

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

第3章 砂防施設の設計

第1節 総 則

1. 総 則

砂防えん堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

2. 砂防堰堤の設計

2.1 数値基準

施設設計に当たっての数値基準を表2.1に示す。

表 2.1 数値基準

堰堤高	0.5mピッチ
副堰位置・水叩き長	0.1mピッチ、切上げ
水叩き厚	0.1mピッチ、切上げ
水通し高	0.1mピッチ、切上げ
上流法面勾配	5厘ピッチ、 切上げ

2.2 砂防堰堤各部の名称

砂防えん堤の各部の名称は、図2.2のとおりである。

解 説

不透過型砂防堰堤の事例として重力式砂防堰堤の各部の名称を図2.2に示す。

透過型砂防堰堤においても水通し部に透過部が設置されているだけで、基本的には名称も同様である。

また、長野県においては、治山施設との区別化を図るため、水抜き形状を矩形（四角形）としている。

（治山：円形）しかしながら、堰堤構造などから矩形が好ましくない場合においては、吐き出し口のみ対応されたい。

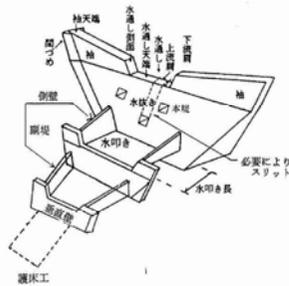


図2.2 砂防堰堤の各部名称

新（改定後）

第4章 砂防施設の設計

第1節 総 則

1. 総 則

砂防堰堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

2. 砂防堰堤の設計

2.1 数値基準

施設設計に当たっての数値基準を表 9-4-1 に示す。

表 9-4-1 数値基準

堰堤高	0.5mピッチ	袖天端の勾配	1/整数、切下げ
堰堤長	1.0mピッチ	副堰位置・水叩き長	0.1mピッチ、切上げ
水通し高	0.1mピッチ、切上げ	水叩き厚	0.1mピッチ、切上げ
水通し幅、開口部幅	1.0mピッチ	副堰堤、床固工等の堤高	0.5mピッチ
上下流法面勾配	5厘ピッチ	副堰堤、床固工等の堤長	0.5mピッチ

2.2 砂防堰堤各部の名称

砂防堰堤の各部の名称は、図 9-4-1 のとおりである。

解 説

不透過型砂防堰堤の事例として重力式砂防堰堤の各部の名称を図 9-4-1に示す。透過型砂防堰堤においても水通し部に透過部が設置されているだけで、基本的には名称も同様である。

また、長野県においては、治山施設との区別化を図るため、水抜き暗渠の形状を矩形（四角形）としている（治山施設：円形）。しかしながら、堰堤構造等から矩形が好ましくない場合においては、吐き出し口のみ対応する。

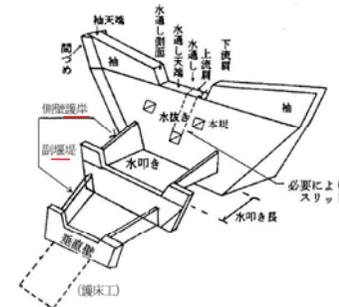


図 9-4-1 砂防堰堤の各部名称

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

2.3 砂防堰堤の設計順序

一般的な砂防堰堤の設計順序を表2.3および土石流・流木対策砂防堰堤の設計順序を図2.3に示す。

解 説

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質、その堰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、堰堤型式の選定に必要な概要設計を行った後、堰堤型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、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。

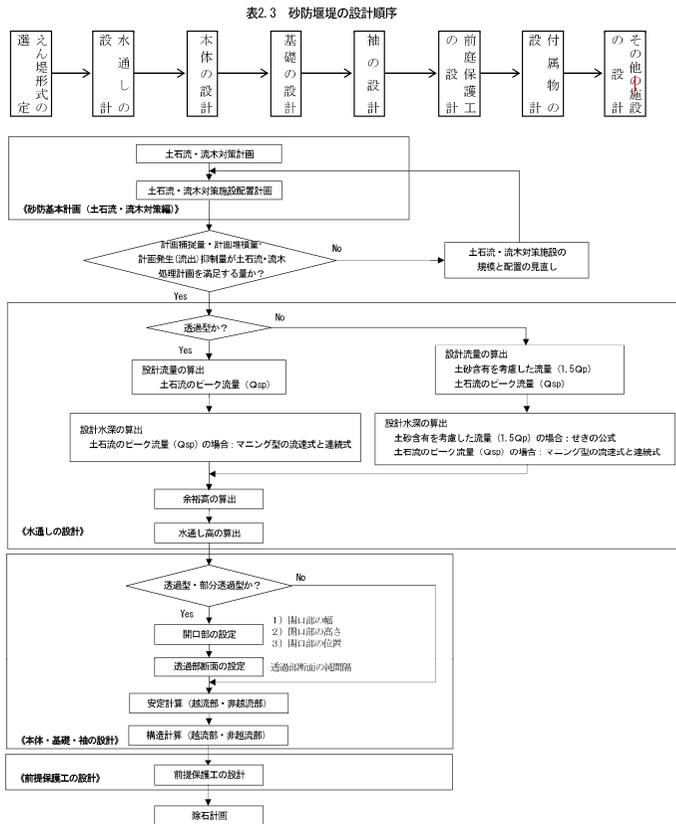


図2.3 土石流・流木対策設計の流れ

新（改定後）

2.3 砂防堰堤の設計順序

一般的な砂防堰堤の設計順序を図9-4-2、土石流・流木対策砂防堰堤の設計順序を図9-4-3に示す。

解 説

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質、その堰堤の目的に対する適合性、安全性及び経済性等の各要素について考察し、堰堤配置位置及び型式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤配置位置及び型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、水通し、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。

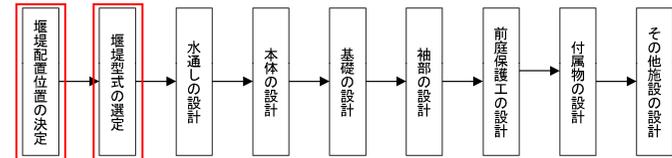


図9-4-2 一般的な砂防堰堤の設計順序

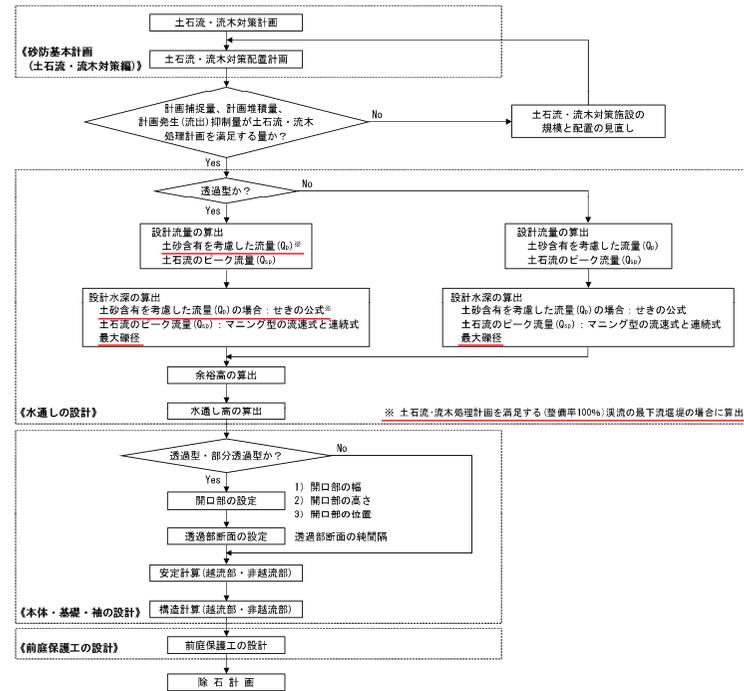


図9-4-3 土石流・流木対策砂防堰堤設計の流れ

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<h3 data-bbox="465 363 741 387">第2節 対象流量の算定</h3> <h4 data-bbox="232 438 344 459">1. 総 説</h4> <div data-bbox="241 475 981 531" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>対象流量算出においては合理式を用いるものとし、土石流区間と掃流区間によって算出式を使い分けるものとする。</p></div> <h4 data-bbox="232 595 383 616">2. 対象流量算出</h4> <div data-bbox="241 635 981 730" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>土石流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量と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。 掃流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）とする。</p></div> <h4 data-bbox="232 746 309 767">解 説</h4> <p data-bbox="232 783 981 871">「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）：平成19年3月、国土交通省 砂防部のP.47」には合理式による清水の対象流量の算出方法が、「国土交通省河川砂防技術基準第3章第2節-10」には合理式による最大洪水流量の算出式が定められている。</p> <p data-bbox="232 887 981 975">しかしながら、洪水到達時間の算出式は同一でなく、経験上から定められたゆえに生じた差異と補えるべきと思われる。このことは時に、源流部から河口部までの流水の流量を一環と捉えて考えた場合、砂防施設と河川施設で矛盾が生じさせる原因ともいえる。</p> <p data-bbox="232 991 981 1158">河川施設設計は掃流区間で行われることがほとんどであり、砂防施設設計に関しては、土石流区間と掃流区間の両方を対象する。また、土石流の経験から導かれた洪水到達時間を採用しない理由もなく、河川施設設計との整合をとる必要も感じられることから、以下のように砂防施設設計における対象流量算出においては、 掃流区間と土石流区間で使い分けることとする。</p> <p data-bbox="232 1174 331 1195">(1) 掃流区間</p> <p data-bbox="232 1211 981 1267">「国土交通省河川砂防技術基準第3章第2節-10」、「中小河川計画の手引き（案）：平成11年9月、中小河川計画検討会」による。</p> <p data-bbox="232 1283 344 1303">(2) 土石流区間</p> <p data-bbox="232 1319 981 1340">「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）：平成19年3月、国土交通省 砂防部のP.47」による。</p> <h4 data-bbox="232 1388 443 1409">2.1 掃流区間における合理式</h4> <div data-bbox="241 1425 981 1449" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>掃流区間の施設設計における清水の対象流量は下記の合理式による。</p></div>	<h3 data-bbox="1496 363 1771 387">第2節 対象流量の算定</h3> <h4 data-bbox="1258 411 1339 432">1. 総 説</h4> <div data-bbox="1267 448 2007 504" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>対象流量算出においては合理式を用いるものとし、土石流区間と掃流区間によって算出式を使い分けるものとする。</p></div> <h4 data-bbox="1258 544 1406 564">2. 対象流量算出</h4> <div data-bbox="1267 580 2007 692" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>土石流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量と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。 掃流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）とする。</p></div> <h4 data-bbox="1258 724 1317 745">解 説</h4> <p data-bbox="1267 761 2007 896">一般に、河川砂防施設の対象流量は合理式により算出する。しかし、上位基準である「国土交通省 河川砂防技術基準 同解説」と「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」における合理式の洪水到達時間の算出式は同一でなく、この差は経験上から定められたゆえに生じた差異と捉えるべきと思われる。このことは時に、源流部から河口部までの流水の流量を一環と捉えて考えた場合、砂防施設と河川施設で矛盾が生じさせる原因ともいえる。</p> <p data-bbox="1267 912 2007 1016">河川施設設計は掃流区間で行われることがほとんどであり、砂防施設設計に関しては、土石流区間と掃流区間の両方を対象する。砂防施設設計における対象流量算出においては、土石流の経験から導かれた洪水到達時間を採用しない理由はなく、河川施設設計と整合を図る必要も感じられることから、以下のように掃流区間と土石流区間で使い分けることとする。</p> <p data-bbox="1285 1184 1630 1204">① 掃流区間：土砂含有を考慮した流量（洪水時）</p> <p data-bbox="1285 1220 1877 1241">② 土石流区間：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）</p> <h4 data-bbox="1258 1388 1496 1409">2.1 掃流区間における合理式</h4> <div data-bbox="1267 1425 2007 1449" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>掃流区間の施設設計における清水の対象流量は下記の合理式による。</p></div>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																
<p>解 説</p> <p>(1) 対象流量</p> $Q = Q' \times (1 + \alpha)$ $Q' = 1/3.6 \times f \times r \times A$ <p>Q : 対象流量 (m³/sec) (小数点以下1位を切り上げ整数とする) Q' : ラシヨナル式によって求めるピーク流量 (m³/sec) α : 土砂混入率 f : 流出係数 r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h) A : 流域面積 (km²)</p> <p>(2) 洪水到達時間</p> <p>ラシヨナル式に用いられる洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間として定義され、原則として「雨水が流域から河道に至る流入時間」と「河道内の洪水伝播時間（流下時間）」の和とする。ある程度大きな流域では、流入時間が流下時間に比べ大幅に小さい場合は流入時間を無視することが多いが、小流域では常時流水が存在する河道が少ないため流入時間を無視することはできない。しかし、この流入時間の値は大まかな標準値しかないため、この方式に代る方法として、河道の採り方は谷形態をなす所まで伸ばし、流下時間として算出することもある。</p> $\text{洪水到達時間} = T_0 + T_1$ <p>① 洪水流下時間 (T₀)</p> <p>【Kraven式】</p> $T_0 = L / W$ <p>T₀ : 洪水流下時間 (sec) L : 流路長 (m) W : 洪水流出速度 (m/s) I : 流路勾配</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <caption>表 2.1(a) 流路勾配と洪水流出速度</caption> <thead> <tr> <th>I</th> <th>1/100 以上</th> <th>1/100~1/200</th> <th>1/200 以下</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>W</td> <td>3.5 m/sec</td> <td>3.0 m/sec</td> <td>2.1 m/sec</td> </tr> </tbody> </table> <p>【Bavern地方公式 (Rziha式)】 (適用範囲) 流路平均勾配 H/L > 1/20</p> $T_0 = L / W$ $W = 20 \cdot (H / L)^{0.6}$ <p>T₀ : 洪水流下時間 (sec) W : 洪水流出速度 (m/s) H : 流路高低差 (m) L : 流路長 (m)</p>	I	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下	W	3.5 m/sec	3.0 m/sec	2.1 m/sec	<p>解 説</p> <p>2.1.1 対象流量</p> $Q = Q' \times (1 + \alpha)$ $Q' = 1/3.6 \times f \times r \times A$ <p>Q : 対象流量 (m³/s) (小数点以下1位を切り上げ整数とする) Q' : 合理式によって求めるピーク流量 (m³/s) α : 土砂混入率 f : 流出係数 r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h) A : 流域面積 (km²)</p> <p>2.1.2 洪水到達時間</p> <p>合理式に用いられる洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間として定義され、原則として「雨水が流域から河道に至る流入時間（流入時間）」と「河道内の洪水伝播時間（流下時間）」の和とする。</p> <p>ある程度大きな流域では、流入時間が流下時間に比べ大幅に小さい場合は流入時間を無視することが多いが、小流域では常時流水が存在する河道が少ないため流入時間を無視することはできない。しかし、この流入時間の値は大まかな標準値しかないため、この方式に代る方法として、河道の採り方は谷形態をなす所まで伸ばし、流下時間として算出することもある。</p> $\text{洪水到達時間 } T = T_0 + T_1$ <p>(1) 洪水流下時間 (T₀)</p> <p>① Kraven式 (適用範囲: 流路平均勾配 (H/L) ≤ 1/20)</p> $T_0 = L / W$ <p>T₀ : 洪水流下時間 (s) L : 流路長 (m) W : 洪水流出速度 (m/s) I : 流路勾配</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <caption>表 9-4-2 流路勾配と洪水流出速度</caption> <thead> <tr> <th>I</th> <th>1/100 以上</th> <th>1/100~1/200</th> <th>1/200 以下</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>W</td> <td>3.5 m/s</td> <td>3.0 m/s</td> <td>2.1 m/s</td> </tr> </tbody> </table> <p>② Bavern地方公式 (Rziha式) (適用範囲: 流路平均勾配 (H/L) > 1/20)</p> $T_0 = L / W$ $W = 20 \cdot (H / L)^{0.6}$ <p>T₀ : 洪水流下時間 (s) W : 洪水流出速度 (m/s) H : 流路高低差 (m) L : 流路長 (m)</p>	I	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下	W	3.5 m/s	3.0 m/s	2.1 m/s
I	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下														
W	3.5 m/sec	3.0 m/sec	2.1 m/sec														
I	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下														
W	3.5 m/s	3.0 m/s	2.1 m/s														

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）															
<p>② 洪水流入時間（T_i）</p> <p>洪水流入時間（流域内での河道に到達する平均流下時間をいう）は流域の排水路の整備状況によって異なるが、将来の整備状況を推定して定めるものとする。一般には次の値を標準として定めてもよい。</p> <table border="1" data-bbox="405 475 808 576"> <caption>表 2.1 (b) 洪水流入時間</caption> <tr> <td>山地流域</td> <td>2km²</td> <td>30 min</td> </tr> <tr> <td>特に急傾斜面流域</td> <td>2km²</td> <td>20 min</td> </tr> <tr> <td>下水道整備区域</td> <td>2km²</td> <td>30 min</td> </tr> </table> <p>なお、【Kraven式】を用いる場合、基本的には当該溪流の流域から2km²を先取りし、上記の値を用いて流入時間を設定するとともに、流入域を除いた流域の河道延長を用いて河道流下時間を算定する。（流入時間の最大値は上記値となる。）</p> <p>ただし、流入域2km²を除いた流域面積が極端に小さくなる場合には地形図上で河道がわかる部分より上流域を流入域とし、その流入時間を次のような方法で算定するとともに、上流端から下流を河道として河道流下時間を算定する手法を用いる。</p> <div data-bbox="320 820 875 986"> <p style="text-align: center;">図 2.1 2km²未満の流入域の流入時間算出方法</p> </div> <p>③ 洪水到達時間内の平均雨量強度</p> <p>「長野県内の降雨強度式：平成28年4月、長野県建設部河川課資料-4」により求める。</p> <p>砂防堰堤の設計には、再現期間100年 継続時間1440分（24時間）の雨量(mm)を用い、溪流保全工の設計には、再現期間は第1章第2節砂防計画3.3.2計画規模の表3.3.2 河川の重要度と計画の規模により、継続時間1440分（24時間）の雨量(mm)を用いる。</p>	山地流域	2km ²	30 min	特に急傾斜面流域	2km ²	20 min	下水道整備区域	2km²	30 min	<p>(2) 洪水流入時間（T_i）</p> <p>洪水流入時間（流域内での河道に到達する平均流下時間をいう）は流域の排水路の整備状況によって異なるが、将来の整備状況を推定して定めるものとする。一般には次の値を標準として定めてもよい。</p> <table border="1" data-bbox="1442 475 1816 552"> <caption>表 9-4-3 洪水流入時間</caption> <tr> <td>山地流域</td> <td>2km²</td> <td>30min</td> </tr> <tr> <td>特に急傾斜面流域</td> <td>2km²</td> <td>20min</td> </tr> </table> <p>なお、①Kraven式を用いる場合、基本的には当該溪流の流域から2km²を先取りし、上記の値を用いて流入時間を設定するとともに、流入域を除いた流域の河道延長を用いて河道流下時間を算定する（流入時間の最大値は上記値となる。）</p> <p>ただし、流入域2km²を除いた流域面積が極端に小さくなる場合には地形図上で河道がわかる部分より上流域を流入域とし、その流入時間を次のような方法で算定するとともに、上流端から下流を河道として流下時間を算定する手法を用いる。</p> <div data-bbox="1346 791 1861 941"> <p style="text-align: center;">図 9-4-4 2km²未満の流入域の流入時間算出方法</p> </div> <p>(3) 洪水到達時間内の平均雨量強度</p> <p>洪水到達時間内の平均雨量強度は、「長野県内の降雨強度式：平成28年4月、長野県建設部河川課、参考資料-4 確率雨量表（ガンベル法）」により求める。</p> <p>砂防堰堤の設計には、原則として24時間雨量又は日雨量の100年超過確率の雨量を用い、溪流保全工の設計の設計には、<u>第1章第2節1.3.2に示す河川の重要度と計画の規模より</u>、<u>24時間雨量又は日雨量</u>を用いる。</p>	山地流域	2km ²	30min	特に急傾斜面流域	2km ²	20min
山地流域	2km ²	30 min														
特に急傾斜面流域	2km ²	20 min														
下水道整備区域	2km²	30 min														
山地流域	2km ²	30min														
特に急傾斜面流域	2km ²	20min														

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>2.2 土石流区間における合理式</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> 土石流区間の清水の対象流量は下記の合理式による。 </div> <p>解 説</p> <p>(1) 対象流量</p> $Q = Q_p \times (1 + \alpha)$ $Q_p = 1/3.6 \times K_{pi} \times P_a \times A = 1/3.6 \times P_c \times A$ <p> Q : 対象流量 (m³/s) (小数点以下1位を切り上げ整数とする) Q_p : ラシヨナル式によって求めるピーク流量 (m³/s) α : 土砂混入率 K_{pi} : ピーク流出係数 P_a : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h) P_c : 有効降雨強度 (mm/h) A : 流域面積 (km²) </p> <p>(2) 洪水到達時間</p> $T_f = K_{pi} \times A^{0.22} \times P_c^{-0.35}$ <p> T_f : 洪水到達時間 (分) K_{pi} : 係数 = 120 とする </p> <p>(3) 平均降雨強度</p> <p>洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように24時間雨量から求める（物部式）。</p> $P_a = P_{24} / 24 \times (T_f / 24)^{K_{pi}}$ <p> P₂₄ : 24時間雨量（P₂₄が得られない場合は、日雨量（P_{day}）としてよい） 日雨量は「長野県内の降雨強度式（平成28年4月、長野県建設部河川課資料）」 「確率雨量表の継続時間1440分（24時間）」を用いる。 </p> <p>K_{pi} : 定数 = 1/2 とする</p> <p>(4) 有効降雨強度</p> <p>有効降雨強度は、次式により求める。</p> $P_c = K_{pi} \times P_a$ $P_c = (P_{24} / 24)^{1.21} \times \{(24 \times K_{pi}^2) / (K_{pi} / 60 \times A^{0.22})\}^{0.606}$	<p>2.2 土石流区間における合理式</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> 土石流区間の清水の対象流量は下記の合理式による。 </div> <p>解 説</p> <p><u>2.2.1 対象流量</u></p> $Q = Q_p \times (1 + \alpha)$ $Q_p = 1/3.6 \times K_{pi} \times P_a \times A = 1/3.6 \times P_c \times A$ <p> Q : 対象流量 (m³/s) (小数点以下1位を切り上げ整数とする) Q_p : 合理式によって求めるピーク流量 (m³/s) (清水の対象流量) α : 土砂混入率 K_{pi} : 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) P_c : 有効降雨強度 (mm/h) A : 流域面積 (km²) </p> <p><u>2.2.2 洪水到達時間</u></p> $T_f = K_{pi} \times A^{0.22} \times P_c^{-0.35}$ <p> T_f : 洪水到達時間 (分) K_{pi} : 係数 = 120 </p> <p><u>2.2.3 平均降雨強度</u></p> <p>洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように24時間雨量から求める（物部式）。</p> $P_a = P_{24} / 24 \times (T_f / 24)^{K_{pi}}$ <p> P₂₄ : 24時間雨量（P₂₄が得られない場合は、日雨量（P_{day}）としてよい） <u>原則、24時間雨量又は日雨量の100年超確率</u> </p> <p>K_{pi} : 定数 = 1/2</p> <p><u>2.2.4 有効降雨強度</u></p> <p>有効降雨強度は、次式により求める。</p> $P_c = K_{pi} \times P_a$ $P_c = (P_{24} / 24)^{1.21} \times \{(24 \times K_{pi}^2) / (K_{pi} / 60 \times A^{0.22})\}^{0.606}$

