9-4-143 とくしゃ地における設計フロー

改 定

ページ：9-4-151

とくしゃ地における山腹工施工例

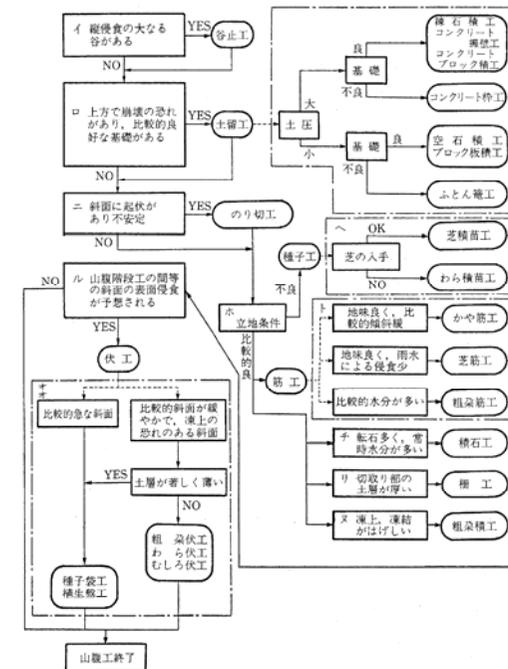


図 9-4-145 とくしゃ地における設計フロー

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第9節 山腹保全工の設計

現 行

ページ：9-4-149

2.2 崩壊地

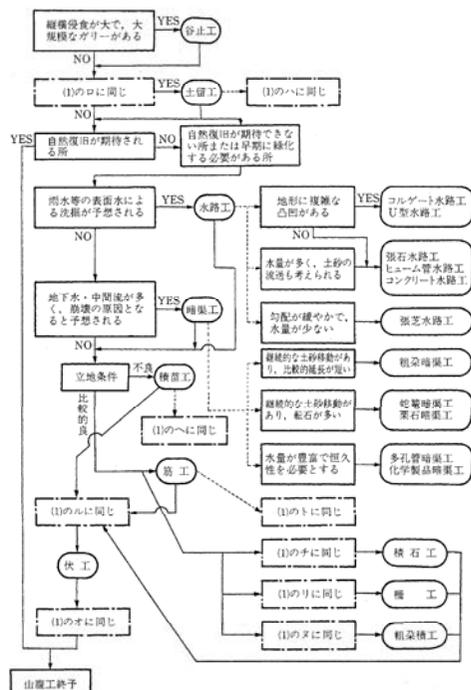


図 9-4-145 崩壊地における設計フロー

改 定

ページ：9-4-152

崩壊地における山腹工施工例

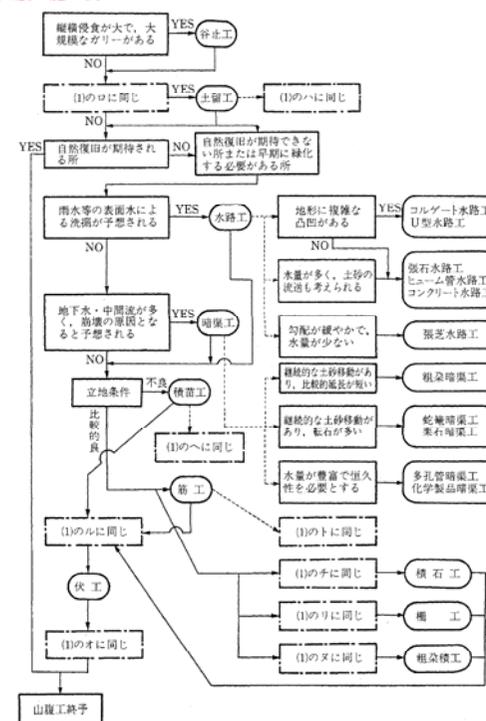


図 9-4-147 崩壊地における設計フロー

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

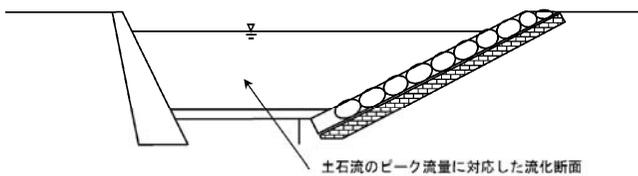
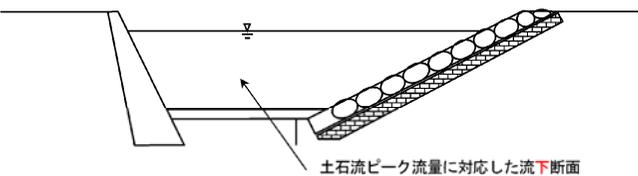
第9節 山腹保全工の設計

| 現 行 | 改 定 |
|--|---|
| <p>ページ：9-4-152 8. 積苗工</p> <p>解 説</p> <p>積苗工は、地山に直高1.5m程度、幅1m程度の階段状の段切を行った後、芝、又はわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。</p> <p>ページ：9-4-153 9. 筋工</p> <p>解 説</p> <p>筋工には、使用する材料によってかや筋工、芝筋工、粗朶筋工等に分けられる。</p> <p>ページ：9-4-154 10. 伏工</p> <p>網伏工は、緩斜面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、接合点及び粗朶の中間を竹串、又は杭により固定する。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採用されている。</p> <div data-bbox="273 954 539 1098"></div> <p>図 9-4-156 実播工</p> <div data-bbox="577 938 846 1098"></div> <p>図 9-4-157 わら伏工及び植生盤工</p> | <p>ページ：9-4-155 8. 積苗工</p> <p>解 説</p> <p>積苗工は、地山に直高1.5m程度、幅1m程度の階段状の段切を行った後、芝、又はわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。</p> <p>ページ：9-4-156 9. 筋工</p> <p>解 説</p> <p>筋工には、使用する材料によって、かや筋工、芝筋工、粗朶筋工等に分けられる。</p> <p>ページ：9-4-157 10. 伏工</p> <p>網伏工は、緩斜面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、接合点及び粗朶の中間を竹串、又は杭により固定する。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採用されている。</p> <div data-bbox="1301 954 1568 1098"></div> <p>図 9-4-158 網伏工</p> <div data-bbox="1606 938 1874 1098"></div> <p>図 9-4-159 わら伏工及び植生盤工</p> |