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																																																																																																										
<p>2.3 流出係数</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> 流出係数の値は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して決定する必要がある。 </div> <p>解 説</p> <p>ラショナル式において用いる日本内地河川の洪水時の物部の値（表2.3(a)）のほか、表2.3(b)～(d)を参考にする。なお、土石流区間の対象流量算出に用いるピーク流出係数K_{PI}もこれらの値から決定する。</p> <p style="text-align: center;">表 2.3(a) 日本内地河川の流出係数 f（物部）</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>急峻な山地</td><td style="text-align: center;">0.75～0.90</td></tr> <tr><td>三紀層山岳</td><td style="text-align: center;">0.70～0.80</td></tr> <tr><td>起伏のある土地および樹林</td><td style="text-align: center;">0.50～0.75</td></tr> <tr><td>平坦な耕地</td><td style="text-align: center;">0.45～0.60</td></tr> <tr><td>かんがい中の水田</td><td style="text-align: center;">0.70～0.80</td></tr> <tr><td>山地河川</td><td style="text-align: center;">0.75～0.85</td></tr> <tr><td>平地小河川</td><td style="text-align: center;">0.45～0.75</td></tr> <tr><td>流域のなかま以上が平地である大河川</td><td style="text-align: center;">0.50～0.75</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">表 2.3(b) 標準的な流出係数</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>市街市街地</td><td style="text-align: center;">0.9</td></tr> <tr><td>一般市街地</td><td style="text-align: center;">0.8</td></tr> <tr><td>畑 原 野</td><td style="text-align: center;">0.6</td></tr> <tr><td>水 田</td><td style="text-align: center;">0.7</td></tr> <tr><td>山 地</td><td style="text-align: center;">0.7</td></tr> </table> <p>表 2.3(c) 砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>三紀層山地</td><td style="text-align: center;">0.7～0.8</td></tr> <tr><td>起伏のある土地および樹林</td><td style="text-align: center;">0.5～0.75</td></tr> <tr><td>平坦な耕地</td><td style="text-align: center;">0.45～0.60</td></tr> <tr><td>水 田</td><td style="text-align: center;">0.7～0.8</td></tr> <tr><td>宅地造成後の地域</td><td style="text-align: center;">0.85～1.0</td></tr> <tr><td>パイロット事業地、ゴルフ場</td><td style="text-align: center;">0.75～1.0</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">表 2.3(d) 防災調整池の洪水吐等の設計流量の算定に用いる標準値</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>土地利用状況</th> <th>流出係数</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>開発前</td> <td style="text-align: center;">0.6～0.7</td> <td>山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域</td> </tr> <tr> <td>開発後(1)</td> <td style="text-align: center;">0.8</td> <td>不透水面積率がほぼ40%以下の流域</td> </tr> <tr> <td>開発後(2)</td> <td style="text-align: center;">0.9</td> <td>不透水面積率がほぼ40%以上の流域</td> </tr> </tbody> </table> <p style="font-size: small;">不透水面積率とは、概ね建物の屋根面積、舗装道路面積および舗装された駐車場面積等の和である。</p>	急峻な山地	0.75～0.90	三紀層山岳	0.70～0.80	起伏のある土地および樹林	0.50～0.75	平坦な耕地	0.45～0.60	かんがい中の水田	0.70～0.80	山地河川	0.75～0.85	平地小河川	0.45～0.75	流域のなかま以上が平地である大河川	0.50～0.75	市街市街地	0.9	一般市街地	0.8	畑 原 野	0.6	水 田	0.7	山 地	0.7	三紀層山地	0.7～0.8	起伏の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	宅地造成後の地域	0.85～1.0	パイロット事業地、ゴルフ場	0.75～1.0	土地利用状況	流出係数	備 考	開発前	0.6～0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域	開発後(1)	0.8	不透水面積率がほぼ40%以下の流域	開発後(2)	0.9	不透水面積率がほぼ40%以上の流域	<p>2.3 流出係数</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> 流出係数の値は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して決定する必要がある。 </div> <p>解 説</p> <p>合理式において用いる流出係数は、表 9-4-4に示す日本内地河川の洪水時の物部の値の他、表 9-4-5～表 9-4-7を参考にする。なお、土石流区間の対象流量算出に用いるピーク流出係数K_{PI}もこれらの値から決定する。</p> <p style="text-align: center;">表 9-4-4 日本内地河川の流出係数 f（物部）</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>地 目</th> <th>流 出 係 数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>急峻な山地</td><td style="text-align: center;">0.75 ～ 0.90</td></tr> <tr><td>三紀層山岳</td><td style="text-align: center;">0.70 ～ 0.80</td></tr> <tr><td>起伏のある土地及び樹林</td><td style="text-align: center;">0.50 ～ 0.75</td></tr> <tr><td>平坦な耕地</td><td style="text-align: center;">0.45 ～ 0.60</td></tr> <tr><td>かんがい中の水田</td><td style="text-align: center;">0.70 ～ 0.80</td></tr> <tr><td>山地河川</td><td style="text-align: center;">0.75 ～ 0.85</td></tr> <tr><td>平地小河川</td><td style="text-align: center;">0.45 ～ 0.75</td></tr> <tr><td>流域のなかま以上が平地である大河川</td><td style="text-align: center;">0.50 ～ 0.75</td></tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">表 9-4-5 標準的な流出係数</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>地 目</th> <th>流 出 係 数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>密集市街地</td><td style="text-align: center;">0.9</td></tr> <tr><td>一般市街地</td><td style="text-align: center;">0.8</td></tr> <tr><td>畑 原 野</td><td style="text-align: center;">0.6</td></tr> <tr><td>水 田</td><td style="text-align: center;">0.7</td></tr> <tr><td>山 地</td><td style="text-align: center;">0.7</td></tr> </tbody> </table> <p>表 9-4-6 砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>地 目</th> <th>流 出 係 数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>三紀層山地</td><td style="text-align: center;">0.7 ～ 0.8</td></tr> <tr><td>起伏のある土地及び樹林</td><td style="text-align: center;">0.5 ～ 0.75</td></tr> <tr><td>平坦な耕地</td><td style="text-align: center;">0.45 ～ 0.60</td></tr> <tr><td>水 田</td><td style="text-align: center;">0.7 ～ 0.8</td></tr> <tr><td>宅地造成後の地域</td><td style="text-align: center;">0.85 ～ 1.0</td></tr> <tr><td>パイロット事業地、ゴルフ場</td><td style="text-align: center;">0.75 ～ 1.0</td></tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">表 9-4-7 防災調整池の洪水吐等の設計流量の算定に用いる標準値</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>土地利用状況</th> <th>流出係数</th> <th>摘 要</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>開発前</td> <td style="text-align: center;">0.6 ～ 0.7</td> <td>山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域</td> </tr> <tr> <td>開発後(1)</td> <td style="text-align: center;">0.8</td> <td>不透水面積率がほぼ40%以下の流域</td> </tr> <tr> <td>開発後(2)</td> <td style="text-align: center;">0.9</td> <td>不透水面積率がほぼ40%以上の流域</td> </tr> </tbody> </table> <p style="font-size: small;">※不透水面積率とは、概ね建物の屋根面積、舗装道路面積及び舗装された駐車場面積等の和である。</p>	地 目	流 出 係 数	急峻な山地	0.75 ～ 0.90	三紀層山岳	0.70 ～ 0.80	起伏のある土地及び樹林	0.50 ～ 0.75	平坦な耕地	0.45 ～ 0.60	かんがい中の水田	0.70 ～ 0.80	山地河川	0.75 ～ 0.85	平地小河川	0.45 ～ 0.75	流域のなかま以上が平地である大河川	0.50 ～ 0.75	地 目	流 出 係 数	密集市街地	0.9	一般市街地	0.8	畑 原 野	0.6	水 田	0.7	山 地	0.7	地 目	流 出 係 数	三紀層山地	0.7 ～ 0.8	起伏のある土地及び樹林	0.5 ～ 0.75	平坦な耕地	0.45 ～ 0.60	水 田	0.7 ～ 0.8	宅地造成後の地域	0.85 ～ 1.0	パイロット事業地、ゴルフ場	0.75 ～ 1.0	土地利用状況	流出係数	摘 要	開発前	0.6 ～ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域	開発後(1)	0.8	不透水面積率がほぼ40%以下の流域	開発後(2)	0.9	不透水面積率がほぼ40%以上の流域
急峻な山地	0.75～0.90																																																																																																										
三紀層山岳	0.70～0.80																																																																																																										
起伏のある土地および樹林	0.50～0.75																																																																																																										
平坦な耕地	0.45～0.60																																																																																																										
かんがい中の水田	0.70～0.80																																																																																																										
山地河川	0.75～0.85																																																																																																										
平地小河川	0.45～0.75																																																																																																										
流域のなかま以上が平地である大河川	0.50～0.75																																																																																																										
市街市街地	0.9																																																																																																										
一般市街地	0.8																																																																																																										
畑 原 野	0.6																																																																																																										
水 田	0.7																																																																																																										
山 地	0.7																																																																																																										
三紀層山地	0.7～0.8																																																																																																										
起伏の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																																																																																																										
宅地造成後の地域	0.85～1.0																																																																																																										
パイロット事業地、ゴルフ場	0.75～1.0																																																																																																										
土地利用状況	流出係数	備 考																																																																																																									
開発前	0.6～0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域																																																																																																									
開発後(1)	0.8	不透水面積率がほぼ40%以下の流域																																																																																																									
開発後(2)	0.9	不透水面積率がほぼ40%以上の流域																																																																																																									
地 目	流 出 係 数																																																																																																										
急峻な山地	0.75 ～ 0.90																																																																																																										
三紀層山岳	0.70 ～ 0.80																																																																																																										
起伏のある土地及び樹林	0.50 ～ 0.75																																																																																																										
平坦な耕地	0.45 ～ 0.60																																																																																																										
かんがい中の水田	0.70 ～ 0.80																																																																																																										
山地河川	0.75 ～ 0.85																																																																																																										
平地小河川	0.45 ～ 0.75																																																																																																										
流域のなかま以上が平地である大河川	0.50 ～ 0.75																																																																																																										
地 目	流 出 係 数																																																																																																										
密集市街地	0.9																																																																																																										
一般市街地	0.8																																																																																																										
畑 原 野	0.6																																																																																																										
水 田	0.7																																																																																																										
山 地	0.7																																																																																																										
地 目	流 出 係 数																																																																																																										
三紀層山地	0.7 ～ 0.8																																																																																																										
起伏のある土地及び樹林	0.5 ～ 0.75																																																																																																										
平坦な耕地	0.45 ～ 0.60																																																																																																										
水 田	0.7 ～ 0.8																																																																																																										
宅地造成後の地域	0.85 ～ 1.0																																																																																																										
パイロット事業地、ゴルフ場	0.75 ～ 1.0																																																																																																										
土地利用状況	流出係数	摘 要																																																																																																									
開発前	0.6 ～ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域																																																																																																									
開発後(1)	0.8	不透水面積率がほぼ40%以下の流域																																																																																																									
開発後(2)	0.9	不透水面積率がほぼ40%以上の流域																																																																																																									

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																												
<p>2.4 土砂混入率（α）</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> 土砂混入率は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して表2.4より決定する。 </div> <p>解 説</p> <p>溪流保全工が計画されるのは上流域の砂防工事がある程度進んでからであり、原則として、土砂含有率の減少した洪水流を対象とする。したがって、上流域での砂防堰堤等の対象流量を求める際の土砂混入率は溪流保全工のそれ以上でなければならない。</p> <p>特に、土石流が流下するような地域では、土砂混入率に十分な余裕をとる必要がある。</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <caption>表 2.4 土砂混入率</caption> <thead> <tr> <th>工 種</th> <th>土砂混入率（α）</th> <th>摘 要</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>土石流区間に計画する堰堤工の対象流量</td> <td>50</td> <td></td> </tr> <tr> <td>掃流区間に計画する堰堤工の対象流量</td> <td>20</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">溪流保全工の対象流量</td> <td>10</td> <td>上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、および屈曲、乱流防止箇所</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>上流の計画土砂整備率が100%以上</td> </tr> </tbody> </table> <p>3. 土石流ピーク流量</p> <p>3.1 土石流ピーク流量の算出</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> 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、実績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。 </div> <p>解 説</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> $Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q$ $\Sigma Q = C_* \times V_{dep} / C_d$ <p> Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s) ΣQ : 土石流総流量 (m³) V_{dep} : 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) C_d : 土石流濃度 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度) </p>	工 種	土砂混入率（ α ）	摘 要	土石流区間に計画する堰堤工の対象流量	50		掃流区間に計画する堰堤工の対象流量	20		溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、および屈曲、乱流防止箇所	5	上流の計画土砂整備率が100%以上	<p>2.4 土砂混入率</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> 土砂混入率は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して表 9-4-8 より決定する。 </div> <p>解 説</p> <p><u>土砂混入率（α）は、砂防堰堤を設置する区間の土砂移動の形態、工種によって、表 9-4-8 に示す値とする。</u> 溪流保全工が計画されるのは上流域の砂防工事がある程度進んでからであり、原則として、土砂含有率の減少した洪水流を対象とする。<u>従って、上流域での砂防堰堤等の対象流量を求める際の土砂混入率は溪流保全工のそれ以上でなければならない。</u></p> <p>特に、土石流が流下するような地域では、土砂混入率に十分な余裕をとる必要がある。</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <caption>表 9-4-8 土砂混入率</caption> <thead> <tr> <th>工 種</th> <th>土砂混入率（α）</th> <th>摘 要</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>土石流区間に計画する堰堤工の対象流量</td> <td>50</td> <td></td> </tr> <tr> <td>掃流区間に計画する堰堤工の対象流量</td> <td>20</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">溪流保全工の対象流量</td> <td>10</td> <td>上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、及び屈曲、乱流防止箇所</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>上流の計画土砂整備率が100%以上</td> </tr> </tbody> </table> <p>3. 土石流ピーク流量</p> <p>3.1 土石流ピーク流量の算出</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> 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、実績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。 </div> <p>解 説</p> <p>3.1.1 土石流ピーク流量</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> $Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q$ $\Sigma Q = C_* \times V_{dep} / C_d$ <p> Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s) ΣQ : 土石流総流量 (m³/s) V_{dep} : 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を下限值とする) C_d : 土石流濃度 C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度) </p>	工 種	土砂混入率（ α ）	摘 要	土石流区間に計画する堰堤工の対象流量	50		掃流区間に計画する堰堤工の対象流量	20		溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、及び屈曲、乱流防止箇所	5	上流の計画土砂整備率が100%以上
工 種	土砂混入率（ α ）	摘 要																											
土石流区間に計画する堰堤工の対象流量	50																												
掃流区間に計画する堰堤工の対象流量	20																												
溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、および屈曲、乱流防止箇所																											
	5	上流の計画土砂整備率が100%以上																											
工 種	土砂混入率（ α ）	摘 要																											
土石流区間に計画する堰堤工の対象流量	50																												
掃流区間に計画する堰堤工の対象流量	20																												
溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、及び屈曲、乱流防止箇所																											
	5	上流の計画土砂整備率が100%以上																											

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

〔第9編 砂防事業〕 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。</p> $C_d = \rho \tan \theta / (\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)$ <p style="margin-left: 20px;"> σ : 礫の密度 (2,600kg/m³程度) ρ : 水の密度 (1,200kg/m³程度) ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (°) (30° ~40° 程度、一般に35° を用いる) θ : 溪床勾配 (°) (現溪床勾配とする) </p> <p>なお、C_dが$0.9C_{d*}$よりも大きくなる場合は、$C_d = 0.9C_{d*}$とし、C_dが0.3よりも小さくなる場合は $C_d = 0.30$ とする。</p>	<p style="text-align: center;"><u>なお、土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配(10°)以上とする。なお、現溪床勾配は計画地点から概ね上流200m間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の200m区間が溪床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。</u></p> <p>3.1.2 土石流濃度</p> <p>土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。</p> $C_d = \rho \tan \theta / (\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)$ <p style="margin-left: 20px;"> σ : 礫の密度 (2,600kg/m³程度) ρ : 水の密度 (1,200kg/m³程度) ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (°) (30° ~40° 程度、一般に35° を用いてよい) θ : 溪床勾配 (°) </p> <p>なお、計算値 C_dが$0.9 \cdot C_{d*}$よりも大きくなる場合は、$C_d = 0.9 \cdot C_{d*}$とし、C_dが0.3よりも小さくなる場合は $C_d = 0.30$ とする。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (V_{dep}) は下記の算出方法による。

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_{dep} は、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、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のうち、比較して小さい方の値とする。

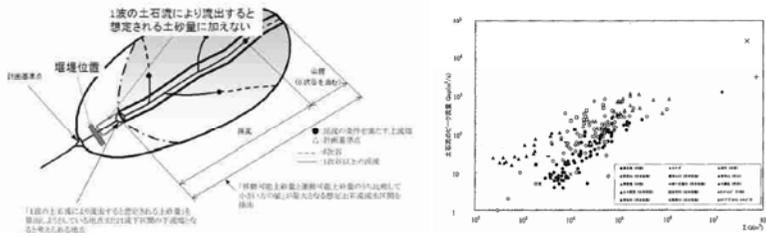


図 3.1(a) 1波の土石流により流出すると想定される土砂量の算出のイメージ図

図 3.1(b) ピーク流量の相関

~~1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、施設の計画地点または土石流流下区間の下流端と考えられる上流の範囲において、移動可能土砂量と運搬可能土砂量を算出、比較し、小さい方とすることを基本とする。なお、これは流出土砂量を算出しようとしている地点（計画基準点等）より上流の移動可能土砂量と運搬可能土砂量を算出、比較する計画流出土砂量の算出方法とは異なるので留意されたい。~~

新（改定後）

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

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_{dep} は、施設の計画地点又は土石流流下区間の下流端と考えられる地点より上流の範囲において、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、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のうち、比較して小さい方の値とすることを基本とする。なお、 V_{dep} を算出する土石流流出区間の下流端となる地点と、計画流出土砂量を算出する区間の下流端となる地点は異なる。

V_{dep} は小規模溪流における計画流出土砂量を適用する場合を除き、1,000m³を下限值とする。また、補助基準点において V_{dep} を算出する場合も、1,000m³を下限值とする。

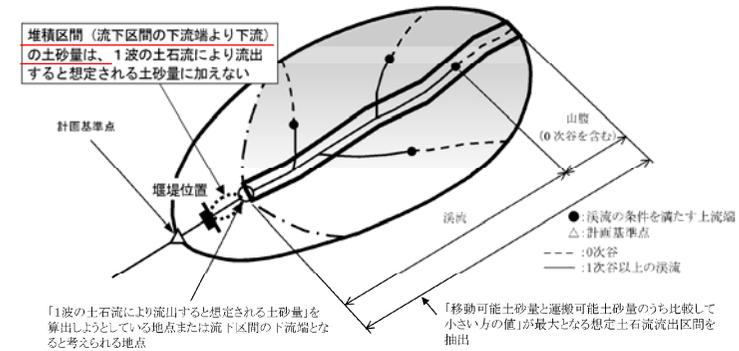


図 9-4-5 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dep} の算出のイメージ図

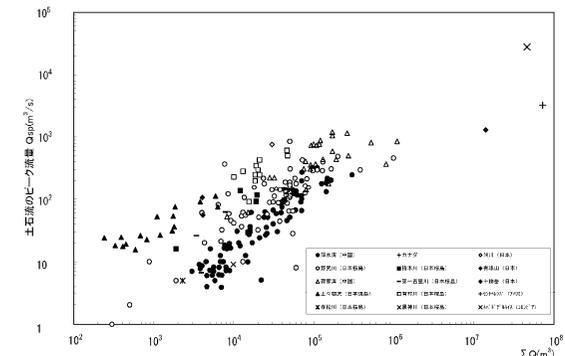


図 9-4-6 ピーク流量の相関

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<p><u>（参考）降雨量に基づく土石流ピーク流量</u> <u>土石流の発生過程には、下記等が考えられる。</u></p> <ol style="list-style-type: none"> ① <u>渓床堆積物が流水により強く侵食されて土石流になる</u> ② <u>山腹崩壊土砂がそのまま土石流になる</u> ③ <u>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</u> <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時間雨量又は目雨量が $P_p = 260$ (mm) の場合は、流域面積1km²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。 <u>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。</u></p> $Q_{sp} = K_q \times Q_p$ <p><u>Q_{sp}：土石流ピーク流量 (m³/s)</u> <u>Q：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 (m³/s)</u> <u>K_q：係数</u></p> <p><u>土石流ピーク流量 Q_{sp} は、清水の対象流量 Q_p との間次式の関係があるととして求める。</u></p> $Q_{sp} = C_s / (C_s - C_d) \times Q_p$

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

3.2 土石流の流速と水深の算出

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 (m/s)は、次のマンニング型の式で表すことができると報告されている。

$$U = D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} / K_n \quad \dots (式3.2.1)$$

D_r : 土石流の径深(m) (ここでは、 $D_r \approx D_d$ (土石流の水深) とする)

θ : 溪床勾配 ($^\circ$)

K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$)

~~ただし、溪床勾配 (θ) は表3.2に基つき設定する。~~

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 (m)は、流れの幅 B_{da} (m)と土石流ピーク流量 Q_{sp} (m³/s)より、(式3.2.1)、(式3.2.2)、(式3.2.3)を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \times A_d \quad \dots (式3.2.2)$$

A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積(m²)

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般に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図3.2の斜線部とする。流れの幅 B_{da} は図3.2に示すとおりとし、土石流の水深 D_d (m)は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = A_d / B_{da} \quad \dots (式3.2.3)$$

表3.2 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堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

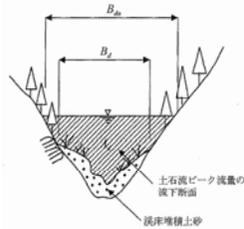


図3.2 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

新（改定後）

3.2 土石流の流速と水深の算出

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

3.2.1 土石流の流速

土石流の流速 U (m/s) は、次のマンニング型の式で表すことができると報告されている。

$$U = D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} / K_n \quad \dots (a)$$

D_r : 土石流の径深 (m) (ここでは、 $D_r \approx D_d$ (土石流の水深) とする)

θ : 溪床勾配 ($^\circ$) (表 9-4-9に基つき設定)

K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$)

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、土石流の流速及び水深は、フロント部について求めるものとする。

3.2.2 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} (m³/s)より、(式a)～(式c)を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \times A_d \quad \dots (b)$$

A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積(m²)

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、ピーク流量を流し得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 9-4-7の着色部とする。流れの幅 B_{da} (m)は図 9-4-7に示すとおりとし、土石流の水深 D_d (m)は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = A_d / B_{da} \quad \dots (c)$$

表 9-4-9 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堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

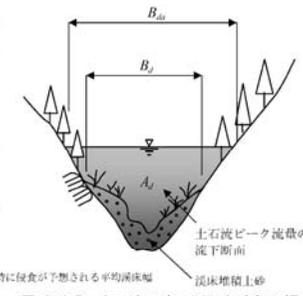
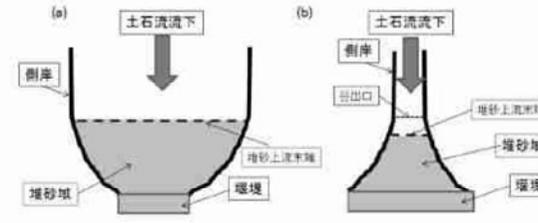
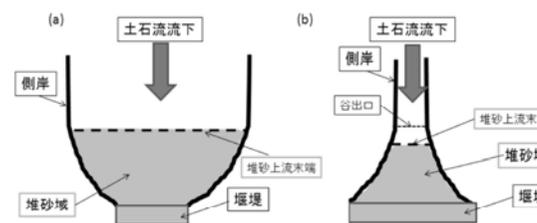


図 9-4-7 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>土石流の流速、水深の算出にあたっては、当該堰堤の位置から堆砂上流末端または土石流発生区間の下端までの区間で、任意に3～5箇所を抽出し、各断面を台形に近似した上で、3～5箇所の断面の平均断面を用いる。ただし、断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合は、過小評価にならないように留意する。また、当該堰堤の位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価にならないように留意する。</p>  <p>堰堤から堆砂上流末端までの断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)</p> <p>堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)</p> <p>図3.3 土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ図</p>	<p>また、谷出口下流の平坦な扇状地等で土石流の流下幅が式(a)～(c)から算出できない条件にあるときは、次式のレジーム型の関係式で土石流の流下幅を算出することができる。</p> $B_{ds} = \alpha \cdot \sqrt{Q_{sp}}$ <p>α : 係数 $\alpha=4$</p> <p>なお、土石流の流速、水深の算出にあたっては、当該堰堤の位置から堆砂上流末端又は土石流発生区間の下端までの区間で、任意に3～5箇所を抽出し各断面を台形に近似した上で、3～5箇所の断面の平均断面を用いる。ただし、断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合は、過小評価にならないように留意する。</p> <p>また、当該堰堤の位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価にならないように留意する。</p>  <p>堰堤から堆砂上流末端までの断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)</p> <p>堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)</p> <p>図 9-4-8 土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ図</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>3.3 土石流の単位体積重量の算出</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> 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。 </div> <p>解 説</p> <p>土石流の単位体積重量γ_d(kN/m³)は、次式で求められる。</p> $\gamma_d = \{\sigma \times Cd + \rho \cdot (1 - Cd)\} \times g \quad \text{----- (式3.3)}$ <p>g：重力加速度(9.8m/s²) なお、γ_dの単位が(kN/m³)であることに注意する。Cdは本章3.1ピーク流量と同一式で求める。</p> <p>3.4 土石流流体力の算出</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> 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。 </div> <p>解 説</p> <p>土石流流体力は、次式で求める。</p> $F = Kh \times \gamma_d / g \times Dd \times U^2 \quad \text{----- (式3.4)}$ <p>F：単位幅当りの土石流流体力(kN/m) U：土石流の流速(m/s) Dd：土石流の水深(式(2.2.9)より求める) g：重力加速度(9.8m/s²) Kh：係数(1.0とする) γ_d：土石流の単位体積重量(kN/m³) (式3.3より求める)</p> <hr/> <p>(参考) 降雨量に基づく土石流ピーク流量の算出</p> <p>土石流の発生過程には、</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 浜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。 <p>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。</p> <p>なお、「砂防基本計画策定指針（土石流・流末対策編）」国土交通省砂防部（平成19年9月）の2.7.3に示す経験式および後述の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。</p> <p>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$P_p=200$(mm)の場合、流域面積1km²以下では理論式の値は経験式の値と比較して小さな値を与える。</p> <p>土石流ピーク流量は下記より求める。</p> $Q_{sp} = Kq \times Q_p \quad \text{----- 理論式}$ <p>Q_{sp}：土石流ピーク流量(m³/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(m³/s) Kq：係数である</p> <p>土石流ピーク流量Q_{sp}は、水のみ対象流量Q_pとの間に、</p> $Q_{sp} = C_w / (C_w - Cd) \times Q_p \quad \text{----- (1)}$ <p>の関係があるとして求める。</p> <p>(土石流ピーク流量の算出例)</p> <p>$\sigma=2,000$(kg/m³)、$\rho=1,200$(kg/m³)、$\phi=35^\circ$、$\tan\theta=1/6$の場合、 経験式より$Cd=0.27$となり0.9より小さくなるので$Cd=0.30$とし、(1)式より $Q_{sp}=2 \times Q_p$となる。</p>	<p>3.3 土石流の単位体積重量の算出</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> 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。 </div> <p>解 説</p> <p>土石流の単位体積重量γ_d(kN/m³)は、次式で求められる。</p> $\gamma_d = \{\sigma \times C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \times g$ <p>g：重力加速度(9.81m/s²)</p> <p>なお、γ_dの単位がkN/m³であることに注意する。C_dは本章第2節3.1.2により求める。</p> <p>3.4 土石流流体力の算出</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> 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。 </div> <p>解 説</p> <p>土石流流体力は、次式で求める。</p> $F = K_h \times \gamma_d / g \times D_d \times U^2$ <p>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：土石流の水深 g：重力加速度(9.81m/s²) K_h：係数(1.0とする) γ_d：土石流の単位体積重量(kN/m³)</p> <p style="color: red; text-align: center;">第4章第2節3.1.3 後部の(参考)へ移動し、内容改訂</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																				
<h3>第3節 砂防堰堤の設計</h3> <p>1. 堰堤形式の選定</p> <p>1.1 砂防堰堤の目的と選定</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>砂防えん堤の選定において、山地および溪流・河道部において必要とする目的に対し、砂防えん堤の持っている効果を最も発揮する形式を比較検討のうえ選定する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>現地調査によって、発生した現象に対する必要な効果・機能を整理し、経済性、施工性、景観性、維持管理性、環境等の比較検討を行い、適切な形式・構造・材料等を選定する。</p> <p>現在までにさまざまなタイプの砂防堰堤が開発されており、それぞれの機能を十分理解して、現場に最も適したものを選択することが重要である。</p> <div style="text-align: center; margin: 10px 0;"> <p>表1.1 砂防堰堤の目的と効果</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 30%;">砂防堰堤の目的</th> <th style="width: 70%;">効 果</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1 生産土砂の抑制</td> <td> 溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂域が形成される。この堆砂域では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪床幅が拡大されることによって、 ① 溪床勾配を緩和して縦横侵食を防止する。<u>(溪床・溪岸侵食防止)</u> ② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。<u>(溪岸侵食防止)</u> ③ 溪床を高め、山脚を固定する。地すべり地域では有効。<u>(山脚固定)</u> ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。<u>(堆積土および不安定土砂流出防止)</u> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2 流下土砂の調節</td> <td> 不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。 また、透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂域で土砂を調整することになる。<u>(流出土砂抑制・調節機能)</u> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3 土石流の捕捉・減勢</td> <td> 砂防堰堤の堆砂域に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。 特に、透過型砂防堰堤では、平常時による堆砂容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きいと考えられる。<u>(土石流対策)</u> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4 流木の捕捉</td> <td> 不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪床幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂域に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。<u>(流木対策)</u> </td> </tr> </tbody> </table> </div>	砂防堰堤の目的	効 果	1 生産土砂の抑制	溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂域が形成される。この堆砂域では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪床幅が拡大されることによって、 ① 溪床勾配を緩和して縦横侵食を防止する。 <u>(溪床・溪岸侵食防止)</u> ② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。 <u>(溪岸侵食防止)</u> ③ 溪床を高め、山脚を固定する。地すべり地域では有効。 <u>(山脚固定)</u> ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。 <u>(堆積土および不安定土砂流出防止)</u>	2 流下土砂の調節	不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。 また、透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂域で土砂を調整することになる。 <u>(流出土砂抑制・調節機能)</u>	3 土石流の捕捉・減勢	砂防堰堤の堆砂域に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。 特に、透過型砂防堰堤では、平常時による堆砂容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きいと考えられる。 <u>(土石流対策)</u>	4 流木の捕捉	不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪床幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂域に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。 <u>(流木対策)</u>	<h3>第3節 砂防堰堤の設計</h3> <p>1. 砂防堰堤の分類</p> <p>1.1 砂防堰堤の目的と効果</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>砂防堰堤の選定において、山地及び溪流・河道部において必要とする目的に対し、砂防堰堤の持っている効果を最も発揮する型式を比較検討のうえ選定する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤は、現地調査等によって想定される土砂移動現象に対する必要な効果・機能を整理し、経済性、施工性、景観性、維持管理性、環境等の比較検討を行い、適切な型式・構造・材料等を選定する。</p> <p>構造、材料については、現在までに様々なタイプの砂防堰堤が開発されており、それぞれの機能を十分理解して、現場に最も適したものを選定することが重要である。</p> <div style="text-align: center; margin: 10px 0;"> <p>表 9-4-10 砂防堰堤の目的と効果・機能</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 20%;">砂防堰堤の目的</th> <th style="width: 80%;">効 果 ・ 機 能</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1. 生産土砂の抑制</td> <td> 溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂域が形成される。この堆砂域では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪床幅が拡大されることによって、下記の効果が発揮される。 ① 溪床勾配を緩和して縦横侵食を防止する。<u>(溪床・溪岸侵食防止)</u> ② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。<u>(溪岸侵食防止)</u> ③ 溪床を高め、山脚を固定。地すべり地域では有効である。<u>(山脚固定)</u> ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。<u>(堆積土及び不安定土砂流出防止)</u> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2. 流下土砂の調節</td> <td> 不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。 また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂域で土砂を調整することになる。<u>(流出土砂抑制・調節機能)</u> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3. 土石流の捕捉・減勢</td> <td> 砂防堰堤の堆砂域に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。 特に、透過型砂防堰堤では、平常時による空容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きい。<u>(土石流対策)</u> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4. 流木の捕捉</td> <td> 不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪床幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂域に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。<u>(流木対策)</u> </td> </tr> </tbody> </table> </div>	砂防堰堤の目的	効 果 ・ 機 能	1. 生産土砂の抑制	溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂域が形成される。この堆砂域では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪床幅が拡大されることによって、下記の効果が発揮される。 ① 溪床勾配を緩和して縦横侵食を防止する。 <u>(溪床・溪岸侵食防止)</u> ② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。 <u>(溪岸侵食防止)</u> ③ 溪床を高め、山脚を固定。地すべり地域では有効である。 <u>(山脚固定)</u> ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。 <u>(堆積土及び不安定土砂流出防止)</u>	2. 流下土砂の調節	不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。 また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂域で土砂を調整することになる。 <u>(流出土砂抑制・調節機能)</u>	3. 土石流の捕捉・減勢	砂防堰堤の堆砂域に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。 特に、透過型砂防堰堤では、平常時による空容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きい。 <u>(土石流対策)</u>	4. 流木の捕捉	不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪床幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂域に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。 <u>(流木対策)</u>
砂防堰堤の目的	効 果																				
1 生産土砂の抑制	溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂域が形成される。この堆砂域では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪床幅が拡大されることによって、 ① 溪床勾配を緩和して縦横侵食を防止する。 <u>(溪床・溪岸侵食防止)</u> ② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。 <u>(溪岸侵食防止)</u> ③ 溪床を高め、山脚を固定する。地すべり地域では有効。 <u>(山脚固定)</u> ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。 <u>(堆積土および不安定土砂流出防止)</u>																				
2 流下土砂の調節	不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。 また、透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂域で土砂を調整することになる。 <u>(流出土砂抑制・調節機能)</u>																				
3 土石流の捕捉・減勢	砂防堰堤の堆砂域に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。 特に、透過型砂防堰堤では、平常時による堆砂容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きいと考えられる。 <u>(土石流対策)</u>																				
4 流木の捕捉	不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪床幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂域に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。 <u>(流木対策)</u>																				
砂防堰堤の目的	効 果 ・ 機 能																				
1. 生産土砂の抑制	溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂域が形成される。この堆砂域では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪床幅が拡大されることによって、下記の効果が発揮される。 ① 溪床勾配を緩和して縦横侵食を防止する。 <u>(溪床・溪岸侵食防止)</u> ② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。 <u>(溪岸侵食防止)</u> ③ 溪床を高め、山脚を固定。地すべり地域では有効である。 <u>(山脚固定)</u> ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。 <u>(堆積土及び不安定土砂流出防止)</u>																				
2. 流下土砂の調節	不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。 また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂域で土砂を調整することになる。 <u>(流出土砂抑制・調節機能)</u>																				
3. 土石流の捕捉・減勢	砂防堰堤の堆砂域に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。 特に、透過型砂防堰堤では、平常時による空容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きい。 <u>(土石流対策)</u>																				
4. 流木の捕捉	不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪床幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂域に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。 <u>(流木対策)</u>																				

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>1.2 砂防堰堤の分類</p> <p>砂防堰堤は、その目的によって次の5種類に分類する。一つの堰堤が2つ以上の目的を兼ねる場合には、その主たる目的によって分類するものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 山脚固定堰堤……河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防および拡大の防止を図り、土砂の生産を抑制することを目的とする。 2. 縦侵食防止堰堤……河道の縦侵食を防止して、土砂の生産を抑制することを目的とする。 3. 河床堆積物流出防止堰堤……河床に堆積した不安定な土砂の流出を防止することを目的とする。 4. 土石流対策堰堤……土石流の発生を抑制あるいは流下を抑制・捕捉することを目的とする。 5. 流出土砂抑制・調節堰堤……流出土砂の抑制および調節を目的とする。 <p>1.2.1 山脚固定堰堤</p> <p>山脚固定堰堤の位置は、保全対象山腹の直下流部を原則とする。堰堤の高さはその山脚の侵食を防止得るように定めるものとする。</p> <p>山脚固定堰堤が流出土砂抑制・調節堰堤を兼ねる場合には、その必要に応じて位置および高さを定めるものとする。</p> <p>1.2.2 縦侵食防止堰堤</p> <p>縦侵食防止堰堤は、縦侵食区域の直下流に設けるものとする。堰堤の高さはその堆積区域に縦侵食区域が包含されるように定めるものとする。</p> <p>縦侵食区域が長距離にわたるときは、教基の堰堤を階段状に連続して設けるものとする。階段状堰堤群においては、基幹となる堰堤は基礎を岩着させることを原則とするものとする。</p> <p>1.2.3 河床堆積物流出防止堰堤</p> <p>河床堆積物流出防止堰堤は、河床堆積物の直下流に設けることを原則とする。堰堤の高さは堆砂面内に河床堆積物が包含されるように定めるものとする。</p>	<p>1.2 砂防堰堤の分類</p> <p>砂防堰堤は、その目的によって次の5種類に分類する。一つの堰堤が2つ以上の目的を兼ねる場合には、その主たる目的によって分類するものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 山脚固定堰堤：河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防及び拡大の防止を図り、土砂の生産を抑制することを目的とする。 ② 縦侵食防止堰堤：河道の縦侵食を防止して、土砂の生産を抑制することを目的とする。 ③ 河床堆積物流出防止堰堤：河床に堆積した不安定な土砂の流出を防止することを目的とする。 ④ 土石流対策堰堤：土石流の発生を抑制あるいは流下を抑制・捕捉することを目的とする。 ⑤ 流出土砂抑制・調節堰堤：流出土砂の抑制及び調節を目的とする。 <p>1.2.1 山脚固定堰堤</p> <p><u>山脚固定堰堤は、河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防及び拡大を防止し、土砂の生産抑制を図ることを目的とする堰堤である。</u></p> <p>山脚固定堰堤の位置は、保全対象山腹の直下流部を原則とする。堰堤の高さはその山脚の侵食を防止得るように定めるものとする。山脚固定堰堤が流出土砂抑制・調節堰堤を兼ねる場合には、その必要に応じて位置及び高さを定めるものとする。</p> <p>1.2.2 縦侵食防止堰堤</p> <p><u>縦侵食防止堰堤は、河道の縦侵食を防止し、土砂の生産抑制を図ることを目的とする堰堤である。</u></p> <p>縦侵食防止堰堤の位置は、縦侵食区域の直下流に設けるものとする。堰堤の高さはその堆積区域に縦侵食区域が包含されるように定めるものとする。縦侵食区域が長距離にわたるときは、教基の堰堤を階段状に連続して設けるものとする。階段状堰堤群においては、基幹となる堰堤は基礎を岩着させることを原則とするものとする。</p> <p>1.2.3 河床堆積物流出防止堰堤</p> <p><u>河床堆積物流出防止堰堤は、河床に堆積した不安定土砂の流出を防止することを目的とする堰堤である。</u></p> <p>河床堆積物流出防止堰堤の位置は、河床堆積物の直下流に設けることを原則とする。堰堤の高さは堆砂面内に河床堆積物が包含されるように定めるものとする。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="230 363 427 383">1.2.4 土石流対策砂防堰堤</p> <div data-bbox="230 400 981 555" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>土石流対策砂防えん堤は、土石流の抑止、土石流の緩和等その目的に応じて位置および高さを定めるものとする。</p><p>土石流の抑止のためには、原則として計画土石流の30%以上を堆砂しうるように1基当たりの砂防えん堤の規模を定めるものとする。</p><p>土石流の緩和のためには、土砂の流出形態を土石流の形態より掃流状態に変化させうるように、位置、高さ、形状および数を定めるものとする。</p></div> <p data-bbox="230 592 315 611">解 説</p> <p>土石流対策としては、砂防堰堤への堆砂により抑止する方法、あるいは流出形態を変化させて衝撃力を緩和させる方法を用いるのが一般である。</p> <p>土石流を掃流状態に変化させるためには、渓床勾配の緩和および渓床幅の拡大を図るものとする。</p> <p>なお、計画土石流の30%以上を堆砂し得るように砂防堰堤の規模を定めるとしたのは、現在1渓流に1～3規模度の砂防堰堤で土石流による災害を防止することを目標としているため、大きな渓流では、計画土石流の少なくとも30%程度、小溪流においては、それ以上の堆砂空間を有することが必要となるからである。＝一般に土石流は渓床勾配1/30以下、かつ上流流下区域の勾配との比が1/2以下となり、渓床幅が3倍以上となれば、掃流状態に変化することが知られている。</p> <p>土石流対策型とは、土石流が流下しうる区間において計画される砂防堰堤を示すものであり、土石流対策基本計画のみならず、水系砂防基本計画上の土石流区間に計画する砂防堰堤においても、考慮されなければならない。</p> <p data-bbox="230 1018 510 1037">1.2.4.1 土石流・流木捕捉王の型式</p> <div data-bbox="230 1054 981 1091" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>土石流・流木捕捉王の型式には、透過型、不透過型および部分透過型がある。</p></div> <p data-bbox="230 1145 506 1165">1.2.5 流出土砂抑制・調節 砂防堰堤</p> <div data-bbox="230 1182 981 1246" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>流出土砂抑制・調節砂防えん堤は、計画流出抑制・調節土砂量が最も効果的に確保され、また、流砂調整機能が有効に発揮されるように、位置、高さ、形状ならびに数を定めるものとする。</p></div> <p data-bbox="230 1267 315 1286">解 説</p> <p>流出土砂抑制・調節砂防堰堤はなるべく大容量であることが望ましい。しかし一般的には流出土砂抑制・調節だけを目的とするものは少なく、また、砂防堰堤位置の条件により高さが制限される場合もあるので、それらを総合的に考慮しなければならない。</p> <p>また、砂防堰堤による流出土砂の量の調節、粒径調節機能は堆砂面において発揮されるので、堆砂面積の増大を図るのが望ましい。</p>	<p data-bbox="1258 363 1456 383">1.2.4 土石流対策砂防堰堤</p> <div data-bbox="1258 400 2009 643" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>土石流対策砂防堰堤は、土石流の発生抑制あるいは流下の抑止・捕捉を目的とする堰堤である。</p><p>土石流対策砂防堰堤は、土石流の発生抑制、土石流の抑止・捕捉及び水勢緩和等その目的に応じて位置及び高さを定めるものとする。</p><p>土石流の抑制及び抑止のためには、原則として計画流出土砂量・流木量の30%以上を堆積・捕捉し得るように1基当たりの砂防堰堤の規模を定めるものとする。</p><p>土石流の水勢緩和のためには、土砂の流出形態を土石流形態から掃流状態に変化させ得るように、位置、高さ、形状及び数を定めるものとする。</p><p>なお、土石流対策型とは土石流が流下し得る区間において計画される砂防堰堤を示す。</p></div> <p data-bbox="1258 663 1299 683">解 説</p> <p>土石流対策としては、砂防堰堤の堆砂数により土石流の発生を抑制する方法、砂防堰堤への堆砂により土石流を抑止・捕捉する方法、あるいは流出形態を変化させて土石流の衝撃力を緩和させる方法を用いるのが一般である。</p> <p>土石流の流出形態を土石流形態から掃流状態に変化させるためには、渓床勾配の緩和及び渓床幅の拡大を図るものとする。一般に、土石流は渓床勾配1/30以下、かつ上流流下区域の勾配との比が1/2以下となり、渓床幅が3倍以上となれば、掃流状態に変化することが知られている。</p> <p>なお、計画流出土砂量・流木量の30%以上を堆積・捕捉し得るように砂防堰堤の規模を定めるとしたのは、現在1渓流に1～3規模度の砂防堰堤を整備することで土石流による災害を防止することを目標としているため、流域面積や計画流出土砂量・流木量が大きな渓流では、計画流出土砂量・流木量の少なくとも30%程度、小規模渓流においては、それ以上の堆積・捕捉空間を有することが必要となるからである。</p> <p>また、土石流対策型とは、土石流が流下し得る区間において計画される砂防堰堤を示すものであり、土石流対策基本計画のみならず、水系砂防基本計画上の土石流区間に計画する砂防堰堤においても、考慮されなければならない。</p> <p data-bbox="1258 1158 1523 1177">1.2.5 流出土砂抑制・調節砂防堰堤</p> <div data-bbox="1258 1195 2009 1283" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>流出土砂抑制・調節砂防堰堤は、流出土砂の抑制及び調節を目的とする堰堤である。</p><p>計画流出抑制・調節土砂量が最も効果的に確保され、また、流砂調整機能が有効に発揮されるように、位置、高さ、形状ならびに数を定めるものとする。</p></div> <p data-bbox="1258 1303 1299 1323">解 説</p> <p>流出土砂抑制・調節砂防堰堤はなるべく大容量であることが望ましい。しかし一般的には流出土砂抑制・調節だけを目的とするものは少なく、また、砂防堰堤位置の条件により高さが制限される場合もあるので、それらを総合的に考慮しなければならない。</p> <p>また、砂防堰堤による流出土砂の量の調節、粒径調節機能は堆砂面において発揮されるので、堆砂面積の増大を図ることが望ましい。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>1.3 その他の分類</p> <div data-bbox="235 391 981 432" style="border: 1px solid black; padding: 2px;">砂防えん堤は、型式・土砂等の制御形態・構造・材料などで分類される。</div> <p>1.3.1 形式による分類</p> <div data-bbox="235 512 981 553" style="border: 1px solid black; padding: 2px;">形式による分類では、不透過型、透過型、部分透過型の3つに分類される。</div> <p>解 説</p> <p>(1) 不透過型砂防堰堤（クローズタイプ）</p> <p>不透過型砂防堰堤は、貯砂量部分が満砂するまでは流出土砂（ウォッシュロード、浮遊砂を除く）を下流に流さない形式である。通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し満砂状態となって渓床勾配を緩和することで山脚固定、渓床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮する形式である。</p> <p>(2) 透過型砂防堰堤（オープンタイプ）</p> <p>透過型砂防堰堤は、通常の流水や中小の出水時において下流に対して無害な土砂を流下させ、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時には土石流の捕捉・減勢、流木の捕捉機能を発揮する形式である。</p> <p>さらに、透過型砂防堰堤は堰上げ型と閉塞型に分類される。</p> <p>① 堰上げ型透過型砂防堰堤：主に掃流区間に施工される堰堤で、堰堤地点で洪水位の堰上げによって土砂流出を抑制・調節、流木を捕捉する形式である。</p> <p>② 閉塞型透過型砂防堰堤：主に土石流区間に施工される堰堤で、土石流に含まれる巨礫によって開口部を閉塞させて土石流を捕捉・減勢、流木を捕捉する形式である。</p> <p>(3) 部分透過型砂防堰堤</p> <p>部分透過型砂防堰堤は、不透過型砂防堰堤の水通し部から下側に透過部を部分的に設けたもので、機能的には閉塞型透過型砂防堰堤の一種とする。</p> <p>下部の不透過部では、通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し渓床勾配を緩和することで山脚固定、渓床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮し、さらに上部の透過部では、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時には土石流の捕捉・減勢、流木の捕捉機能を発揮する形式である。 主に流木対策として用いられる。</p>	<p>1.3 型式による分類</p> <div data-bbox="1265 502 2011 544" style="border: 1px solid black; padding: 2px;">砂防堰堤の型式による分類では、不透過型、透過型、部分透過型の3つに分類される。</div> <p>解 説</p> <p>1.3.1 不透過型砂防堰堤</p> <p>不透過型砂防堰堤は、貯砂量部分が満砂するまでは流出土砂（ウォッシュロード、浮遊砂を除く）を下流に流さない型式である。通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し満砂状態となって渓床勾配を緩和することで、山脚固定、渓床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止の機能を発揮する。</p> <p>また、満砂後の計画規模の出水や大出水、土石流の発生時には、上流流下区間と堆砂勾配（平常時堆砂勾配）の勾配変化によって堆砂数に土砂が堆積し、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮する。</p> <p>1.3.2 透過型砂防堰堤</p> <p>透過型砂防堰堤は、通常の流水や中小の出水時において下流に対して無害な土砂を流下させ、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時には土石流及び土砂とともに流出する流木の捕捉・減勢機能を発揮する型式である。</p> <p>なお、透過型砂防堰堤は堰上げ型と閉塞型に分類される。</p> <p>① 堰上げ型：主に掃流区間に設置される堰堤で、堰堤地点で洪水位の堰上げにより、土砂流出を抑制・調節、流木を捕捉する型式</p> <p>② 閉塞型：主に土石流区間に設置される堰堤で、土石流に含まれる巨礫によって開口部を閉塞させて土石流及び土砂とともに流出する流木を捕捉・減勢する型式</p> <p>1.3.3 部分透過型砂防堰堤</p> <p>部分透過型砂防堰堤は、不透過型砂防堰堤の水通し部から下側に部分的に透過部を設けたもので、機能的には閉塞型透過型砂防堰堤の一種とする。</p> <p>下部の不透過部では、通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し渓床勾配を緩和することで山脚固定、渓床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮し、さらに上部の透過部では、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時には土石流及び土砂とともに流出する流木の捕捉・減勢機能を発揮する型式である。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

1.3.2 土砂の制御形態による分類

流下土砂の制御形態による分類では、調節形態、捕捉形態の2つに分類される。

解 説

(1) 調節形態

不透過型砂防堰堤では、洪水時と平常時の含砂率の差によって堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。（一般的に、洪水時 $2/3 i$ 、平常時 $1/2 i$ （ i ：元河床勾配））

また、透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減勢されることによって掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆砂することから、土砂調節機能が発揮される。



図 1.3.2 (a) 不透過型砂防堰堤の調節量

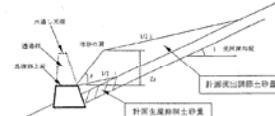


図 1.3.2 (b) 透過型砂防堰堤調節量

(2) 捕捉形態

不透過型砂防堰堤では、土石流流下時に砂防堰堤の貯砂域に空き容量があれば堰堤に衝突する形で捕捉することになる。一般的には、満砂の堆砂勾配が元河床に比べて緩勾配（平常時 $1/2 i$ （ i ：元河床勾配））となっているため、土石流の流速が減少し、捕捉機能が発揮される。

透過型砂防堰堤では、平常時に無害の土砂を元河床なりに流下させることで、貯砂容量の確保ができるため、土石流流下時には貯砂量分も捕捉機能として見込めることになる。

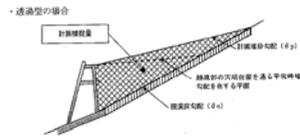


図 1.3.2 (c) 透過型砂防堰堤捕捉量

新（改定後）

1.4 土砂の制御形態による分類

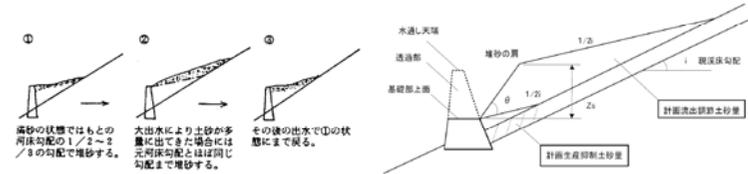
流下土砂の制御形態による分類では、調節形態、捕捉形態の2つに分類される。

解 説

1.4.1 調節形態

不透過型砂防堰堤では、洪水時と平常時の含砂率の差によって堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される（一般的に、洪水時 $2/3 i$ 、平常時 $1/2 i$ （ i ：元河床勾配））。

また、透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減勢されることによって掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆砂することから、土砂調節機能が発揮される。



(a) 不透過型砂防堰堤の調節量

(b) 透過型砂防堰堤調節量

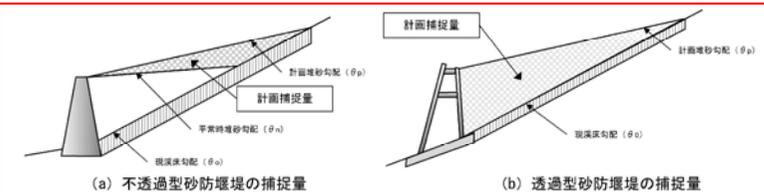
図 9-4-9 砂防堰堤の調節形態例

1.4.2 捕捉形態

不透過型砂防堰堤では、土石流流下時に砂防堰堤の貯砂域に空き容量があれば堰堤に衝突する形で捕捉することになる。一般的には、満砂の堆砂勾配が元河床に比べて緩勾配（平常時 $1/2 i$ （ i ：元河床勾配））となっているため、土石流の流速が減少し、捕捉機能が発揮される。