第9編 砂防事業編

第4章 砂防施設の設計

第11節 その他施設の設計

| 現 行 | 改 定 |
|---|---|
| <p>ページ：9-4-159 1.1 総説</p>  <p>土石流のピーク流量に対応した流化断面</p> <p>図 9-4-166 土石流導流工</p> <p>ページ：9-4-163 3.2.2 土石流導流堤の高さ</p> <p>流向制御工天端は原則として現渓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。</p> <p>ページ：9-4-164 4.2.1 透過部の高さ</p> <div data-bbox="197 933 1025 1005" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>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手足に必要な高さを加えた値以上とする。</p></div> <p>ページ：9-4-167 4.2.3 全体の安定性の検討</p> <p>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 9-4-174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_{br}) 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 $K_{br} = 1.0$ 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。</p> | <p>ページ：9-4-162 1.1 総説</p>  <p>土石流ピーク流量に対応した流下断面</p> <p>図 9-4-168 土石流導流工</p> <p>ページ：9-4-166 3.2.2 土石流導流堤の高さ</p> <p>流向制御工天端は原則として現渓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。土石流の速度及び水深は、本章第2節3.2に従って求める。</p> <p>ページ：9-4-167 4.2.1 透過部の高さ</p> <div data-bbox="1220 933 2049 1005" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>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。</p></div> <p>ページ：9-4-170 4.2.3 全体の安定性の検討</p> <p>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 9-4-176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_{br}) 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 $K_{br} = 1.0$ 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。</p> |