透過型砂防堰堤では、平常時に無害の土砂を元河床なりに流下させることで、空き容量の確保ができるため、土石流流下時には空き容量分を捕捉機能として見込めることになる。

部分透過型砂防堰堤では、下部の不透過部では不透過型砂防堰堤、上部の透過部では透過型砂防堰堤と同等の捕捉機能が発揮される。



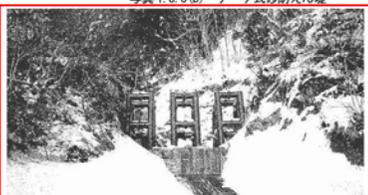
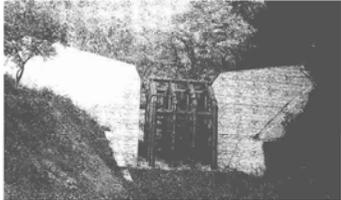
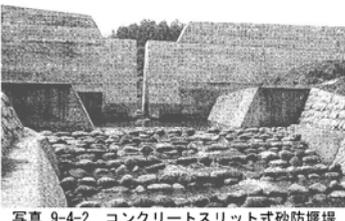
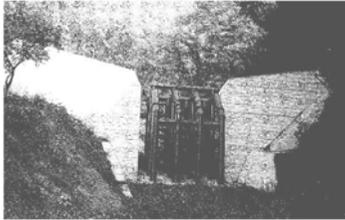
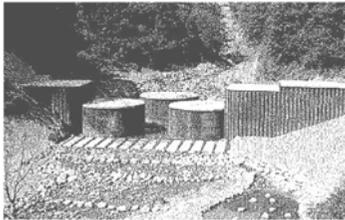
(a) 不透過型砂防堰堤の捕捉量

(b) 透過型砂防堰堤の捕捉量

図 9-4-10 砂防堰堤の捕捉形態

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧 (改定前 (平成 28 年 4 月 1 日版))	新 (改定後)
<p>1.3.3 構造による分類</p> <p>構造による分類では、重力式、アーチ式、スリット式、格子式、大暗渠式、セル式、スクリーン式などに分類される。</p>  <p>写真 1.3.3(a) 重力式砂防えん堤</p>  <p>写真 1.3.3(b) アーチ式砂防えん堤</p>  <p>写真 1.3.3(c) コンクリートスリット式砂防えん堤</p>  <p>写真 1.3.3(d) 鋼製スリット式砂防えん堤</p>  <p>写真 1.3.3(e) 鋼製格子型砂防えん堤</p>  <p>写真 1.3.3(f) 大暗渠式砂防えん堤</p>  <p>写真 1.3.3(g) セル式砂防えん堤</p>  <p>写真 1.3.3(h) 底面型スクリーン式砂防えん堤</p> <p style="text-align: right;">削除</p>	<p>1.5 構造による分類</p> <p>構造による分類では、重力式、アーチ式、<u>コンクリートスリット式</u>、<u>鋼管フレーム式</u>、大暗渠式 (<u>スーパー暗渠式</u>)、セル式、スクリーン式 (<u>底面型</u>、<u>バットレス型</u>) 等に分類される。</p>  <p>写真 9-4-1 重力式砂防堰堤</p>  <p>写真 9-4-5 アーチ式砂防堰堤</p>  <p>写真 9-4-2 コンクリートスリット式砂防堰堤</p>  <p>写真 9-4-6 鋼管フレーム式砂防堰堤</p>  <p>写真 9-4-3 大暗渠式 (スーパー暗渠式) 砂防堰堤</p>  <p>写真 9-4-7 セル式砂防堰堤</p>  <p>写真 9-4-4 底面型スクリーン式砂防堰堤</p>  <p>写真 9-4-8 バットレス型スクリーン式砂防堰堤</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <p>写真 1.3.3(i) バットレス型スクリーン砂防えん堤</p> <p>写真 1.3.3(j) スーパー暗渠式砂防えん堤</p> <p>1.3.4 材料による分類</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>材料による分類では、コンクリート、コンクリートブロック、鋼管、鋼製枠、ダブルウォール(土砂)、ワイヤネット、ソイルセメント、粗石コンクリートなどに分類される。</p> </div> <p>解 説</p> <p>大きくはコンクリート、鋼製、改良土に分けられる。地すべり地帯では、掘削面の開放期間が比較的短期間となるコンクリートブロックや鋼製枠堰堤が用いられる。発生土が比較的良方でコスト削減効果が大きい場合など、砂防ソイルセメント砂防堰堤がある。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <p>写真 1.3.4(a) コンクリートブロック砂防えん堤</p> <p>写真 1.3.4(b) 鋼製枠砂防えん堤</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <p>写真 1.3.4(c) ダブルウォール砂防えん堤</p> <p>写真 1.3.4(d) ワイヤネット砂防えん堤</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">  <p>写真 1.3.4(e) ソイルセメント砂防えん堤</p> </div>	<p style="text-align: center; color: red;">第4章第3節1.6へ移動し、内容改訂</p>

削除

9-3-17

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="232 360 412 379">1.4 鋼製砂防堰堤の分類</p> <div data-bbox="232 389 983 429" style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><p data-bbox="255 399 775 418">形式による分類では、不透過型、透過型、部分透過型の3つに分類される。</p></div> <p data-bbox="232 453 506 472">1.4.1 鋼製砂防堰堤の構造による分類</p> <div data-bbox="232 481 983 668" style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><p data-bbox="255 501 636 520">鋼製砂防堰堤は、構造形式により6つに分類される。</p><ol data-bbox="255 523 430 659" style="list-style-type: none"><li data-bbox="255 523 367 542">1. 鋼製枠構造<li data-bbox="255 545 430 564">2. ダブルウォール構造<li data-bbox="255 568 353 587">3. セル構造<li data-bbox="255 590 398 609">4. スクリーン構造<li data-bbox="255 612 416 632">5. 鋼管フレーム構造<li data-bbox="255 635 336 654">6. その他</div> <p data-bbox="232 687 315 707">解 説</p> <p data-bbox="232 722 972 815">鋼製砂防堰堤は、屈撓性や、透過性などの機能面、工期短縮や通年施工、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徴を活かした数多くの製品が開発されてきている。</p> <p data-bbox="232 866 344 885">1. 鋼製枠構造</p> <p data-bbox="248 901 972 1029">鋼製枠堰堤は形鋼や鋼管で形成されたフレーム（枠）の各面を、L形鋼・平鋼・棒鋼などでスクリーン状にカバーして、中に割石（鋼製自在枠・鋼製統枠・鋼製箱枠）を中詰める形式をとっており、屈撓性を有し地盤変形に追従し、昭和49年から実用化された。それまでコンクリート基礎をもつ鋼製スクリーン堰堤では軟弱地盤や地すべり地域での適用が難しかったが、枠堰堤において可能となった。</p> <p data-bbox="248 1045 972 1137">現在、鋼製自在枠・鋼製統枠・鋼製箱枠など、それぞれ重方式構造として安定であることの他に、水平力に対する抵抗要素を枠骨組構造の強度または中詰材のせん断抵抗性としており、施設の計画・設計に当たっては事前に各形式の特徴を把握する必要がある。</p> <p data-bbox="248 1153 972 1214">鋼製材を用いることの長所は、部材強度が大きいため木材やコンクリート製品に比べて大型化しやすいこと、強度が高く、かつ柔軟性に富んだ継手構造にできる。</p>	<p data-bbox="1227 501 1563 520" style="color: red;">第4章第3節1.6.1へ移動し、内容改訂</p> <p data-bbox="1227 963 1267 983" style="color: red;">削除</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>また、既往の枠構造は使用鋼材や連結方法等は異なるが、いずれもジョイント部に工夫を加え、可撓性に富み、沈下等の変位にも追従でき透水性にも配慮された形式となっている。工法的には組立、中詰め作業に大型機械を要せず人力中心でも施工可能である。</p> <p>中詰材は、原則として玉石・割石であり、排水性の良好なものを選定することが重要である。また、表面材の内側に、さらに網およびマット材を張ることにより砂礫等を中詰材に使用できるが、この場合は転圧を十分に行うことが必要である。</p> <p>鋼製枠堰堤は、地すべり地や地盤変動のある地域、湧水の多い箇所、地盤が悪い箇所、あるいは災害の応急工事・仮設工事等に適している。また大型の施工機械が進入できない箇所等でも施工可能である。</p> <p>2. ダブルウォール構造</p> <p>この形式の構造物は、鋼材で造った壁の中に砂礫を中詰めする点では、前述の鋼製枠堰堤と同様であるが、容器となる鋼材部分には水平力に対抗する機能を全く期待していない点が基本的に異なっている。したがって、中詰材のせん断変形に対する抵抗が確実に期待できるように設計・施工することが必要である。</p> <p>ダブルウォール堰堤は、上流面、下流面に鋼矢板やエキスバンドメタルなどによるパネル壁材を設けて中詰めを行い、上・下流壁面材間隔を高さ50～100cmごと、横方向80～120cm間隔に自在性のあるジョイント部をもつタイロッドで連結したものである。なお、底面、天端面、側面には樹脂ネット・鉄筋金網・エキスバンドメタル等を現場状況にあわせて配している。この堰堤は、密に配置されたタイロッドにより中詰土が補強された補強土フィル堰堤的な特徴をもち、堰堤全体の屈撓性に優れている。堤体内に中間枠がなく、ブルドーザやローラが堤体内を自由に走れるため、転圧が十分でき施工速度も速い。また、中詰材には現地発生土砂を使用でき、掘削土を再利用することで土砂運搬費の削減や環境面でも有利である。この堰堤は、不良地盤や盛土箇所など沈下の考えられる箇所、現地土砂を使用したい現場、建設排土の捨て場、仮締めきり・仮設堤などの仮設工、および災害時の応急復旧、緑化したい場合などに適している。</p> <p>3. セル構造</p> <p>不透過型のセル構造は、セルを連続配置する堰堤であり、鋼製セグメント（直線鋼矢板、鋼板）で構成された鋼製殻の中に現地発生土砂を中詰めする点では枠堰堤やダブルウォール堰堤と同様であり、ダブルウォール構造と同様に中詰材のせん断抵抗のみを評価している。鋼製セル構造のうち、鋼矢板セグメントセル式は短尺に分割した高張力継手を有する直線型鋼矢板を爪の嵌合のみの単純作業で組み立てていくボルトレス構造という特徴がある。一方、鋼鋼板セグメントセル式は鋼板を曲げ加工したパネルを順次円形状にボルトで組み立てるものである。両者とも組立てが簡単で短時間にセル構造が構築できる特徴をもつ。</p> <p>透過型のセル構造の砂防堰堤は、不透過型と同じ鋼製セルを一箇一箇独立させ、所定の間隔に配置した重力式の堰堤である。その目的はスリット構造の透過型堰堤と同様であるが、巨礫を捕捉する機構がスリ</p>	<p style="text-align: center;">削除</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>ット構造では直接的な閉塞効果によっているのに対して、セル堰堤では堰上げ・堰止め等の水理的な減勢効果によっている点が基本的に異なっている。したがって、開口部の幅は相対的に大きくとれ、機械土工で除石作業を容易に行うことができる。</p> <p>鋼製セルの構造としては、短尺に分割した鋼矢板を積み上げていく鋼矢板セグメントセル式と、鋼板を溶接・曲げ加工したパネルを高力ボルトで接合する鋼板セグメントセル式などがあり、構造面は不透過型の場合と同様である。</p> <p>4.スクリーン構造</p> <p>バットレススクリーン堰堤は、渓床の侵食防止を目的として、堆砂促進のためにできるだけ開口寸法は小さくすべく設計されている。水は通過させ、砂礫は滞留させるため、堰堤壁面は間隙幅15～30cmに構成するものである。堰堤にはH形鋼によるバットレスを本体とし、上流壁面材にH形鋼をスクリーン状に取り付けたバットレス型と、下流面直立のL型、上流面壁材として鋼管を水平に並べて支間をとばしたビーム型がある。バットレス型の初期のタイプは昭和41年に試作され、鋼製砂防堰堤として最初に用いられた。</p> <p>底面水抜きスクリーン堰堤は、土石流の発生が予想される溪流の河床に箕の子状のスクリーンを流芯方向に設置し、流下してくる土石流をスクリーン上で土石と水とに分離し土石流の流速を減速させ、巨礫や土砂を停止、堆積させるものである。土石流減勢工（土石流ブレーカー）とも呼ばれる。また、土石流発生域における巨礫の捕捉に用いられる目的のほか、土石流の直撃を受けるおそれのある下流堰堤の緩衝施設、あるいは扇状地の扇頂部における土石流後続流の分散等にも使用できる。</p> <p>1.4.2 鋼製砂防堰堤の設計</p> <div data-bbox="235 1077 981 1204" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>鋼製砂防堰堤の設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物として一体性が保証されなければならない。</p><p>また、施工中を含めた構造上の特性と、単に勾配のみではない溪流の土砂移動の特性を考慮するなど、経済性のみでなく保全対象の重要度、各構造の実績を踏まえ、構造形式を選定する。特に、一部の損傷が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。</p></div> <p>解 説</p> <p>鋼製砂防堰堤の設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行う。</p> <p>鋼製砂防堰堤の選定にあたっては、鋼製砂防堰堤の特徴、地形、保全対象の重要度、土石流の捕捉実績、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定を行う。</p> <p>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、一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体の崩壊につながらないよう、信頼性設計（フェイルセーフ）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。</p> <p>透過型砂防堰堤の配置は以下の点に留意して行う。</p>	<p style="text-align: center; color: red;">削除</p> <p style="text-align: center; color: red;">第4章第3節1.6.1へ移動し、内容改訂</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="248 371 972 499">1. 保全対象が近い場合には、その区間が河床上昇を生じ、土砂・洪水氾濫を引き起こすことが予想されるので、下流の保全対象の安全を確保できる位置に透過型砂防堰堤を設置することを原則とする。</p> <p data-bbox="248 443 972 499">2. 保全対象の直上流に設置する場合には、透過型砂防堰堤直下流の河床勾配を緩和する遊砂地、不透過型砂防堰堤を設置する等、出水後半に土砂が急激に流出しないように十分留意する。</p> <p data-bbox="232 552 427 568">1.5 透過型砂防堰堤の分類</p> <p data-bbox="232 587 517 603">1.5.1 透過型砂防堰堤の機能による分類</p> <p data-bbox="255 628 712 644">機能による分類では、土石流捕捉と土砂調節の2つに分類される。</p> <p data-bbox="232 695 394 711">1.5.2 材料による分類</p> <p data-bbox="255 746 788 762">材料による分類では、コンクリート、鋼管、鋼板、ワイヤなどに分類される。</p> <p data-bbox="232 802 311 818">解 説</p> <p data-bbox="248 837 972 1034">ワイヤネット構造は、円形の細いワイヤをつなぎ合わせるリングネットを使用することにより、土石流の荷重をリングネットに分散させて、ワイヤで土石流を捕捉する構造である。土砂の透過性を最大限発揮させるとともに、線材の長所である引張耐力と変形性能で外力を吸収しようと、平成14年から試験施工され、平成16年に立山カルデラ多枝原谷において、続いて平成16年に焼岳上々堀沢にて土石流を捕捉し、その性能を実証している。特に、施工から完成まで短期間であることに特徴がある。ただし、維持管理等の面を考慮する必要がある。</p> <p data-bbox="232 1090 394 1106">1.5.3 構造による分類</p> <p data-bbox="255 1141 696 1157">透過型砂防えん堤は、構造別に大きく分けて三つに分類される。</p> <ol data-bbox="255 1165 472 1225" style="list-style-type: none">1. コンクリートスリット構造2. 鋼管フレーム構造3. その他 <p data-bbox="232 1270 311 1286">解 説</p> <p data-bbox="255 1305 768 1321">コンクリートスリット構造による透過型堰堤については、1.5.3.1による。</p> <p data-bbox="255 1340 819 1356">鋼管フレーム構造による透過型堰堤については、鋼製砂防構造物設計便覧による。</p> <p data-bbox="255 1375 651 1391">その他ワイヤネット構造の堰堤については1.5.2による。</p>	<p data-bbox="1227 432 1263 448">削除</p> <p data-bbox="1227 699 1559 715">第4章第3節1.5.2へ移動し、内容改訂</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="309 292 878 327">旧（改定前（平成28年4月1日版））</p> <p data-bbox="244 675 598 695">1.5.3.1 コンクリートスリットの機能による分類</p> <div data-bbox="232 703 983 791" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p data-bbox="257 716 710 737">コンクリートスリット砂防堰堤は、機能別に二つに分類される。</p><ol data-bbox="257 740 566 782" style="list-style-type: none"><li data-bbox="257 740 566 761">1. 土石流区間における土石流・流木対策型<li data-bbox="257 764 566 782">2. 掃流区間における土砂調節・流木対策型</div> <p data-bbox="230 825 313 845">解 説</p> <p data-bbox="244 860 972 952">土石流区間における土石流・流木対策型砂防堰堤は、重力式コンクリート砂防堰堤の水通し部に楯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 data-bbox="244 967 972 1096">土石流捕捉を目的としたコンクリートスリットは、一般に透過部面積が小さいため、土石流先頭部が到達する前の先行流などで堰上げが発生しやすいため、この場合、土石流線頭部を構成する巨石は湛水域の上流端付近に停止せず、透過部断面を閉塞しない可能性がある。その後、巨礫を含まない後続流が透過部を通過することが考えられ、また、一旦停止した土砂の一部が堰上げの減水時に流出することが考えられる。</p> <p data-bbox="244 1110 972 1203">よって、原則として土石流の捕捉を目的としたコンクリートスリットは採用しないこととする。しかしながら、流域・渓流内の礫径、堰上げの有無、過去の土砂流出状況などから、鋼製フレーム構造等の採用が適当ではないと判断される場合などにおいてはこの限りではなく、<u>砂防課と協議とされた</u>。</p> <p data-bbox="244 1217 972 1275">また、<u>土石流捕捉のために設置するコンクリートスリット砂防堰堤については、鋼製の棧（横棧）を設置すること。（参考：第4章第2節付録）</u></p> <p data-bbox="244 1289 972 1453">掃流区間に設置する土砂調節・流木対策型砂防堰堤は基本的な構造は土石流捕捉型と変わらないが、計画規模の流量に対してそれ以下に設定したスリット断面によって、洪水流を堰上げさせ、流出土砂の掃流力を減勢させることで土砂の掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆積する構造である。なお、洪水後半の減水期に透過部から多量の土砂が流出し、堰堤下流部に堆積することになるので、<u>下流部にはその土砂を堆積させる構造もしくは施設を計画し、安全に考慮すること。</u></p>	<p data-bbox="1249 347 1581 368">1.5.1 不透過型砂防堰堤の構造による分類</p> <div data-bbox="1261 376 2002 442" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p data-bbox="1279 384 1989 435">不透過型砂防堰堤の構造による分類では、重力式、アーチ式、セル式、スクリーン式（バットレス型）に分類される。</p></div> <p data-bbox="1249 480 1563 501">1.5.2 透過型砂防堰堤の構造による分類</p> <div data-bbox="1261 509 2002 638" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p data-bbox="1279 517 1756 537">透過型砂防堰堤は、構造別に大きく分けて以下の3つに分類される。</p><ol data-bbox="1279 545 1686 630" style="list-style-type: none"><li data-bbox="1279 545 1496 566">① コンクリートスリット構造<li data-bbox="1279 574 1435 595">② 鋼管フレーム構造<li data-bbox="1279 603 1686 630">③ その他（大暗渠構造、ワイヤネット構造、セル構造等）</div> <p data-bbox="1267 675 1500 695">(1) コンクリートスリット構造</p> <div data-bbox="1261 703 2002 833" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p data-bbox="1267 711 1995 762">コンクリートスリット式砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。コンクリートスリット構造は、機能別に二つに分類される。</p><ol data-bbox="1279 770 1588 823" style="list-style-type: none"><li data-bbox="1279 770 1588 791">① 土石流区間における土石流・流木対策型<li data-bbox="1279 799 1588 823">② 掃流区間における土砂調節・流木対策型</div> <p data-bbox="1249 853 1305 874">解 説</p> <p data-bbox="1279 882 2002 967">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楯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 data-bbox="1279 975 2002 1123">土石流捕捉を目的としたコンクリートスリットは、一般に透過部面積が小さいため、土石流先頭部が到達する前の先行流等で堰上げが発生し、堰堤上流側に湛水が生じる可能性がある。この場合、土石流先頭部を構成する巨石は湛水域の上流端付近に停止し、透過部断面を閉塞しない可能性がある。その後、巨礫を含まない後続流が透過部を通過することが考えられ、また、一旦停止した土砂の一部が堰上げの減水時に流出することが考えられる。</p> <p data-bbox="1279 1131 2002 1216">従って、原則として土石流の捕捉を目的としたコンクリートスリットは採用しないこととする。しかしながら、流域・渓流内の礫径、堰上げの有無、過去の土砂流出状況等から、鋼製フレーム構造等の採用が適当ではないと判断される場合等においてはこの限りではない。</p> <p data-bbox="1279 1224 2002 1281">また、土石流捕捉のために設置するコンクリートスリット砂防堰堤については、鋼製の棧（横棧）を設置することを原則とする。</p> <p data-bbox="1279 1289 2002 1463">掃流区間に設置する土砂調節・流木対策型砂防堰堤は、基本的な構造は土石流区間における土石流・流木対策型と変わらないが、計画規模の流量に対してそれ以下に設定したスリット断面によって、洪水流を堰上げさせ、流出土砂の掃流力を減勢させることで土砂の掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆積する構造である。なお、洪水後半の減水期に透過部から多量の土砂が流出し、堰堤下流部に堆積することになるので、<u>安全性を考慮し、下流部にはその土砂を堆積させる構造もしくは施設を計画する。</u></p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

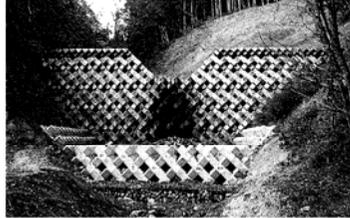
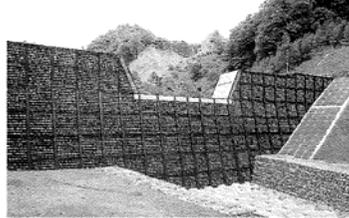
第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<p>(2) 鋼管フレーム構造</p> <p>鋼管フレーム式砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。鋼管フレーム構造は、主に土石流区間における土石流・流木対策型として用いられる。</p> <p>設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物として一体性が保証されなければならない。特に、一部の損傷が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。</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>鋼管フレーム構造の選定にあたっては、各鋼管フレーム構造の特徴、地形、保全対象の重要度、土石流の捕捉実績、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定する。</p> <p>鋼管フレームの部材は、設計外力に対し安全でなければならず、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、一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体の崩壊につながらないよう、信頼性設計（フェイルセーフ）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。</p> <p>鋼管フレーム式砂防堰堤の設計は、本章第3節4.5に示す他、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行うものとする。</p> <p>(3) その他（大暗渠構造、ワイヤネット構造、セル構造）</p> <p>大暗渠構造は、渓床付近に直径数メートルの大きい暗渠を設置した砂防堰堤である。大暗渠構造は、平常時や中小出水時に流出する土砂は下流へ流下させ、計画規模の大出水や土石流の発生時のみ上流側に堰上げ背水を生じさせて土砂を一時的に堆積させる構造であり、堆積土砂は減水時に徐々に下流へ流下させる。天端が通路となっているスーパー暗渠構造もある。</p> <p>また、強靱ワイヤネット構造は、円形の細いワイヤをつなぎ合わせるリングネットを使用することにより、土石流の荷重をリングネットに分散させて、ワイヤで土石流を捕捉する構造である。土砂の透過性を最大限発揮させるとともに、線材の長所である引張耐力と変形性能で外力を吸収しようと、平成14年から試験施工され、平成16年に立山カルデラ多枝原谷において、続いて平成16年に焼岳上々壱沢にて土石流を捕捉し、その性能を実証している。特に、施工から完成まで短期間であることに特徴がある。ただし、維持管理等の面を考慮する必要がある。</p> <p>その他、セル構造は、鋼製セルを一箇一箇独立させ、所定の間隔に配置した重力式の堰堤であり、目的はコンクリートスリット構造の透過型砂防堰堤と同様であるが、巨礫を捕捉する機構がコンクリートスリット構造では直接的な閉塞効果によっているのに対して、セル構造では堰上げ・堰止め等の水理的な減勢効果によっている点が基本的に異なっている。</p> <p>1.5.3 部分透過型砂防堰堤の構造による分類</p> <p>部分透過型砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<p data-bbox="1249 347 1411 367">1.6 材料による分類</p> <div data-bbox="1265 379 2004 438" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>材料による分類では、コンクリート、コンクリートブロック、鋼管、鋼製枠、強靱ワイヤネット、砂防ソイルセメント、粗石コンクリート等に分類される。</p></div> <p data-bbox="1249 466 1303 485">解 説</p> <p>砂防堰堤の材料は、大きくはコンクリート、鋼製、改良土に分けられる。地すべり地帯では、掘削面の開放期間が比較的短期間となり、屈撓性があるコンクリートブロックや鋼製枠堰堤が用いられる。発生土が比較的良好でコスト削減効果が大きい場合等には、砂防ソイルセメント砂防堰堤が用いられる。</p> <div data-bbox="1258 603 1608 821"></div> <p data-bbox="1276 823 1590 842">写真 9-4-9 コンクリートブロック砂防堰堤</p> <div data-bbox="1646 603 1995 821"></div> <p data-bbox="1713 823 1937 842">写真 9-4-11 鋼製枠砂防堰堤</p> <div data-bbox="1258 853 1608 1072"></div> <p data-bbox="1288 1074 1579 1093">写真 9-4-10 強靱ワイヤネット砂防堰堤</p> <div data-bbox="1646 853 1995 1072"></div> <p data-bbox="1668 1074 1982 1093">写真 9-4-12 砂防ソイルセメント砂防堰堤</p> <p data-bbox="1249 1117 1467 1136">1.6.1 鋼製砂防堰堤の分類</p> <div data-bbox="1265 1149 2004 1173" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>鋼製砂防堰堤は、鋼製枠構造、セル構造、スクリーン構造、鋼管フレーム構造等に分類される。</p></div> <div data-bbox="1265 1184 2004 1236" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>鋼製砂防堰堤の設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物として一体性が保証されなければならない。</p></div> <div data-bbox="1265 1248 2004 1332" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>また、施工中を含めた構造上の特性と、単に勾配のみではない渓流の土砂移動の特性を考慮する等、経済性のみでなく保全対象の重要度、各構造の実績を踏まえ、構造型式を選定する。特に、一部の損傷が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。</p></div> <p data-bbox="1249 1359 1303 1378">解 説</p> <p>鋼製砂防堰堤は、屈撓性や、透過性等の機能面、工期短縮や通年施工、あるいは省力化等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徴を活かした数多くの製品が開発されてきている。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

1.6 砂防ソイルセメント堰堤の分類

1.6.1 砂防ソイルセメント

砂防ソイルセメントとは、砂防事業を推進する中で、砂防施設の構築に現地発生土砂を有効活用するために開発されたものである。施工現場において現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌・混合して製造するもので、砂防施設とこれに伴う付帯施設の構築及び地盤改良活用する材料の総称である。

解 説

一般に、砂防事業は山間部で実施されるため、従来の工法では掘削土処分費等の建設コストが増大するとともに、コンクリート等の建設材料運搬が制限され施工効率が低くなる傾向がある。さらに、掘削残土運搬時の騒音・振動や土捨場構築等は環境問題を生じさせる場合がある。一方、砂防事業を推進する河川・溪流の河床砂礫は良質であることが多く、これらを活用することは、環境面だけでなくコスト縮減からも有効かつ重要であると考えられている。

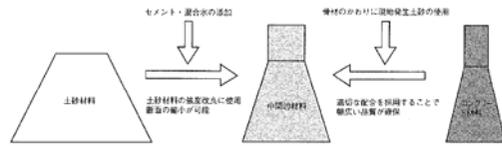


図 1.6.1 砂防ソイルセメント砂防堰堤の概念図

表 1.6.1 砂防施設及び付帯施設等における砂防ソイルセメントの適用性

材料区分	現地発生土砂	砂防ソイルセメント	コンクリート
適用施設・部位等	盛土部	←→	←→
	路盤部	←→	←→
	間詰部	←→	←→
	人工地山	←→	←→
	構築物基礎	←→	←→
	構築物内部・地中部	←→	←→
	構築物外部・表面部	←→	←→
	砂防堰堤	←→	←→
	堤冠部	←→	←→
	堤趾部	←→	←→

新（改定後）

鋼製砂防堰堤の設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行う。

鋼製砂防堰堤の選定にあたっては、鋼製砂防堰堤の特徴、地形、保全対象の重要度、土石流の捕捉実績、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定を行う。

なお、鋼製砂防堰堤は形鋼をボルトで連結して形成した鋼製枠と中詰材の繰の相互作用で外力に抵抗し、土石流流体力や堆砂圧等の外力に対して安定性を保つことができる構造であるが、巨礫の衝突といった局所的な外力の作用によって鋼製枠の一部が破損すると中詰材が流出して構造として成り立たなくなる。このため、局所的な損傷に対する抵抗性を確保する必要があるが、鋼製枠に使用している鋼材のみで対応することは困難であるため、土石流が直撃する土石流区間には設置しない。

1.6.2 砂防ソイルセメント堰堤の分類

砂防ソイルセメントは、砂防事業を推進する上で、砂防施設の構築に現地発生土砂を有効活用するために開発されたものである。施工現場において現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌・混合して製造するもので、砂防施設とこれに伴う付帯施設の構築及び地盤改良に活用する材料の総称である。

砂防ソイルセメントは、「転写タイプに用いる材料」と「流動タイプに用いる材料」に大別される。

解 説

一般に、砂防事業は山間部で実施されるため、従来の工法では掘削土処分費等の建設コストが増大するとともに、コンクリート等の建設材料運搬が制限され施工効率が低くなる傾向がある。さらに、掘削残土運搬時の騒音・振動や土捨場構築等は環境問題を生じさせる場合がある。一方、砂防事業を推進する河川・溪流の河床砂礫は良質であることが多く、これらを活用することは、環境面だけでなくコスト縮減からも有効かつ重要であると考えられている。

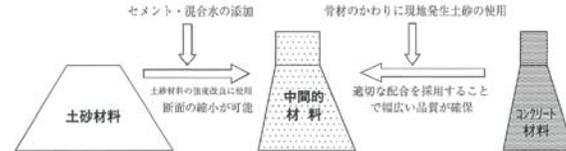


図 9-4-11 砂防ソイルセメント砂防堰堤の概念図

表 9-4-11 砂防施設及び付帯施設等における砂防ソイルセメントの適用性

材料区分	現地発生土砂	砂防ソイルセメント	コンクリート
適用施設・部位等	盛土部	←→	←→
	路盤部	←→	←→
	間詰部	←→	←→
	人工地山	←→	←→
	構築物基礎	←→	←→
	構築物内部・地中部	←→	←→
	構築物外部・表面部	←→	←→
	砂防堰堤	←→	←→
	堤冠部	←→	←→
	堤趾部	←→	←→

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

1.6.2 砂防ソイルセメントの工法による分類

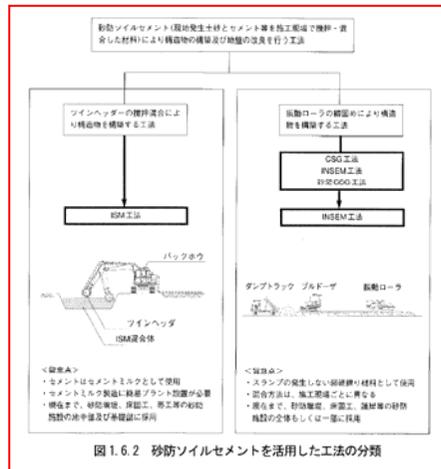
~~砂防ソイルセメントを活用した工法は、ツインヘッドによる施工と振動ローラ転圧による施工という観点から2つに分類される。~~

- ~~1. ISM工法・・・ツインヘッド工法~~
- ~~2. INSEM工法・・・振動ローラによる転圧工法~~

解 説

~~INSEM工法には、配合手法や品質管理等で多少の差はあるものの、「CSG工法」、「INSEM工法」、「砂防CSG工法」の3工法が存在する。建設材料の性状や施工方法等に大きな差がないので、同一工法として扱うものである。INSEM (In-situ Stabilized Excavation Materials)~~

~~なお、ISM工法の採用にあたっては、特許権に関わる実施料が必要となるので、留意されたい。~~



削除

1.7 高さによる分類

~~高さによる分類では、1.5m未満と1.5m以上の砂防えん堤に分類される。高さが1.5m以上となる砂防えん堤はダム基準に沿った構造とし、基礎は岩盤を原則とする。フローティングえん堤となる場合は、高さ1.5m未満を原則とする。~~

解 説

~~ダム基準とは、「国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編 第2章」でいうダムを指す。~~

~~また、フローティング堰堤とは、基礎地盤が岩盤以外の堰堤をいう。~~

新（改定後）

砂防ソイルセメントは土砂の粒度の違いによる締固めの特徴から、「転圧タイプに用いる材料（砂防ソイルセメント工法転圧タイプ）」と「流動タイプに用いる材料（砂防ソイルセメント工法流動タイプ）」に大別される。

(1) 砂防ソイルセメント工法転圧タイプ

砂防ソイルセメント工法転圧タイプは、INSEM工法と呼ばれ、砂防ソイルセメント工法として最も施工事例の多い普及した工法である。ソイルセメントの性状は、セメントの水和反応により土砂が硬化すればコンクリートのようにセメント量の増加に比例して強度発現するため、品質管理項目が明確である。

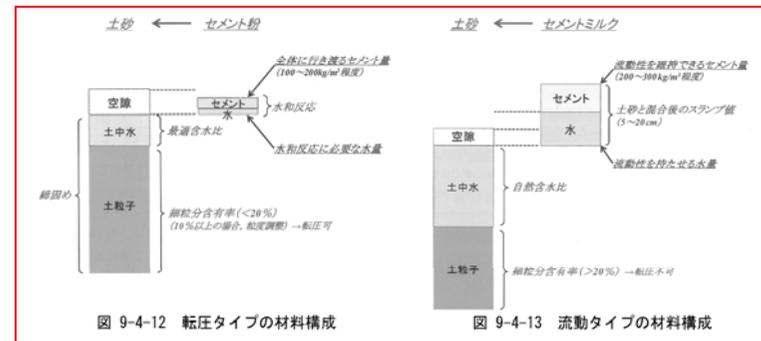
砂防ソイルセメント工法転圧タイプは振動ローラ等で締固めるため、自然含水比が低く、砂質系のように土粒子間に空隙の多い土砂が適しており、セメント添加及び加水しても体積膨張しない程度にバランスのよい粒度分布の土砂が適用範囲と考えられる。また、転圧ができないような粘性土においても粒度調整することにより、細粒分含有率と含水比を下げることで転圧タイプに使用することが可能である。

(2) 砂防ソイルセメント工法流動タイプ

砂防ソイルセメント工法流動タイプは、現地発生土砂に流動性を持たせるようセメントミルクと土砂を攪拌混合する工法である。

砂防ソイルセメント工法流動タイプは、粘性土のように自然含水比が高く、転圧が難しい土砂にも適用できる。このような土砂は曝気する手間を考慮すれば、セメントミルクを混合しソイルセメント材を流動化させることでコンクリートと同様の施工方法を採用することが可能である。

砂防ソイルセメント工法流動タイプの1つであるISM工法の攪拌方法はツインヘッドを用いるが、現在では汎用性を持たせることからバックホウ混合によっても施工されている場合もある。



削除

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<p>2. 堰堤配置位置</p> <p>2.1 単独の砂防堰堤の位置選定</p> <div data-bbox="1267 432 2002 555" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>砂防堰堤計画箇所は、渓床及び渓岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、目的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。</p><p>支溪流の合流点付近においては、一般に両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤の位置を選定するが、透過型砂防堰堤は、原則、支溪流の合流点に配置することは避ける。</p></div> <p>解 説</p> <p>一般に砂防堰堤計画箇所は、越流水による下流法先の深掘れ及び両岸侵食による破壊防止のため、渓床及び両岸に岩盤のある箇所、ならびに工事費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれているとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の砂防堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。渓床に岩盤のない場合は、その渓床の状況に応じて水叩きあるいは副堰堤を計画して、下流法先の保護を図らなければならない。</p> <p>砂防堰堤を計画する溪流に支溪流の合流がある場合には、主溪流及び支溪流双方の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが、主溪流及び支溪流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、この場合の砂防堰堤は、安全のため合流点に著しく近づけないことが肝要である。</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。</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>2.1.1 階段状堰堤群の位置選定</p> <div data-bbox="1267 1106 2002 1166" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>階段状堰堤群においては、原則として1つの堰堤の計画堆砂線が現渓床勾配を切る点を上流堰堤の計画位置とする。</p></div> <p>解 説</p> <p>荒廃溪流において、縦浸食又は横浸食が著しい区域、あるいは渓岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は、階段状に堰堤群を計画する。</p> <p>この場合、堰堤の堆砂線は平常時堆砂勾配（現渓床勾配の1/2）を用いるのが普通で、縦断面において最下流堰堤から始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置は自ずから決まるが、その位置の堰堤位置としての適否、基礎の根入れ等を考慮する必要がある。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

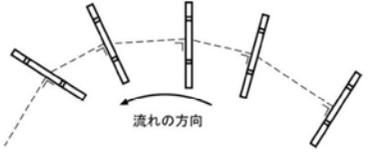
[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<div data-bbox="1388 359 1870 582" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="1500 582 1747 606" data-label="Caption"> <p>図 9-4-14 階段状堰堤群の位置</p> </div> <div data-bbox="1243 638 1388 662" data-label="Section-Header"> <h3>2.2 堰堤の方向</h3> </div> <div data-bbox="1243 670 1411 694" data-label="Section-Header"> <h4>2.2.1 堰堤軸の方向</h4> </div> <div data-bbox="1254 702 2004 774" data-label="Text" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>砂防堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤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。</p> </div> <div data-bbox="1243 790 1310 813" data-label="Section-Header"> <h4>解 説</h4> </div> <div data-bbox="1254 821 2004 901" data-label="Text"> <p>砂防堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち堰堤の方向線に直角に落下する。ゆえに堰堤計画位置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堰堤の方向である。</p> </div> <div data-bbox="1254 909 2004 1029" data-label="Text"> <p>堰堤計画箇所が、例えば両岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係等で堰堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めれば良い。この際、本堰堤の基礎に岩盤があっても、副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。</p> </div> <div data-bbox="1254 1037 2004 1157" data-label="Text"> <p>湾曲部における堰堤では、偏流により堰堤の凹岸部の推移が著しく上昇することが考えられる。この場合、上流の流心に対する堰堤軸の角度が著しく鋭角にならないように設定することが望ましい。また、湾曲部における透過型砂防堰堤の堰堤軸は、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できるだけ偏心しないよう考慮する。</p> </div> <div data-bbox="1467 1173 1836 1372" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="1500 1372 1758 1396" data-label="Caption"> <p>図 9-4-15 副堰堤による方向修正</p> </div>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

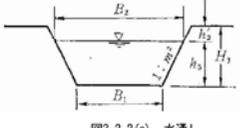
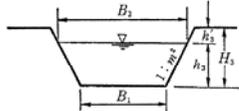
[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="232 979 385 1002">2. 水通しの設計</p> <p data-bbox="232 1018 367 1040">2.1 水通しの位置</p> <div data-bbox="232 1066 976 1114" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>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、砂防堰堤上下流の地形、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。</p></div> <p data-bbox="232 1139 315 1161">解 説</p> <p>水通しの位置は、原則として現溪床の中央とするが、堰堤の基礎ならびに兩岸の地質と流水の法線等を合わせて考慮して定める。</p> <p>堰堤の基礎と兩岸の地質状況が同程度であれば、水通しは中央に設ければよい。一方が岩盤で他方が砂礫層や崖錘の場合は、水通し位置を岩盤側に寄せることもある。</p> <p>また、上流部に崩壊がある場合および屈曲部の場合には、満砂後の流況を想定して流水の偏るほうの袖を高くするなど、必要な対策を行う。</p>	<p data-bbox="1252 370 1653 392">2.2.2 土石流・流木対策型砂防堰堤の堰堤軸の方向</p> <div data-bbox="1267 402 2002 434" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>土石流・流木対策型砂防堰堤は、土石流流下方向に対し、堰堤軸が直角になることを優先する。</p></div> <p data-bbox="1252 456 1305 478">解 説</p> <p>土石流・流木対策型砂防堰堤は、落水の流下方向についても考慮しなければならないが、土石流を確実に捕捉する必要があることから、土石流流下方向に対し、堰堤軸が直角になることを優先する。</p> <p>また、落水方向が保全対象に向かないよう配慮する。</p> <p data-bbox="1252 612 1464 635">2.2.3 階段状堰堤群の方向</p> <div data-bbox="1267 644 2002 734" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>階段状堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰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、各堰堤の水通しの中心点は直上流堰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。</p></div> <div data-bbox="1424 746 1850 954" style="border: 1px solid red; padding: 10px;"><p data-bbox="1487 922 1778 944">図 9-4-16 階段状堰堤群の各堰堤の方向</p></div> <p data-bbox="1252 976 1397 999">3. 水通しの設計</p> <p data-bbox="1252 1011 1397 1034">3.1 水通しの位置</p> <div data-bbox="1267 1043 2002 1101" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>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、砂防堰堤上下流の地形、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。</p></div> <p data-bbox="1252 1126 1305 1149">解 説</p> <p>水通しの位置は、原則として現溪床の中央とするが、堰堤の基礎ならびに兩岸の地質と、計画箇所下流の流心線に直角に定めた流水の法線等を合わせて考慮して定める。</p> <p>堰堤の基礎と兩岸の地質状況が同程度であれば、水通しは中央に設ければよい。一方が岩盤で他方が砂礫層や崖錘の場合は、水通し位置を岩盤側に寄せることもある。</p> <p>また、上流部に崩壊がある場合及び屈曲部の場合には、満砂後の流況を想定して流水の偏るほうの袖を高くするなど、必要な対策を行う。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>2.2 水通し断面</p> <p>水通し断面は、原則として台形とし、その形状は次によるものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 水通し幅は、流水によるダム下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。 水通しの高さは、対象流量を流しうる水位に余裕高以上の値を加えて定める。 土石流・流木対策の場合は、土砂含有を考慮した流量および土石流のピーク流量、最大粒径のうち、最大となる値を越流水深とする。水通し幅は現渓床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。 <p>解 説</p> <p>(1)水通しの高さ</p> <p>水通しの高さの選定は、次式により求めることができる。</p> $H_3 = h_3 + h_3'$ <p>H_3：水通しの高さ (m) h_3：越流水深 (m) h_3'：余裕高 (m)</p>  <p>図3.2.2(a) 水通し</p> <p>① 水系対策の場合</p> <p>対象流量は第3章2節2.1において合形式により求めた清水流量に土砂混入率を考慮した計画洪水流量とし、対象流量に応じた水深 (h_3) は、逆台形堰の越流公式である次式により算定する。(図3.2.2(a)参照)。</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 (9.8m/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)</p> <p>袖小口勾配を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>3.2 水通し断面</p> <p>水通し断面は、原則として台形とし、その形状は次によるものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。 水通しの高さは、対象流量を流し得る水位に余裕高以上の値を加えて定める。 土石流・流木対策型の場合は、土砂含有を考慮した流量及び土石流のピーク流量、最大粒径のうち、最大となる値を越流水深とする。 <p>解 説</p> <p>3.2.1 水通しの高さ</p> <p>水通しの高さは、次式により求めることができる。</p> $H_3 = h_3 + h_3'$ <p>H_3：水通しの高さ (m) h_3：越流水深 (m) h_3'：余裕高 (m)</p>  <p>図 9-4-17 水通し断面</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において合形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>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> $Q \approx (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2}$

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																												
<p>② 不透過型の土石流・流木対策堰堤の場合</p> <p>下記のア～ウのうち最大の値を設計水深とし、余裕高を加えることで水通し高を定める。</p> <p>ただし、余裕高は渓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2.2(b)に示す値以下にならないようにする。なお、渓床勾配は計画堆砂勾配を用いる。</p> <p>表2.2(a) <u>渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値</u></p> <table border="1" data-bbox="459 544 757 683"> <thead> <tr> <th>渓床勾配</th> <th>余裕高/設計水深</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1/10以上</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>1/10未満～1/30以上</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>1/30未満～1/50以上</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>1/50未満～1/70以上</td> <td>0.25</td> </tr> </tbody> </table> <p>ア. 第3章第2節2.2の合理式により求めた清水流量と既往最大の降雨量と比較し、大きい方の値に土砂混入率を考慮し、次式の逆台形堰の越流公式を用いて求めた設計水深の値</p> $Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_h^{3/2}$ <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 (9.8m/s²) B₁: 水通しの底幅 (m) B₂: 越流水面幅 (m) D_h: 越流水深 (m)</p> <p>袖小口勾配を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>イ. 第3章第2節3.1により求めた土石流のピーク流量に対する越流水深の値</p> <p>ウ. 砂防堰堤計画地点の上下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫のうち累積値の95%粒径測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所で渓床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するように留意すること。角ばっていたり、材質が異なっていたり、明らかに出崩れが転がってきたと思われる転石巨礫は対象外とする。</p>	渓床勾配	余裕高/設計水深	1/10以上	0.50	1/10未満～1/30以上	0.40	1/30未満～1/50以上	0.30	1/50未満～1/70以上	0.25	<p>(2) <u>土石流区間（土石流・流木対策型）の場合</u></p> <p>① <u>不透過型砂防堰堤</u></p> <p><u>土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の設計水深は、下記(ア)～(ウ)の値のうち最も大きい値とし、余裕高を加えることで水通し高を定める。</u></p> <p>ただし、余裕高は渓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（表 9-4-12）が設計流量に対する余裕高（表 9-4-13）以下にならないようにする。なお、渓床勾配は計画堆砂勾配を用いる。</p> <p>表 9-4-12 設計水深に対する余裕高の比の最低値</p> <table border="1" data-bbox="1279 611 1603 750"> <thead> <tr> <th>渓床勾配</th> <th>余裕高/設計水深</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1/10 以上</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>1/10 未満～1/30 以上</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>1/30 未満～1/50 以上</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>1/50 未満～1/70 以上</td> <td>0.25</td> </tr> </tbody> </table> <p>表 9-4-13 設計流量に対する余裕高</p> <table border="1" data-bbox="1644 587 1991 726"> <thead> <tr> <th>設計流量</th> <th>余裕高</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>200 m³/s 未満</td> <td>0.6m</td> </tr> <tr> <td>200 m³/s 以上～500m³/s 未満</td> <td>0.8m</td> </tr> <tr> <td>500 m³/s 以上</td> <td>1.0m</td> </tr> </tbody> </table> <p>(ア) <u>土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値</u></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（h₃）は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。</p> $Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_h^{3/2}$ <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) B₁: 水通しの底幅 (m) B₂: 越流水面幅 (m) D_h: 越流水深 (m) m²: 袖小口勾配</p> <p>袖小口勾配をm²=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>(イ) <u>土石流ピーク流量に対する越流水深の値</u></p> <p>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本章第2節3.2に示す方法を用いて水通し断面において算出する。</p> <p>(ウ) <u>最大礫径の値</u></p> <p>最大礫径は、第2章第5節2に示す最大礫径調査により把握した、砂防堰堤計画地点の上下流各々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（D₉₅）とする。</p>	渓床勾配	余裕高/設計水深	1/10 以上	0.50	1/10 未満～1/30 以上	0.40	1/30 未満～1/50 以上	0.30	1/50 未満～1/70 以上	0.25	設計流量	余裕高	200 m ³ /s 未満	0.6m	200 m ³ /s 以上～500m ³ /s 未満	0.8m	500 m ³ /s 以上	1.0m
渓床勾配	余裕高/設計水深																												
1/10以上	0.50																												
1/10未満～1/30以上	0.40																												
1/30未満～1/50以上	0.30																												
1/50未満～1/70以上	0.25																												
渓床勾配	余裕高/設計水深																												
1/10 以上	0.50																												
1/10 未満～1/30 以上	0.40																												
1/30 未満～1/50 以上	0.30																												
1/50 未満～1/70 以上	0.25																												
設計流量	余裕高																												
200 m ³ /s 未満	0.6m																												
200 m ³ /s 以上～500m ³ /s 未満	0.8m																												
500 m ³ /s 以上	1.0m																												

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）								
<p>③ 透過型および部分透過型の土石流・流木対策堰堤の場合</p> <p>第3章第2節3.1より求めた土石流のピーク流量に対する越流水深の値とし、水通し高を定める。</p> <p>(a) 袖小口の勾配</p> <p>袖小口の勾配は、一般に5分とする場合が多い。</p> <p>しかしながら、土石流に対処する砂防堰堤では、袖小口の破壊に対処するため1割とする場合もある。</p> <p>(b) 水通しの底幅（B）</p> <p>水通し幅は渓床幅の許す限り広くして、越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘・堤体断面・副堤高等を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流を起す場合があるので、慎重に検討する必要がある。上流流域面積が小さい場合には流量が小さくなるが、土石流、流木等を考慮して、渓床幅程度を基本としながら最小幅は3mを原則とする。</p> <p>(c) 余裕高（h）</p> <p>余裕高は、表2.2(a)、(b)のとおりとする。</p> <table border="1" data-bbox="436 798 772 941"> <caption>表2.2(b) 余裕高</caption> <thead> <tr> <th>設計流量</th> <th>余裕高</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>200m³/s未満</td> <td>0.6m</td> </tr> <tr> <td>200m³/s以上～500m³/s未満</td> <td>0.8m</td> </tr> <tr> <td>500m³/s以上</td> <td>1.0m</td> </tr> </tbody> </table>	設計流量	余裕高	200m ³ /s未満	0.6m	200m ³ /s以上～500m ³ /s未満	0.8m	500m ³ /s以上	1.0m	<p>第4章第3節3.2.1(2)②及び③へ移動し、内容改訂</p> <p>第4章第3節3.2.2へ移動</p> <p>第4章第3節3.2.3へ移動</p> <p>第4章第3節3.2.1(2)①へ移動</p>
設計流量	余裕高								
200m ³ /s未満	0.6m								
200m ³ /s以上～500m ³ /s未満	0.8m								
500m ³ /s以上	1.0m								

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

(5) 土石流・流木対策堰堤の水通し断面

「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、地形等の理由により必要な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2.2参照）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。特に、直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

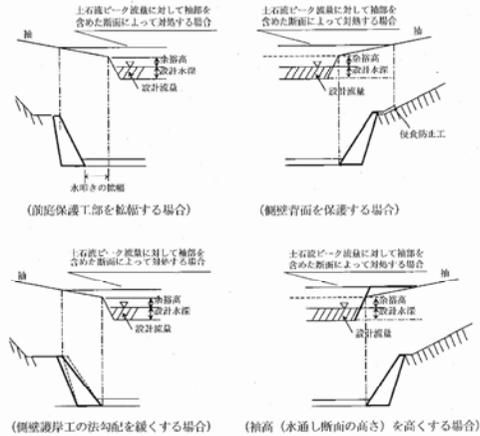


図2.2 土石流ピーク流量等における水通し処置例

新（改定後）

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、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として定めることを基本とする。その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の浸食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する（図9-4-18参照）。

また、「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必要な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9-4-18参照）。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。特に、直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

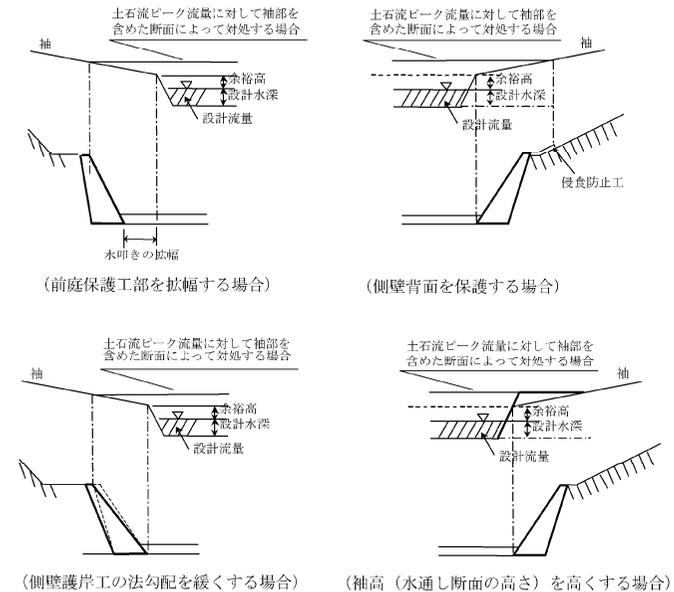


図9-4-18 土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対処する場合の水通し断面の処置例

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として定めてもよい。その場合、水通しの幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の浸食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。</p>	<p>② 透過型砂防堰堤</p> <p>土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤の設計水深は、本章第2節3.2.1(2)①に示す不透過型砂防堰堤における(イ)と(ウ)の値を比較し大きい値とする。</p> <p>水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）が土石流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し、余裕高は考慮しなくても良い。</p> <p>(イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値 (ウ) 最大礫径の値</p> <div data-bbox="1352 628 1912 817" data-label="Diagram"> <p>The diagram shows a cross-section of a permeable sand defense structure. It features a series of vertical columns (piers) with slits between them. A dashed line indicates the water level, with a vertical arrow labeled '設計水深' (design water depth) pointing to it. The area between the piers is shaded with diagonal lines and labeled '水通し断面' (water passage section). The caption below the diagram reads '図 9-4-19 透過型砂防堰堤の水通し断面（斜線部）'.</p> </div> <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>また、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9-4-18参照）。</p> <p>③ 部分透過型砂防堰堤</p> <p>土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤の設計水深は、本章第2節3.2.1(2)①に示す不透過型砂防堰堤同様、(ア)～(ウ)の値のうち最も大きい値とする。</p> <p>水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とし、余裕高は考慮しなくても良い。</p> <p>(ア) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値 (イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値 (ウ) 最大礫径の値</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<p data-bbox="1272 360 1532 379">(3) 小規模溪流における水通し断面</p> <div data-bbox="1265 392 2002 549" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p data-bbox="1281 397 1973 416">小規模溪流対策施設の水通し高さは、水通し設計水深に余裕高を加えて決定することを基本とする。</p> <p data-bbox="1265 429 2002 541">ただし、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、水通し設計水深に余裕高を加えて決定した水通し高さより最大礫径が大きい場合、又は土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量の水深が大きい場合は、越流水深を大きい方の値とする。</p> </div> <p data-bbox="1249 571 1301 590">解 説</p> <p data-bbox="1265 603 2002 715">小規模溪流における水通しの設計水深は、本章第3節3.2.1(2)①に示す土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤として、「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象とする。土石流・流木対策型砂防堰堤の水通し幅は3m以上とし、余裕高は本章第3節3.2.1(2)①に示す値を用いる。</p> <p data-bbox="1265 727 2002 775">また、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、最大礫径と以下の流量の越流水深の大きい方の値とする。</p> $ \begin{aligned} & \text{土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量} \\ & = \text{土石流ピーク流量} (Q_{sp}) \times (1 - (\text{土石流の土砂濃度 } C_s) / (\text{河床の土砂濃度 } C_b)) \end{aligned} $ <p data-bbox="1265 890 2002 938">なお、この土石流ピーク流量の土砂濃度から逆算される清水ピーク流量については、土石流を全て捕捉した後に想定したものであり、満砂状態での越流を想定する。</p> <p data-bbox="1249 986 1406 1005">3.2.2 袖小口の勾配</p> <div data-bbox="1265 1018 2002 1050" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p data-bbox="1281 1023 1778 1042">砂防堰堤の袖小口の勾配は、原則として1:0.5又はこれより緩くする。</p> </div> <p data-bbox="1249 1074 1301 1093">解 説</p> <p data-bbox="1265 1106 1615 1125">袖小口の勾配は、一般に5分とする場合が多い。</p> <p data-bbox="1281 1137 1989 1157">しかしながら、土石流に対処する砂防堰堤では、袖小口の破壊に対処するため1割とする場合もある。</p> <p data-bbox="1249 1197 1406 1216">3.2.3 水通しの底幅</p> <div data-bbox="1265 1228 2002 1260" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p data-bbox="1281 1233 1727 1252">水通し底幅は現渓床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。</p> </div> <p data-bbox="1249 1284 1301 1303">解 説</p> <p data-bbox="1265 1316 2002 1428">水通し底幅 B_1 は渓床幅の許す限り広くして、越流水深をなるべく小さくし、下部の洗掘・堤体断面・副堰堤高等を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流を起こす場合があるので、慎重に検討する必要がある。上流流域面積が小さい場合には流量が小さくなるが、土石流、流木等を考慮して、渓床幅程度を基本としながら最小幅は3mを原則とする。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																		
<p>3. 本体の設計</p> <p>3.1 天端幅</p> <div data-bbox="235 435 983 496" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>天端幅は、堰堤サイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう決定するものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤の天端幅は、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。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表3.1に示す値を用いている。しかし、アーチ式コンクリート堰堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。</p> <p>また、土石流・流木対策の場合は、本体材料が無筋コンクリート製の場合は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、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こと。</p> <div data-bbox="555 834 864 951" style="text-align: center;"> <p>表3.1 天端幅</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>天端幅 (m)</th> <th>1.5 ~ 2.5</th> <th>3.0 ~ 4.0</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>河床構成材料</td> <td>砂混じり砂利～玉石混じり砂利</td> <td>玉石～転石</td> </tr> <tr> <td>流出土砂形態</td> <td>流出土砂量の比較的少ない地区 ～常時流出土砂の流出が多い地区</td> <td>小規模の土石流発生地区 ～大規模の土石流常襲地区</td> </tr> </tbody> </table> </div> <div data-bbox="533 1002 674 1123" style="text-align: center;"> </div> <p>図3.1 砂防堰堤側面図と部位名称（天端幅）</p>	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少ない地区 ～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	<p>4. 本体の設計</p> <p>4.1 天端幅</p> <div data-bbox="1265 427 2002 488" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>天端幅は、堰堤位置付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう決定するものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>4.1.1 水通し天端幅</p> <p>砂防堰堤の水通し天端幅は、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。このため、重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表 9-4-14に示す値を用いる。しかし、アーチ式コンクリート堰堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。</p> <p>また、土石流・流木対策型の場合は、本体材料が無筋コンクリート製の場合は、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。</p> <div data-bbox="1563 802 1933 930" style="text-align: center;"> <p>表 9-4-14 天端幅</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>天端幅 (m)</th> <th>1.5 ~ 2.5</th> <th>3.0 ~ 4.0</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>河床構成材料</td> <td>砂混じり砂利～玉石混じり砂利</td> <td>玉石～転石</td> </tr> <tr> <td>流出土砂形態</td> <td>流出土砂量の比較的少ない地区 ～常時流出土砂の流出が多い地区</td> <td>小規模の土石流発生地区 ～大規模の土石流常襲地区</td> </tr> </tbody> </table> </div> <div data-bbox="1585 959 1704 1123" style="text-align: center;"> </div> <p>図 9-4-20 砂防堰堤側面図と部位名称（天端幅）</p> <p>4.1.2 小規模溪流における天端幅</p> <p>小規模溪流であって、支流の合流がない溪流における天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。</p>	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少ない地区 ～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
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少ない地区 ～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																	
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少ない地区 ～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																	

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

3.2 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、構造上の安全性、施工性等を考慮して決定するものとする。
~~越流部断面の下流のり勾配は、一般に1:0.2とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が小さい場合は必要に応じてこれより緩くすることができるものとする。~~
 非越流部の断面は、越流部断面と同一であることを標準とする。非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、平常時、洪水時の安定性のほか、高さ15m以上の堰堤については、未満砂で湛水していない状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面とするものとする。

解 説

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、一般に、作用する荷重の合力の作用点が堤底の中央1/3以内に入るようにダム形状を定める方法が用いられており、この方法では上流面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃および磨耗を考慮する必要があるため、下流面を鉛直に近い形状とすることが望ましい。

非越流部では、落下砂礫の衝撃および磨耗を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する機会が多い。越流部は、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく湛水期に空虛に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に対して安定性を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流面に多少のり勾配を付ける必要がある。

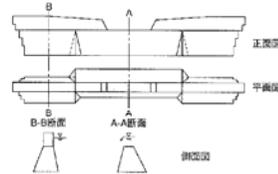


図3.2(a) 逆断面堰堤の概念

新（改定後）

4.2 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、構造上の安全性、施工性等を考慮して決定するものとする。
 非越流部の断面は、越流部断面と同一であることを標準とする。非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、平常時、土石流時、洪水時の安定性のほか、高さ15m以上の堰堤については、未満砂で湛水していない状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面とするものとする。

解 説

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、一般に、作用する荷重の合力の作用点が堤底の中央1/3以内に入るように堰堤形状を定める方法が用いられており、この方法では上流面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要があるため、下流面を鉛直に近い形状とすることが望ましい。

非越流部では、落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する機会が多い。

越流部は、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく湛水期に空虛に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に対して安定性を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流面に多少のり勾配を付ける必要がある。

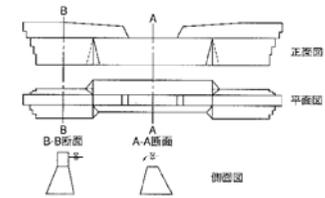


図 9-4-21 逆断面堰堤の概念

4.2.1 下流のり勾配

砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにし、越流部における下流のり勾配は一般に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。

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 (m/s) と、堰堤高 H (m) より、次式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。

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

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は、設計外力で用いた流速の50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、1:0.2を下限とする。

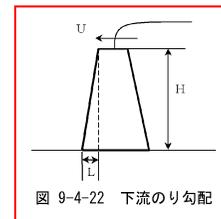


図 9-4-22 下流のり勾配

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

重力式コンクリート堰堤の越流部の上流のり勾配および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。

(1) 越流部断面の上流のり勾配を求める式

$$(1 + a - \omega)(1 - \mu) + \delta(2e^2 - e^2)m^2 + [2(n + \beta)(1 + \delta e^2 - \mu(1 + a - \omega) - \omega) + n(4a + \gamma) + 2a\beta - \gamma K]m - (1 + 3a) - \mu(1 + a - \omega)(n + \beta)^2 - \delta C_s e^2 - \gamma K(n + 3\beta) - \frac{7}{10}K[2(1 + a)^2 - (1 + a)^2(2a^2 + 5a^2)] + a\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta + n)^2$$

m : 上流のり勾配	n : 下流のり勾配	b_1 : 天端幅 (m)
H : ダム高 (m)	h_2 : 下流側水深 (m)	h_3 : 越流水深 (m)
H_s : 堆砂深 (m)	K : 設計震度	C_s : 土圧係数
μ : 揚圧力係数	a : h_2/H	β : b_2/H
ε : H_s/H	ω : h_3/H	γ : W_s/W_c
δ : W_{s1}/W_c		
W_c : 堰体コンクリートの単位体積重量 (tf/m ³) {kN/m ³ }		
W_{s1} : 堆砂の水における単位体積重量 (tf/m ³) {kN/m ³ }		
W_s : 流水の単位体積重量 (tf/m ³) {kN/m ³ }		

※ この式において、洪水時の場合は $K = 0$ 、平常時の場合は $h_3 = 0$ とし、15m以上のダムについては、平常時および洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

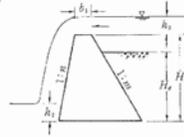


図3.2(b) 越流部断面

(2) 非越流部断面の下流のり勾配を求める式

$$(\gamma - \mu(1 + a))n^2 + [(2(1 + 2a + e^2\delta)m + \gamma(\beta(3 + 4\tau) - K) - 2\mu(1 + a)(m + \beta)]n + \{(1 + a)(1 - \mu) + \delta(2e^2 - e^2)\}m^2 + [2\beta(1 + 2a - \gamma\tau + e^2\delta - \mu(1 + a)) - \gamma K]m + \beta^2(\gamma(1 + \tau) - \mu(1 + a)) - 3\gamma K\beta(1 + \tau)^2 - (1 + a)^2(1 + \frac{7}{5}K) - e^2\delta C_s = 0$$

H_2 : 袖高 (m) τ : H_2/H

その他の記号は、前期1の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

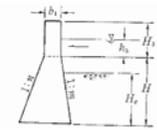


図3.2(c) 非越流部断面

~~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 (m/s) と、堰堤高 H (m) より~~

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

~~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 (m/s) は、設計外力で用~~

~~いた流速の50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は~~

~~小さくなるが、0.2を下限とする。~~

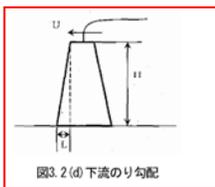


図3.2(d) 下流のり勾配

移動

新（改定後）

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。

$$(\gamma - \mu(1 + a))n^2 + [(2(1 + 2a + e^2\delta)m + \gamma(\beta(3 + 4\tau) - K) - 2\mu(1 + a)(m + \beta)]n + \{(1 + a)(1 - \mu) + \delta(2e^2 - e^2)\}m^2 + [2\beta(1 + 2a - \gamma\tau + e^2\delta - \mu(1 + a)) - \gamma K]m + \beta^2(\gamma(1 + \tau) - \mu(1 + a)) - 3\gamma K\beta(1 + \tau)^2 - (1 + a)^2(1 + \frac{7}{5}K) - e^2\delta C_s = 0$$

H_2 : 袖高 (m) τ : H_2/H

その他の記号は、越流部断面の上流のり勾配を求める式を参照

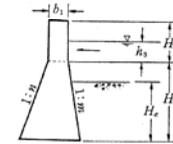


図 9-4-23 非越流部断面

4.2.2 上流のり勾配

不透透型及び部分透透型砂防堰堤の上流のり勾配は、安定計算により決定し、1:0.2を下限とする。

透透型砂防堰堤の上流のり勾配は、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、1:0.2~0.3程度とするのがよい。

解 説

不透透型及び部分透透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。

また、透透型砂防堰堤は、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。

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。

$$(1 + a - \omega)(1 - \mu) + \delta(2e^2 - e^2)m^2 + [2(n + \beta)(1 + \delta e^2 - \mu(1 + a - \omega) - \omega) + n(4a + \gamma) + 2a\beta - \gamma K]m - (1 + 3a) - \mu(1 + a - \omega)(n + \beta)^2 - \delta C_s e^2 - \gamma K(n + 3\beta) - \frac{7}{10}K[2(1 + a)^2 - (1 + a)^2(2a^2 + 5a^2)] + a\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta + n)^2 = 0$$

m : 上流のり勾配	n : 下流のり勾配	b_1 : 天端幅 (m)
H : ダム高 (m)	h_2 : 下流側水深 (m)	h_3 : 越流水深 (m)
H_s : 堆砂深 (m)	K : 設計震度	C_s : 土圧係数
μ : 揚圧力係数	a : h_2/H	β : b_2/H
ε : H_s/H	ω : h_3/H	γ : W_s/W_c
δ : W_{s1}/W_c		
W_c : 堰体コンクリートの単位体積重量 (tf/m ³) {kN/m ³ }		
W_{s1} : 堆砂の水における単位体積重量 (tf/m ³) {kN/m ³ }		
W_s : 流水の単位体積重量 (tf/m ³) {kN/m ³ }		

洪水時の場合は $K = 0$ 、平常時の場合は $h_3 = 0$ とし、15m以上の堰場については、平常時及び洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

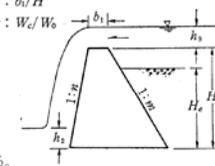


図 9-4-24 越流部断面

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																																																						
<p>3.3 安定計算に用いる荷重および数値</p> <p>3.3.1 安定計算に用いる荷重</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、不透過型・透過型、土石流・流木対策型がそれ以外の堰堤か、さらに、堰堤の高さ、越流部・非越流部などの組み合わせから選択するものとする。</p> <p>また、土石流・流木対策の不透過型砂防堰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。</p> <p>特に、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力による力がある。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、砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみを取りあげ、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。</p> </div> <p>解 説</p> <p>(1) 不透過型砂防堰堤</p> <p>不透過型砂防堰堤の場合は、基本的に越流部のみ安定性を検討し、非越流部は行わない。ただし、越流部と非越流部の断面を変化させる場合は、非越流部においても安定性を検討しなければならない。</p> <p>(1-1) 土石流・流木対策型以外の砂防堰堤（越流部・非越流部）の場合</p> <p style="text-align: center;">表3.3.1(a) 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型以外）</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>堰堤の型式</th> <th>堰堤高</th> <th>平 常 時</th> <th>洪 水 時</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">重力式コンクリート堰堤</td> <td>堰堤高15m未満</td> <td></td> <td>自重、静水圧</td> </tr> <tr> <td>堰堤高15m以上</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力</td> </tr> <tr> <td>アーチ式コンクリート堰堤</td> <td></td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重</td> </tr> </tbody> </table> <p>(1-2) 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤（越流部・非越流部）の場合</p> <p style="text-align: center;">表3.3.1(b) 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型の不透過型堰堤）</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>堰堤の型式</th> <th>平 常 時</th> <th>土石流時</th> <th>洪 水 時</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>堰堤高15m未満</td> <td></td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力</td> <td>自重、静水圧</td> </tr> <tr> <td>堰堤高15m以上</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力</td> </tr> </tbody> </table>	堰堤の型式	堰堤高	平 常 時	洪 水 時	重力式コンクリート堰堤	堰堤高15m未満		自重、静水圧	堰堤高15m以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力	アーチ式コンクリート堰堤		自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重	堰堤の型式	平 常 時	土石流時	洪 水 時	堰堤高15m未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧	堰堤高15m以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力	<p>4.3 安定計算に用いる荷重及び数値</p> <p>4.3.1 安定計算に用いる荷重</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、不透過型・透過型、土石流・流木対策型がそれ以外の堰堤か、更に、堰堤の高さ、越流部・非越流部等の組み合わせから選択するものとする。</p> <p>土石流・流木対策型砂防堰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。</p> <p>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）と礫及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、砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみを取りあげ、礫及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。</p> </div> <p>解 説</p> <p>(1) 掃流区間に設置する不透過型砂防堰堤</p> <p>掃流区間に設置する不透過型砂防堰堤の場合は、基本的に越流部のみ安定性を検討し、非越流部は行わない。ただし、越流部と非越流部の断面を変化させる場合は、非越流部においても安定性を検討しなければならない。</p> <p style="text-align: center;">表 9-4-15 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型以外）</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>堰堤の種類</th> <th>堰 堤 高</th> <th>平 常 時</th> <th>洪 水 時</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">重力式コンクリート堰堤</td> <td>堰堤高 15m 未満</td> <td></td> <td>自重、静水圧</td> </tr> <tr> <td>堰堤高 15m 以上</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力</td> </tr> <tr> <td>アーチ式コンクリート堰堤</td> <td>—</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重</td> </tr> </tbody> </table> <p>(2) 土石流・流木対策型砂防堰堤</p> <p>土石流・流木対策型砂防堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。</p> <p>① 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の場合</p> <p>不透過型砂防堰堤の越流部及び非越流部の設計荷重の組合わせを、表 9-4-16に示す。</p> <p style="text-align: center;">表 9-4-16 不透過型砂防堰堤（越流部・非越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>堰 堤 高</th> <th>平 常 時</th> <th>土 石 流 時</th> <th>洪 水 時</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>堰堤高 15m 未満</td> <td></td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力</td> <td>自重、静水圧</td> </tr> <tr> <td>堰堤高 15m 以上</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力</td> <td>自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力</td> </tr> </tbody> </table> <p>※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、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、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次被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、圧縮応力及び滑動に対して安全性は確保されていると判断される。</p>	堰堤の種類	堰 堤 高	平 常 時	洪 水 時	重力式コンクリート堰堤	堰堤高 15m 未満		自重、静水圧	堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力	アーチ式コンクリート堰堤	—	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重	堰 堤 高	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時	堰堤高 15m 未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧	堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力
堰堤の型式	堰堤高	平 常 時	洪 水 時																																																				
重力式コンクリート堰堤	堰堤高15m未満		自重、静水圧																																																				
	堰堤高15m以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力																																																				
アーチ式コンクリート堰堤		自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重																																																				
堰堤の型式	平 常 時	土石流時	洪 水 時																																																				
堰堤高15m未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧																																																				
堰堤高15m以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力																																																				
堰堤の種類	堰 堤 高	平 常 時	洪 水 時																																																				
重力式コンクリート堰堤	堰堤高 15m 未満		自重、静水圧																																																				
	堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力																																																				
アーチ式コンクリート堰堤	—	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、温度荷重																																																				
堰 堤 高	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時																																																				
堰堤高 15m 未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧																																																				
堰堤高 15m 以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力																																																				

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧 (改定前 (平成 28 年 4 月 1 日版))	新 (改定後)
<p style="text-align: center;">旧 (改定前 (平成 28 年 4 月 1 日版))</p> <p>図3.3.1(a) 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図 (H<15m 上段：土石流時、下段：洪水時)</p>	<p style="text-align: center;">新 (改定後)</p> <p>土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図を図 9-4-25、非越流部の設計外力図を図 9-4-26に示す。</p> <p>図 9-4-25 不透過型砂防堰堤 (越流部) の設計外力図 (土石流・流木対策型) (H<15m (上段：土石流時、下段：洪水時))</p>
<p>図3.3.1(b) 土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図 (H<15m 上段：土石流時、下段：洪水時)</p>	<p>図 9-4-26 不透過型砂防堰堤 (非越流部) の設計外力図 (土石流・流木対策型) (H<15m (上段：土石流時、下段：洪水時))</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

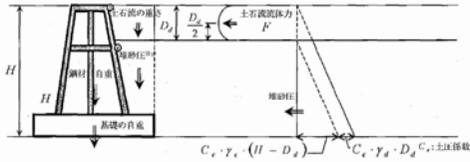
(2) 透過型砂防堰堤

~~(2-1) 土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤（越流部）の場合~~

表3.3.1(c) 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型の透過型堰堤）

堰堤の型式	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満		自重、堆砂圧、土石流流体力	
堰堤高15m以上		自重、堆砂圧、土石流流体力	

※ 15m以上の透過型砂防堰堤において、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、一般に上流側の法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) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ($\gamma_s = C_s \sigma_g$) を用いる。

図3.3.1(c) 土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図（土石流時）

~~(2-2) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤（非越流部）の場合~~

~~設計荷重は表3.3.1(b)と同様とする。~~

~~設計荷重のかけ方は図3.3.1(b)と同様とする。~~

新（改定後）

② 土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤の場合

透過型砂防堰堤の越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-17、非越流部の設計荷重の組合わせを表 9-4-18に示す。

透過部の自重は、透過部分には砂礫及び水が無い状態で算出する。

表 9-4-17 透過型砂防堰堤（越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

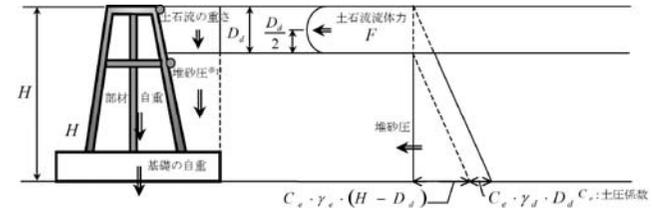
堰堤高	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満		自重、堆砂圧、土石流流体力	
堰堤高15m以上		自重、堆砂圧、土石流流体力	

※15m以上の透過型砂防堰堤において、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。

表 9-4-18 透過型砂防堰堤（非越流部）の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

堰堤高	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	
堰堤高15m以上	自重、地震時慣性力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	

土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図を図 9-4-27に示す。非越流部の設計外力図は不透過型砂防堰堤の図 9-4-26の土石流時と同様である。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ($\gamma_s = C_s \sigma_g$) を用いる。

図 9-4-27 透過型砂防堰堤（越流部）の設計外力図（土石流時）（土石流・流木対策型）

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

(3) 部分透過型砂防堰堤

~~(3-1) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤（越流部）の場合~~

表3.3.1(d) 設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型の部分透過型堰堤）

堰堤の型式	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高15m以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力

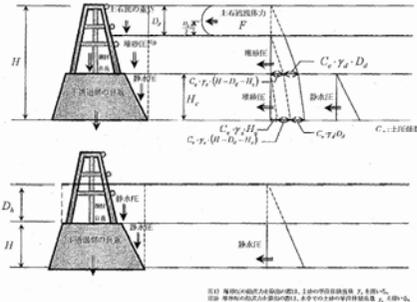


図3.3.1(d) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図 (H<15m 上段：土石流時、下段：洪水時)

~~(3-2) 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤（非越流部）の場合~~

~~設計荷重は表3.3.1(b)と同様とする。~~

~~設計荷重のかけ方は図3.3.1(b)と同様とする。~~

新（改定後）

③ 土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤の場合

部分透過型砂防堰堤の越流部の設計荷重の組合わせを表9-4-19に示す。非越流部の設計荷重の組合わせは、不透過型砂防堰堤の表9-4-16と同様である。

透過部の自重は透過部分に砂礫及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。

表9-4-19 部分透過型砂防堰堤の設計荷重の組合わせ（土石流・流木対策型）

堰堤高	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満		自重、静水圧、堆砂圧、土石流流体力	自重、静水圧
堰堤高15m以上	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力	自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力

土石流・流木対策型不透過型砂防堰堤の越流部、及び洪水時の非越流部の設計外力図を図9-4-28に示す。非越流部の土石流時の設計外力図は、不透過型砂防堰堤の図9-4-26の土石流時と同様である。

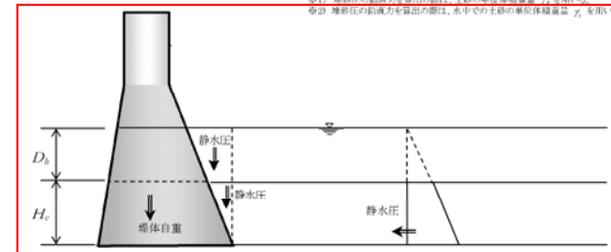
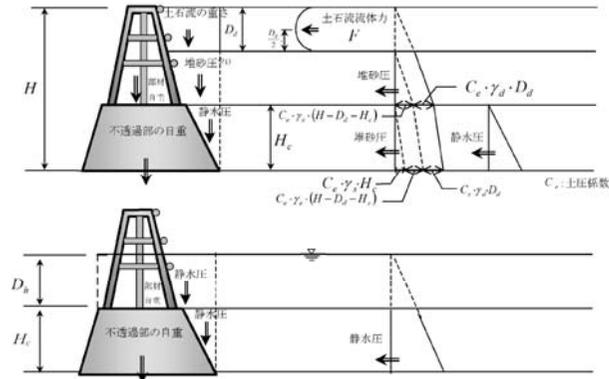
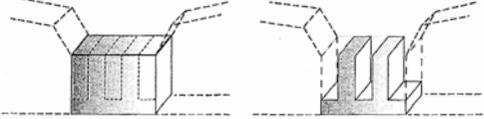
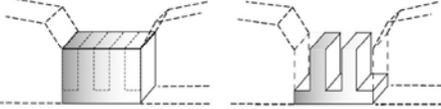


図9-4-28 部分透過型砂防堰堤の設計外力図（土石流・流木対策型）
(H<15m 上段：越流部 土石流時、中段：越流部 洪水時、下段：非越流部 洪水時)

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>(4) 自重</p> <p>堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (γ_{rc}/m^3) (kN/m³) を乗じて求められる。</p> <p>透過部がコンクリート部材の場合（コンクリートスリット）、堤体自重は越流部を不透過部とみ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}) を用いる。</p> $\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c$ <p>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して計算される堤体ブロックの体積 (m³)</p>  <p>図3.3.1(e) スリット部における水通しの堤体積</p> <p>(5) 静水圧</p> <p>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とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。</p> $P = W_o \times H_w$ <p>P : 静水圧 (γ_{rc}/m^3) (kN/m³) W_o : 水の単位体積重量 (γ_{rc}/m^3) (kN/m³) H_w : 任意の点の水深 (m)</p> <p>上石流時の静水圧については、上石流流体力が堆砂面上で作用しているため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。</p> <p>(6) 堆砂圧</p> <p>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、完成時に想定される堆砂高とし、アーチ式コンクリート堰堤については、満砂時についても考慮する必要がある。</p> $P_{ev} = W_s l \times h_e$ $P_{el} = C_e \times W_s l \times h_e$	<p>4.3.2 安定計算に用いる設計外力</p> <p>(1) 自重</p> <p>堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m³) を乗じて求められる。 <u>透過型砂防堰堤の透過部がコンクリート部材の場合（コンクリートスリット）、堤体自重は越流部を不透過部とみ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。</u></p> $\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c$ <p>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して計算される堤体ブロックの体積 (m³)</p>  <p>図 9-4-29 コンクリートスリット部における水通しの堤体積</p> <p>(2) 静水圧</p> <p>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とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。</p> $P = W_o \times H_w$ <p>P : 静水圧 (kN/m³) W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³) H_w : 任意の点の水深 (m)</p> <p>上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ため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。</p> <p>(3) 堆砂圧</p> <p>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、完成時に想定される堆砂高とし、アーチ式コンクリート堰堤については、満砂時についても考慮する必要がある。</p> $P_{ev} = W_s l \times h_e$ $P_{el} = C_e \times W_s l \times h_e$

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧 (改定前 (平成 28 年 4 月 1 日版))	新 (改定後)																		
<p> P_{ev}: 堆砂圧の鉛直分力 (tf/m²) {kN/m²} P_{eh}: 堆砂圧の水平分力 (tf/m²) {kN/m²} C_c: 土圧係数 W_{s1}: 水中堆砂単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} $W_{s1} = W_s - (1 - \nu) W_o$ h_e: 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m) W_s: 堆砂見掛単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} ν: 堆砂空隙率 $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$ W_{sa}: 堆砂絶対単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} W_o: 水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} </p> <p style="margin-top: 20px;">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さとなる。</p> <p style="margin-top: 10px;">上載荷重 = $C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$</p> <p> C_e: 土圧係数 D_d: 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m) γ_d: 土石流の単位体積重量 (kN/m³) γ_s: 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³) ; $\gamma_s = C_e (\sigma - \rho) g$ γ_w: 水の単位体積重量 ; $\gamma_w = \rho g$ (堰堤高が15m未満の場合は11.77kN/m³程度、15m以上の場合は9.8kN/m³程度) C_e: 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) </p> <p style="margin-top: 20px;">(7) 揚 圧 力</p> <p>揚圧力は、堰堤堰底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表3.5.1.2 を基準として計算する。</p> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> 表3.3.1(e) 揚圧力の大きさ </div> <table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 20%;">基礎地盤の種類</th> <th style="width: 30%;">上 流 端 (kN/m²)</th> <th style="width: 30%;">下 流 端 (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩 盤</td> <td>$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$</td> <td>$h_2 W_o$</td> </tr> <tr> <td>砂 礫 盤</td> <td>$h_1 W_o$</td> <td>$h_2 W_o$</td> </tr> </tbody> </table> <p> μ: 揚圧力係数 h_1: 堰堤上流側水深 (m) h_2: 堰堤下流側水深 (m) Δh: 上・下流の水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$ W_o: 水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} </p>	基礎地盤の種類	上 流 端 (kN/m ²)	下 流 端 (kN/m ²)	岩 盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$	$h_2 W_o$	砂 礫 盤	$h_1 W_o$	$h_2 W_o$	<p> 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_c: 土圧係数 (0.3 ~ 0.6) $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ W_{s1}: 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³) $W_{s1} = W_s - (1 - \nu) W_o$ h_e: 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m) W_s: 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m³) ν: 堆砂空隙率 (0.3 ~ 0.45) $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$ W_{sa}: 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³) W_o: 水の単位体積重量 (kN/m³) </p> <p style="margin-top: 20px;">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さとなる。</p> <p style="margin-top: 10px;">上載荷重 = $C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d$</p> <p> C_e: 土圧係数 (0.3 ~ 0.6) $C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ D_d: 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m) γ_d: 土石流の単位体積重量 (kN/m³) γ_s: 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³) $\gamma_s = C_e (\sigma - \rho) g$ (一般に 8.24 kN/m³) γ_w: 水の単位体積重量 $\gamma_w = \rho \cdot g$ (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) C_e: 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) $g = 9.81m/s^2$ </p> <p style="margin-top: 20px;">(4) 揚 圧 力</p> <p>揚圧力は、堰堤堰底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 9-4-20 を基準として計算する。</p> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> 表 9-4-20 揚圧力の大きさ </div> <table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 20%;">基礎地盤の種類</th> <th style="width: 30%;">上 流 端 (kN/m²)</th> <th style="width: 30%;">下 流 端 (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩 盤</td> <td>$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$</td> <td>$h_2 \cdot W_o$</td> </tr> <tr> <td>砂 礫 盤</td> <td>$h_1 \cdot W_o$</td> <td>$h_2 \cdot W_o$</td> </tr> </tbody> </table> <p> μ: 揚圧力係数 h_1: 堰堤上流側水深 (m) h_2: 堰堤下流側水深 (m) Δh: 上・下流の水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$ W_o: 水の単位体積重量 (kN/m³) </p>	基礎地盤の種類	上 流 端 (kN/m ²)	下 流 端 (kN/m ²)	岩 盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$	$h_2 \cdot W_o$	砂 礫 盤	$h_1 \cdot W_o$	$h_2 \cdot W_o$
基礎地盤の種類	上 流 端 (kN/m ²)	下 流 端 (kN/m ²)																	
岩 盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$	$h_2 W_o$																	
砂 礫 盤	$h_1 W_o$	$h_2 W_o$																	
基礎地盤の種類	上 流 端 (kN/m ²)	下 流 端 (kN/m ²)																	
岩 盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_o$	$h_2 \cdot W_o$																	
砂 礫 盤	$h_1 \cdot W_o$	$h_2 \cdot W_o$																	

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

任意の点（X）における揚圧力は次式による。

$$U_x = [h_2 + \mu \Delta h \times (1 - x \times m^2 / L)] W_0$$

U_x : x地点の揚圧力 (kN/m^2)

L : 全浸透経路 (m)、 $L = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は、 $L = b_2 + 2d$

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)

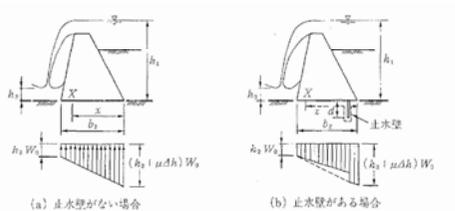


図3.3.1(e) 揚圧力の分布

(8) 地震時慣性力

地震時慣性力は、堰体に水平方向に作用するものとし、堰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。

$$I = K \times W$$

I : 単位幅あたりの堰堤堰体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅あたりの堰堤堰体の自重 (kN/m)

設計震度は、表3.3.1(f)に掲げる値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

表3.3.1(f) 設計震度

堰堤の種類	強震帯および中震帯地域	弱震帯地域
重力式コンクリート堰堤	0.12	0.10
アーチ式コンクリート堰堤	0.24	0.20

強震帯および中震帯地域とは、下記の弱震帯地域を除く地域とする。長野県は強震帯および中震帯地域に属する。

新（改定後）

任意の点（X）における揚圧力は次式による。

$$U_x = [h_2 + \mu \Delta h \times (1 - x \times m^2 / L)] W_0$$

U_x : X地点の揚圧力 (kN/m²)

L : 全浸透経路 (m) $L = b_2$

ただし、止水壁等を設ける場合は、 $L = b_2 + 2d$

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)

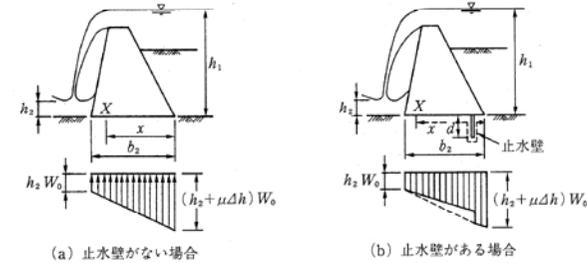


図 9-4-30 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力

地震時慣性力は、堰体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値として次式により求められる。

$$I = K \times W$$

I : 単位幅あたりの堰堤堰体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅あたりの堰堤堰体の自重 (kN/m)

設計震度は、表 9-4-21に掲げる値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

表 9-4-21 設計震度

堰堤の種類	強震帯及び中震帯地域	弱震帯地域
重力式コンクリート堰堤	0.12	0.10
アーチ式コンクリート堰堤	0.24	0.20

強震帯及び中震帯地域とは弱震帯地域を除く地域とする。長野県は強震帯及び中震帯地域に属する。

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

〔第9編 砂防事業〕 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>(9) 地震時動水圧</p> <p>地震時動水圧は、堰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、次式により求められる。</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> $P_x = C \cdot W_0 \cdot K \cdot H$ $C = 1/2 \times C_m \times [1/H \times h_x \times (2 - h_x/H) + \{1/H \times (2 - h_x/H)\}^{1/2}]$ $P_d = 1/2 \times \eta \times C_m \cdot W_0 \cdot K H^2 \cdot \sec \theta$ $h_d = \lambda \cdot h_x$ <p> P_x：地点の地震時動水圧 (kN/m²) (kN/m) P_d：貯留水面からX地点までの全地震時動水圧 (kN/m) (kN/m) W_0：貯留水の単位体積重量 (kN/m²) (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) のCの値 (図3.3.2 (a) 参照) h_d：X地点から P_dの作用点までの高さ (m) η, λ：図3.3.2 (c) から求められる係数 C：圧力係数 </p> <p>② 砂防堰堤の上流面が、鉛直の場合の式（Westergaardの近似式）</p> $P_x = 7/8 \times W_0 \cdot K \cdot (H \cdot h_x)^{1/2}$ $P_d = 7/12 \times W_0 \cdot K H^{1/2} \times h_x^{3/2}$ $h_d = 2/5 \cdot h_x$ <p>なお、上流面が鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。</p> <div style="text-align: center;"> <p>(a) C_mの値 (b) 地震時動水圧模式図 (c) η及びλの値</p> <p>図3.3.1(f) 地震時動水圧の係数</p> </div>	<p>(6) 地震時動水圧</p> <p>地震時動水圧は、堰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、次式により求められる。</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> $P_x = C \times W_0 \times K \times H$ $C = 1/2 \times C_m \times [1/H \times h_x \times (2 - h_x/H) + \{1/H \times (2 - h_x/H)\}^{1/2}]$ $P_d = 1/2 \times \eta \times C_m \times W_0 \times K \times H^2 \times \sec \theta$ $h_d = \lambda \times h_x$ <p> P_x：地点の地震時動水圧 (kN/m²) P_d：貯留水面からx地点までの全地震時動水圧 (kN/m) W_0：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) のCの値 (図9-4-31 (a) 参照) h_d：x地点から P_dの作用点までの高さ (m) η, λ：図9-4-31 (c) から求められる係数 C：圧力係数 </p> <p>② 砂防堰堤の上流面が、鉛直の場合の式（Westergaardの近似式）</p> $P_x = 7/8 \times W_0 \times K \times (H \cdot h_x)^{1/2}$ $P_d = 7/12 \times W_0 \times K \times H^{1/2} \times h_x^{3/2}$ $h_d = 2/5 \times h_x$ <p>なお、上流面が鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。</p> <div style="text-align: center;"> <p>(a) C_mの値 (b) 地震時動水圧模式図 (c) η及びλの値</p> <p>図9-4-31 地震時動水圧の係数</p> </div>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>(10) 温度荷重</p> <p>アーチ式コンクリート以外の砂防堰堤は、温度荷重による応力は小さいので無視して差し支えない。</p> <p>アーチ式コンクリート砂防堰堤の温度荷重は、収縮継目グラウチングの後に予想される堤体の内部温度の変化に基づき決定するものとする。アーチ式コンクリート砂防堰堤の場合、温度上昇による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメントおよび半径方向せん断力と向きが反対となるため、堤体設計上は安全側になる。また、温度上昇によるアーチ推力は、水圧荷重等によるアーチ推力と同じ向きになるが、この値は一般に堤体の内部応力の安全性を脅かすものではない。</p> <p>温度降下による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメントおよび半径方向せん断力と同じ向きになり、またアーチ推力は引張応力を生じさせる向きに作用する。したがって、堤体の応力計算を行う場合は、一般にアーチ作用が確保された後の温度降下のみを考慮すればよい。ただし、基礎岩盤の安定性を検討する場合は、アーチスラストが増加する温度上昇時の検討が必要となる。</p> <p>堤体内部の温度による応力を求める場合には、一般に以下の項目について考慮する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 断面内の平均温度の変化 ② 上下流方向の温度勾配の変化 ③ 上下流表面近く形成される温度勾配の変化 <p>このうち、断面内の平均温度の変化は、ダムのため、アーチ推力、アーチの曲げモーメントおよび片持ばりの曲げモーメントに大きな影響を与える。また、上下流方向の温度勾配の変化は、アーチの曲げモーメントにはかなりの影響を与えるが、堰堤のためおよびアーチ推力に及ぼす影響は小さい。</p> <p>設計には①、②を併せて考慮するのが原則とするが②を無視した設計を行う場合には、クラウンで 10kgf/cm^2 (0.981 N/mm²) の応力増加を見込む必要がある。上下流表面付近に形成される温度勾配による応力は局所的な応力であり、通常無視してよい。</p> <p>(11) 土石流流体力</p> <p>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堰堤を直撃したケースを想定する (図3.3.1(a)参照)。</p> <p>土石流流体力Fは、D_d/2の位置に水平に作用させる。</p> $F = K_h \cdot \gamma_d / g \cdot D_d \cdot U^2$ <p>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)</p>	<p>(7) 温度荷重</p> <p>アーチ式コンクリート以外の砂防堰堤は、温度荷重による応力は小さいので無視して差し支えない。</p> <p>アーチ式コンクリート砂防堰堤の温度荷重は、収縮継目グラウチングの後に予想される堤体の内部温度の変化に基づき決定するものとする。アーチ式コンクリート砂防堰堤の場合、温度上昇による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と向きが反対となるため、堤体設計上は安全側になる。また、温度上昇によるアーチ推力は、水圧荷重等によるアーチ推力と同じ向きになるが、この値は一般に堤体の内部応力の安全性を脅かすものではない。</p> <p>温度降下による曲げモーメントならびに半径方向せん断力は、水圧荷重等による曲げモーメント及び半径方向せん断力と同じ向きになり、またアーチ推力は引張応力を生じさせる向きに作用する。従って、堤体の応力計算を行う場合は、一般にアーチ作用が確保された後の温度降下のみを考慮すればよい。ただし、基礎岩盤の安定性を検討する場合は、アーチスラストが増加する温度上昇時の検討が必要となる。</p> <p>堤体内部の温度による応力を求める場合には、一般に以下の項目について考慮する必要がある。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 断面内の平均温度の変化 ② 上下流方向の温度勾配の変化 ③ 上下流表面近く形成される温度勾配の変化 <p>このうち、断面内の平均温度の変化は、堰堤のため、アーチ推力、アーチの曲げモーメント及び片持ばりの曲げモーメントに大きな影響を与える。</p> <p>また、上下流方向の温度勾配の変化は、アーチの曲げモーメントにはかなりの影響を与えるが、堰堤のため及びアーチ推力に及ぼす影響は小さい。</p> <p>設計には①、②を併せて考慮するのが原則とするが②を無視した設計を行う場合には、クラウンで 0.981 N/mm² の応力増加を見込む必要がある。上下流表面付近に形成される温度勾配による応力は局所的な応力であり、通常無視してよい。</p> <p>(8) 土石流流体力</p> <p>土石流流体力は、本章第2節3.2～3.4に示す方法にて算出する。</p> <p>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堰堤を直撃したケースを想定する (土石流・流木対策型の各堰堤型式の設計外力図 (土石流時) 参照)。</p> <p style="text-align: center;">削除（第4章第2節3章3.4にて整理）</p>

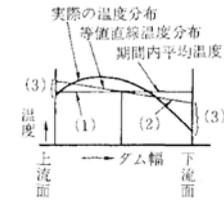
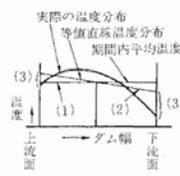


図 9-4-32 温度応力の考え方

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）														
<p>3.3.2 安定計算に用いる数値</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> <p>砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて、実測により求めるものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、堰堤の重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値か、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。ただし、堰堤の断面を安全かつ経済的に設計するためには、できる限り実測により求めるべきである。</p> <p>(1) 砂防堰堤用コンクリートの単位体積重量：2.3 tf/m³ {22.56kN/m³}</p> <p>(2) 流水の単位体積重量 (W₀)：1.0~1.8 tf/m³ {9.81~17.65kN/m³}</p> <p style="padding-left: 20px;">ただし、堤高(H) ≥ 15mのとき 1.0 tf/m³ {9.81kN/m³}</p> <p style="padding-left: 20px;">堤高(H) < 15mのとき 1.2 tf/m³ {11.77kN/m³}</p> <p style="padding-left: 20px;">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>(3) 堆砂見掛単位体積重量 (W_s)：1.5~1.8 tf/m³ {14.71~17.64kN/m³}</p> <p>(4) 堆砂空隙率 (v)：0.3~0.45</p> <p>(5) 土圧係数 (C_e)：0.3~0.6</p> <p>(6) 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>(7) コンクリートの許容応力度</p> <p style="padding-left: 20px;">垂力式：圧縮：f'_{ck}/4 f'_{ck}：コンクリートの設計基準強度</p> <p style="padding-left: 20px;">せん断：圧縮強度の1/5~1/10</p>	<p>4.3.3 安定計算に用いる数値</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> <p>砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて、実測により求めるものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、堰堤の重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値か、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。ただし、堰堤の断面を安全かつ経済的に設計するためには、できる限り実測により求めるべきである。</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)：γ_w = ρ・g (9.81 ~ 17.65 kN/m³)</p> <p style="padding-left: 20px;">ただし、堤高(H) ≥ 15mのとき 9.81 kN/m³</p> <p style="padding-left: 20px;">堤高(H) < 15mのとき 11.77 kN/m³</p> <p style="padding-left: 20px;">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_{sd})：W_{sd} = W_s - (1 - v)・γ_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)：γ_s = C_e(σ - ρ)・g（一般に 8.24 kN/m³）</p> <p>⑦ 土石流の単位体積重量 (γ_d)：γ_d = {σ × C_d + ρ・(1 - C_d)} × 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_d)：γ_d = C_e・ρ・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_d)：γ_d = γ_d - γ_w</p> <p>⑩ 堆砂空隙率 (v)：v = (W_{sd} - W_c) / W_{sd}（一般に 0.3 ~ 0.45）</p> <p>⑪ 土圧係数 (C_e)：C_e = (1 - sinφ) / (1 + sinφ) (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 (τ₀)：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 ≤ 5.5 (N/mm²)</p> <p>⑮ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{sa'})：f'_{tk}/80 (N/mm²)</p> <p>⑯ コンクリートの許容支圧応力度 (σ_{bs})：0.3 f'_{ck} (N/mm²)</p> <p style="text-align: right;">f'_{tk}：コンクリートの設計基準強度</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <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="width: 100%; text-align: center;"> <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> </div> <p>鋼製枠構造、セル構造等の鋼製砂防堰堤や砂防ソイルセメント構造の砂防堰堤に用いる中詰め材や砂防ソイルセメントの単位体積重量は、第2章第9節3の調査方法を参考に、現地発生土砂の調査や試験を行った上で設定する。また、透過型砂防堰堤の鋼管フレームに使用する鋼材の許容応力度は、鋼材の種類に応じて「鋼製砂防構造物設計便覧」等を参考に適切な値を用いて計算を行う。</p>	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	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									

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

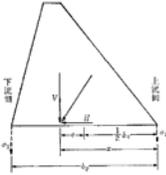
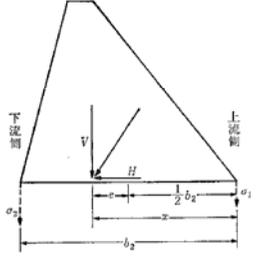
[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>3.4 重力式堰堤の安定条件</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>重力式コンクリート堰堤は、地形、地質および流出土砂形態を考慮し、堰体および基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。</p> <p>堰体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 原則として、堰堤の堤底端に引張応力が生じないように、堰堤の自重および外力の合力の作用点が堤底の中央1/3以内に入ること。 堤底と基礎地盤内との間および基礎地盤内で滑動を起こさないこと。 堰堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持応力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。 </div> <p>解 説</p> <p>(1) 堰堤堤底において引張応力を生じさせないよう、堰堤の自重および外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として、3.5.2の安定計算に用いる数値を採用する。</p> <p>(2) 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。堰堤の堰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 경우가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</p> <p>V：単位幅あたり断面に作用する鉛直力 (tf/m) {kN/m}</p> <p>H：単位幅あたり断面に作用する水平力 (tf/m) {kN/m}</p> <p>τ_0：堰体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度 (tf/m²) {kN/m²}</p> <p>l：せん断抵抗を期待できる長さ（堤底長）（m）</p> <p>基礎地盤のせん断強度および摩擦係数は、表3.6.1(b)、3.6.1(e)を参照。</p>	<p>4.4 重力式堰堤の安定条件</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>重力式コンクリート堰堤は、地形、地質及び流出土砂形態を考慮し、堰体及び基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。</p> <p>堰体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 原則として、堰堤の堤底端に引張応力が生じないように、堰堤の自重及び外力の合力の作用点が堤底の中央1/3以内に入ること。（<u>転倒</u>） ② 堤底と基礎地盤内との間及び基礎地盤内で滑動を起こさないこと。（<u>滑動</u>） ③ 堰堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持応力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。（<u>破壊</u>） </div> <p>解 説</p> <p>(1) <u>転 倒</u></p> <p>堰堤堤底において引張応力を生じさせないよう、堰堤の自重及び外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として、<u>本章第3節4.3.1</u>に示す安定計算に用いる数値を採用する。</p> <p>(2) <u>滑 動</u></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。堰堤の堰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 경우가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：堰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>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>(3) 堤体および基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。</p> <p>① 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮および引張応力度が、その許容圧縮および引張応力度を超過しないことが必要である。</p> <p>② 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。</p> <p>堰堤の上流端または下流端における鉛直応力は、次式により求められる。</p> $x = M/V$ $\sigma = V/b_2(1 \pm 6e/b_2)$ <p>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、単位幅あたり断面に作用する荷重のモーメントの合計</p> <p>V：単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m) H：単位幅あたり断面に作用する水平力の合計 (kN/m) b₂：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)</p> $e = x - b_2/2$ <p>6e/b₂ > 1のとき堤底上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点を安全に確認する面の中央1/3以内におさめるよう断面を定める。</p> <p>よって、</p> $b_2/3 \leq x \leq 2b_2/3$ <p>とする。なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1) (2) のほかにクイックサンドおよびパイピングに対する安全性も検討する必要がある。基礎処理を参照。</p>  <p>図3.4 砂防堰堤断面に作用する力</p>	<p>(3) 破壊</p> <p>堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性については、以下について検討する。</p> <p>① 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮及び引張応力度が、その許容圧縮及び引張応力度を超過しないことが必要である。</p> <p>② 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。</p> <p>堰堤の上流端又は下流端における鉛直応力は、次式により求められる。</p> $x = M/V$ $\sigma = V/b_2 \cdot (1 \pm 6e/b_2)$ <p>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あたり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m) V：単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m) H：単位幅あたり断面に作用する水平力の合計 (kN/m) b₂：堤底幅 (m) σ：堤底の上流端又は下流端における鉛直応力 (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) e = x - b₂/2</p> <p>6e/b₂ > 1のときには、堤底上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点を安全に確認する面の中央1/3以内におさめるよう断面を定める。よって、次式となる。</p> $b_2/3 \leq x \leq 2b_2/3$ <p>なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1)、(2)のほかに、クイックサンド及びパイピングに対する安全性も検討する必要がある（本章第3節4.6.2.基礎処理を参照）。</p>  <p>図 9-4-33 砂防堰堤断面に作用する力</p> <p>砂防堰堤の施工時には、基礎地盤が堤体底面の最大圧縮応力度を上回る許容支持力を有していることを確認するため、平板載荷試験を行う。平板載荷試験は、一般的に最大圧縮応力度が最大となる水通し中心付近の溪床部だけでなく、地質や堤体断面が変わる複数の地点で実施すること。</p> <p>また、鋼製枠構造、セル構造等の鋼製砂防堰堤や砂防ソイルセメント構造の砂防堰堤では、堤体の安定計算の他、本体を構成する部材ごとに応力度等の照査が必要となる。構造計算条件及びその方法については、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>3.5 透過部（部分透過部）の構造検討</p> <p>3.5.1 構造検討条件</p> <div data-bbox="235 443 981 523" 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>解 説</p> <p>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、不確定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堰堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。</p> <p>構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりとする。</p> <ol style="list-style-type: none">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③ ①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 <p>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。</p>	<p>4.5 透過部（部分透過部）の構造検討</p> <p>4.5.1 構造検討条件</p> <div data-bbox="1265 430 2011 518" 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>解 説</p> <p>透過型砂防堰堤は、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、不確定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堰堤全体の崩壊につながらないよう、<u>信頼性設計（フェイルセーフ）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。</u></p> <p>構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりとする。</p> <ol style="list-style-type: none">① 土石流流体力及び堆砂圧に対する、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③ ①及び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 <p>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。</p> <p><u>なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。</u></p> <ul style="list-style-type: none">・特に外力条件の厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、そのときに流出した巨礫の礫径も参考とする。・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>上記における「特に外力条件が厳しい現場」、「極めて大きい礫」の目安を以下に示す。</p> <ul style="list-style-type: none">・周辺の流域を含む過去の土砂移動実績等から、特に外力条件が厳しいと判断される箇所・<u>渓床勾配 $\geq 1/5$ かつ $D_{95} \geq 1.6\text{m}$（但し、既存の粒径調査で D_{95} が 1.6m 未満であっても、現地の状況を確認して 1.6m を超えるおそれがあるときには、再度調査して確認する。）</u>・また、「極めて大きい礫」の目安は、3辺の平均径が概ね 3m 以上の礫とする。なお、「極めて大きい礫」の調査方法は、D_{95} 設定のために実施する巨礫粒径調査のデータを活用しても良い。

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

3.5.2 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3.5.2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倍増すものとする。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増は行わない。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。

透過型砂防堰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物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なければならない。

透過部の部材の設計においては表3.5.2のほか、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堰堤軸は、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に考慮する。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堰堤軸の角度 (θ_{12}) を想定し、さらに余裕角 (θ_{13}) を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度 (θ_{11}) を設定する。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。

表3.5.2 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	1.0	1.15

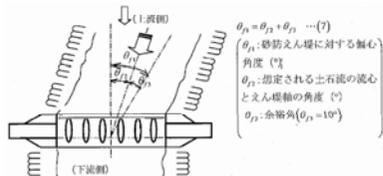


図3.5.2 透過部材に対する偏心荷重（渓流の湾曲部に砂防堰堤を配置する場合）

新（改定後）

4.5.2 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 9-4-23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増は行わない。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。

透過型砂防堰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。更に、部材で構成される構造物が不静定構造物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なければならない。

透過部の部材の設計においては表 9-4-17及び表 9-4-19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に対して安全であるように設計する。

更に、湾曲部における堰堤軸は、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に考慮する。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堰堤軸の角度 (θ_{12}) を想定し、更に余裕角 (θ_{13}) を考慮して、堰堤に対する偏心角度 (θ_{11}) を設定する（図 9-4-34参照）。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。

表 9-4-23 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	1.0	1.15

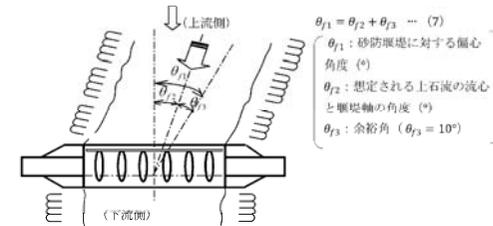
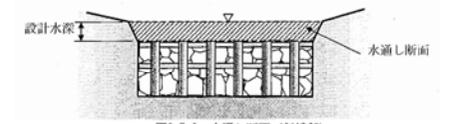


図 9-4-34 透過部材に対する偏心荷重（渓流の湾曲部に砂防堰堤を配置する場合）

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="230 359 376 379">3.5.3 水通し断面</p> <div data-bbox="230 403 981 467" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p data-bbox="230 411 981 459">水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、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。</p></div> <p data-bbox="230 480 315 501">解 説</p> <p data-bbox="230 515 981 571">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物とする。余裕高は考慮しなくても良い。</p> <p data-bbox="230 585 981 641">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。</p> <div data-bbox="356 655 815 810" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p data-bbox="510 778 683 799">図3.5.3 水通し断面（斜線部）</p></div>	<p data-bbox="1227 480 1626 501" style="color: red;">第4章第3節3.2.1(2)③へ移動し、内容改訂</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="230 906 383 927">3.5.4 開口部の設定</p> <div data-bbox="230 943 981 986" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるよう設定する。</p> </div> <p data-bbox="230 999 315 1019">解 説</p> <p data-bbox="230 1034 748 1054">開口部の幅は、透過型の機能を十分活かせるようにできるだけ広くとる。</p> <p data-bbox="230 1069 808 1090">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。</p> <p data-bbox="230 1104 887 1125">なお、開口部の底面は未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。</p> <div data-bbox="459 1137 741 1284"> <p>図3.5.4 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）</p> </div>	<p data-bbox="1249 363 1406 384">4.5.3 開口部の位置</p> <p data-bbox="1272 395 1375 416">(1) 縦断方向</p> <div data-bbox="1272 427 2002 486" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>透過型砂防堰堤透過部断面の底面高は、溪床の連続性を考慮して、原則として最深河床高程度とする。透過部断面を複断面にする場合でも、上下流の連続性を考慮して透過部断面の高さを設定する。</p> </div> <p data-bbox="1249 512 1308 533">解 説</p> <p data-bbox="1272 544 2002 624">堰堤直下流が洗堀された場合でも透過型砂防堰堤が十分に溪床の連続性機能を発揮するためには、溪床の縦断形を経年的に把握しておく必要があり、データが得られる場合は過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部断面の底面の高さを計画する。</p> <p data-bbox="1272 667 1375 687">(2) 横断方向</p> <div data-bbox="1272 699 2002 758" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>溪床の連続性ならびに両岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。この場合、土砂の堆積に支障がないよう注意する。</p> </div> <p data-bbox="1249 783 1308 804">解 説</p> <p data-bbox="1272 815 2002 863">堰堤軸が流路の屈曲部に位置するときは、流水の直進性を考慮し、透過部断面は堤体の安定を損なわない範囲で外側に設置することが望ましい。</p> <p data-bbox="1249 906 1406 927">4.5.4 開口部の設定</p> <div data-bbox="1272 938 2002 970" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるよう設定する。</p> </div> <p data-bbox="1249 995 1308 1016">解 説</p> <p data-bbox="1285 1027 1787 1048">開口部の幅は、透過型の機能を十分活かせるようにできるだけ広くとる。</p> <p data-bbox="1285 1059 1850 1080">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。</p> <p data-bbox="1285 1091 1928 1112">なお、開口部の底面は未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。</p> <div data-bbox="1458 1137 1798 1300"> <p>図 9-4-35 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）</p> </div>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

3.5.5 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、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堰堤は、透過部断面の純間隔（図3.5.5(a)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} ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰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堰堤を計画する場合、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3.5.5参照）

実験（図3.5.5(b)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堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰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。

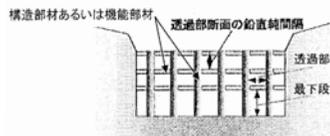


図3.5.5(a) 透過部断面の純間隔

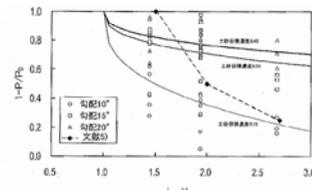


図3.5.5(b) 土石流のピーク流量の変化（実験結果）

新（改定後）

4.5.5 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、及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堰堤は、透過部断面の純間隔（図 9-4-36参照）を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、及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。従って、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（ D_{95} ）、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰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堰堤を計画する場合、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。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表 9-4-24参照）。



図 9-4-36 透過部断面の純間隔

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図 9-4-37参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、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、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堰堤を配置する時に上流側の透過型砂防堰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。

表 9-4-24 透過型砂防堰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) 前述のとおり、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) 前述のとおり、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業]

第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

表3.5.5 透過型砂防堰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	D95×1.0 ※1	D95×1.0 ※1	土石流の水深以下 ※2

※1 上述のとおり、水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径（D95）の1.5倍まで広げることができる。

※2 上述のとおり、最下段透過部断面高さを最大礫径（D95）の1.5倍まで狭くすることができる。

新（改定後）

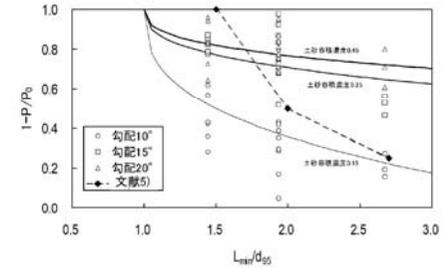


図 9-4-37 土石流のピーク流砂量の変化

P : 有施設時のピーク流砂量 P₀ : 無施設時のピーク流砂量 d₉₅ : 最大礫径

L_m : 格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、図 9-4-37 のプロットに対しては透過部断面の幅

図 9-4-37は透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少量の関係であるが、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難くなること分かる。

4.5.6 底版コンクリートの設計

底版コンクリートは、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者で安定できるように設計する。

解 説

透過型砂防堰堤と言えど、土石流流体力や堆砂圧に抵抗し、地盤に荷重を伝達するため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、鋼管フレーム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、本章第3節4.3 に示す安定計算法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超えないことを照査する。

なお、支持地盤が軟弱地盤、又は所定の支持力が得られない場合においては、根入れを確保するか基礎処理等を実施し、必要な地盤許容支持力を確保するものとする。

(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）、溪流の連続性を維持するため堰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渓床勾配に合わせて傾斜させても良い。渓床勾配が急な場合、下流端の洗堀に配慮して底版勾配を渓床勾配より緩くすることができる。

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<div data-bbox="1377 343 1870 550" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="1467 558 1780 582" data-label="Caption"> <p>図 9-4-38 底版コンクリート形状と堰堤高</p> </div> <div data-bbox="1276 614 2004 670" data-label="Text"> <p>また、底版コンクリート底面を階段状に整形することにより滑動抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。</p> </div> <div data-bbox="1276 678 2004 798" data-label="Text"> <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> </div> <div data-bbox="1254 813 2004 965" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="1467 973 1780 997" data-label="Caption"> <p>図 9-4-39 基礎地盤の違いによる作用荷重</p> </div> <div data-bbox="1265 1045 1489 1069" data-label="Section-Header"> <h3>(2) 底版コンクリートの厚さ</h3> </div> <div data-bbox="1276 1077 2004 1165" data-label="Text"> <p>底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、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超えない厚さとするが、引張が発生する場合には配筋等により過度な掘削を避けることとする。</p> </div> <div data-bbox="1276 1173 2004 1316" data-label="Text"> <p>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し、堰堤の安定性を確保するため安定上必要な厚さとする。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構造が多く採用されている。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから、底版コンクリートの厚さはその2倍以上とする。この鋼管埋込部に発生する応力に対して、底版コンクリート内の引き抜きせん断及び支圧に対して照査し、許容値内に収まっていることを確認する。</p> </div>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p data-bbox="230 983 349 1002">3.6 基礎の設計</p> <p data-bbox="230 1019 394 1038">3.6.1 基礎地盤の安定</p> <div data-bbox="230 1058 981 1118" 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 data-bbox="230 1141 309 1160">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、計画上やむをえず砂礫基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 data-bbox="230 1246 349 1265">(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が、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。なお、$H \geq 15\text{m}$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 data-bbox="1249 363 1442 383">4.5.7 鋼製部の最小板厚</p> <div data-bbox="1263 395 2000 427" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、8mm以上とする。</p></div> <p data-bbox="1249 450 1305 469">解 説</p> <p>鋼製部の最小板厚の設定は「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。</p> <p>透過型砂防堰堤に用いる鋼管フレームの鋼材の板厚は、8mm以上とする。ただし、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設定する。なお、不透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、6mm以上とする。</p> <p>また、透過型砂防堰堤に用いる鋼材のうち、巨礫が衝突する鋼管の最小板厚は、径厚比（D/t）と外力への対応方法により設定する。</p> <p data-bbox="1249 695 1442 715">4.5.8 腐食しる及び塗装</p> <div data-bbox="1263 727 2000 759" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>透過型砂防堰堤等に用いる鋼材の腐食しるは、酸性河川を除き片面0.5mmとする。</p></div> <p data-bbox="1249 782 1305 801">解 説</p> <p>鋼材の腐食しるの厚さ及び塗装については「鋼製砂防構造物設計便覧」に準拠する。</p> <p>鋼製砂防構造物は、腐食対策として必要板厚に腐食しるを加算しているため、火山地域や酸性河川のような錆の進行が懸念される場所以外では、塗装が無くても強度上は問題ない。しかし、鋼材の腐食に対する不安感の払拭、景観対策、また錆の発生抑制による長寿命化等の観点から、塗装は有効な手段である。ただし、流砂により塗装は剥離するため、流水に晒される部位については塗装の効果は小さい。</p> <p data-bbox="1249 999 1375 1018">4.6 基礎の設計</p> <p data-bbox="1249 1031 1420 1050">4.6.1 基礎地盤の安定</p> <div data-bbox="1263 1062 2000 1123" 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 data-bbox="1249 1145 1305 1165">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基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 data-bbox="1249 1270 1386 1289">(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>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

〔第9編 砂防事業〕 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））

表3.6.1(a) 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 {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3.6.1(b) 岩盤のせん断強度(参考値)

岩級区分	単位	せん断強度
C ₁ 級以上	t/m ²	200~300
C ₂ 級	t/m ²	100~200
C ₃ 級	t/m ²	50~100
D級	t/m ²	30~50

表3.6.1(c) 岩級区分

岩級区分	記 事	RQD (%)
硬岩・中硬岩	C ₁ 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 ₂ 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 ₃ 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

新（改定後）

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 9-4-26 岩盤のせん断強度(参考値)

岩級区分	単位	せん断強度
C ₁ 級以上	t/m ²	200 ~ 300
C ₂ 級	t/m ²	100 ~ 200
C ₃ 級	t/m ²	50 ~ 100
D級	t/m ²	30 ~ 50

表 9-4-27 岩級区分

岩級区分	記 事	RQD (%)
硬岩・中硬岩	C ₁ 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 ₂ 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 ₃ 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

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設的设计

旧（改定前（平成28年4月1日版））

(2) せん断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分なせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は、堤体が受ける水平力に安全率を乗じた倍以上のせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、堰堤破壊の主要原因は基礎地盤のせん断抵抗力および摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じてせん断試験を実施し、せん断強度や摩擦係数を確かめなければならない。

表3.6.1(d) 地盤の摩擦係数

支持地盤の種類		摩擦係数	備考（参考N値）
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	0.7	
	亀裂の多い硬岩	0.7	
	軟岩・土丹	0.7	
礫層	密なもの	0.6	
	密でないもの	—	
砂質地盤	密なもの	0.6	30～50
	中位なもの	0.5	15～30
粘性土地盤	非常に堅いもの	0.5	15～30
	堅いもの	0.45	8～15
	中位なもの	—	4～8

表3.6.1(e) 岩盤の内部摩擦係数 f (参考値)

岩級区分	内部摩擦係数
C ₁ 級以上	1.0
C ₂ 級	0.85
C ₃ 級	0.7
D級	0.6

(3) その他の地盤強度

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も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。

① 堰堤基礎の根入れ

堰堤基礎の根入れは、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、岩盤の場合で1m以上（=h₁）、砂礫盤などの場合は2m以上（=h₂）とする。

また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層などが互層となっている場合は、以下のように根入れを定める。

$$\begin{cases} h_2 < 1.0\text{mの場合} & : H = h_1 = 1.0\text{m} \\ 1.0 \leq h_2 < 2.0\text{mの場合} & : H = h_1 + h_2 = 2.0\text{m} \\ h_2 \geq 2.0\text{mの場合} & : H = h_2 = 2.0\text{m} \end{cases}$$

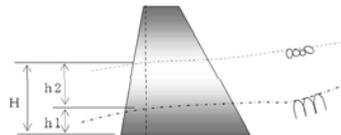


図3.6.1(a) 堰堤の根入れ

新（改定後）

(2) せん断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分なせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は、堤体が受ける水平力に安全率を乗じた値以上のせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、堰堤破壊の主要原因は基礎地盤のせん断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じてせん断試験を実施し、せん断強度や摩擦係数を確かめなければならない。

表 9-4-28 地盤の摩擦係数

支持地盤の種類		摩擦係数	備考（参考N値）
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	0.7	
	亀裂の多い硬岩	0.7	
	軟岩・土丹	0.7	
礫層	密なもの	0.6	
	密でないもの	—	
砂質地盤	密なもの	0.6	30～50
	中位なもの	0.5	15～30
粘性土地盤	非常に堅いもの	0.5	15～30
	堅いもの	0.45	8～15
	中位なもの	—	4～8

表 9-4-29 岩盤の内部摩擦係数 f (参考値)

岩級区分	内部摩擦係数
C ₂ 級以上	1.0
C ₃ 級	0.85
C ₄ 級	0.7
D級	0.6

(3) その他の地盤強度

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も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。

(4) 堰堤基礎の根入れ

堰堤基礎の根入れは、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、岩盤の場合で1m以上（=h₁）、砂礫盤等の場合は2m以上（=h₂）とする。

また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層等が互層となっている場合は、以下のように根入れを定める。

$$\begin{cases} h_2 < 1.0\text{mの場合} & : H = h_1 \geq 1.0\text{m} \\ 1.0 \leq h_2 < 2.0\text{mの場合} & : H = h_1 + h_2 \geq 2.0\text{m} \\ h_2 \geq 2.0\text{mの場合} & : H = h_2 \geq 2.0\text{m} \end{cases}$$

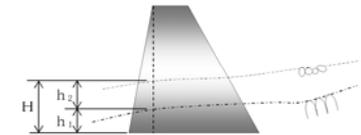


図 9-4-40 堰堤の根入れ

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）																																																
<p>2) 基礎砂礫のバイピング</p> <p>① 限界掃流力による方法</p> <p>バイピングは堰堤基礎沿いに発生するものとし、この流線沿いを一様な材質の砂礫層として浸透流速を求める。</p> <p>ダルシーの法則により、土中の透水において、ある断面積Aの中を流下する量Qは、</p> $Q = k \cdot A \cdot i$ <p>k : 透水係数 (cm/s) i : 動水勾配 (H/L) A : 断面積 (cm²)</p> $v = Q/A = k \cdot i$ <p>v : 流速 (cm/s)</p> $v_s = Q/A_s = k \cdot i \cdot A/A_s = k \cdot i/n$ <p>v_s : 実際の流速 (cm/s) A_s : A断面中の間隙の断面積 (cm²) n : 間隙率</p> <p>一方、これに対して砂粒子の限界掃流力はJustinが理論計算から求めており、上式の計算結果がこの値より小であればバイピングは発生しないといえる。</p> <p>表3.6.1(d)はJustinが砂の材料ごとに求めた限界流速である。</p> <table border="1" data-bbox="495 1043 725 1337"> <caption>表3.6.1(d) Justin式による限界流速</caption> <thead> <tr> <th>粒子の直径 (mm)</th> <th>限界流速 (cm/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5.00</td><td>22.86</td></tr> <tr><td>3.00</td><td>17.71</td></tr> <tr><td>1.00</td><td>10.22</td></tr> <tr><td>0.80</td><td>9.14</td></tr> <tr><td>0.50</td><td>7.23</td></tr> <tr><td>0.30</td><td>5.60</td></tr> <tr><td>0.10</td><td>3.23</td></tr> <tr><td>0.08</td><td>2.89</td></tr> <tr><td>0.05</td><td>2.29</td></tr> <tr><td>0.03</td><td>1.77</td></tr> <tr><td>0.01</td><td>1.02</td></tr> </tbody> </table>	粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/s)	5.00	22.86	3.00	17.71	1.00	10.22	0.80	9.14	0.50	7.23	0.30	5.60	0.10	3.23	0.08	2.89	0.05	2.29	0.03	1.77	0.01	1.02	<p><u>(5) 基礎砂礫のバイピング</u></p> <p>① <u>限界掃流力による方法</u></p> <p>バイピングは堰堤基礎沿いに発生するものとし、この流線沿いを一様な材質の砂礫層として浸透流速を求める。ダルシーの法則により、土中の透水において、ある断面積 (A) の中を流下する量 (Q) は、<u>次式により算出する。</u></p> $Q = k \cdot A \cdot i$ <p>k : 透水係数 (cm/s) i : 動水勾配 (H/L) A : 断面積 (cm²)</p> $v = Q/A = k \cdot i$ <p>v : 流速 (cm/s)</p> $v_s = Q/A_s = k \cdot i \cdot A/A_s = k \cdot i/n$ <p>v_s : 実際の流速 (cm/s) A_s : A断面中の間隙の断面積 (cm²) n : 間隙率</p> <p>一方、これに対して砂粒子の限界掃流力はJustinが理論計算から求めており、上式の計算結果がこの値より小であればバイピングは発生しないといえる。</p> <p><u>表 9-4-30はJustinが砂の材料ごとに求めた限界流速である。</u></p> <table border="1" data-bbox="1491 1034 1767 1401"> <caption>表 9-4-30 Justin式による限界流速</caption> <thead> <tr> <th>粒子の直径</th> <th>限界流速 (cm/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>5.00</td><td>22.86</td></tr> <tr><td>3.00</td><td>17.71</td></tr> <tr><td>1.00</td><td>10.22</td></tr> <tr><td>0.80</td><td>9.14</td></tr> <tr><td>0.50</td><td>7.23</td></tr> <tr><td>0.30</td><td>5.60</td></tr> <tr><td>0.10</td><td>3.23</td></tr> <tr><td>0.08</td><td>2.89</td></tr> <tr><td>0.05</td><td>2.29</td></tr> <tr><td>0.03</td><td>1.77</td></tr> <tr><td>0.01</td><td>1.02</td></tr> </tbody> </table>	粒子の直径	限界流速 (cm/s)	5.00	22.86	3.00	17.71	1.00	10.22	0.80	9.14	0.50	7.23	0.30	5.60	0.10	3.23	0.08	2.89	0.05	2.29	0.03	1.77	0.01	1.02
粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/s)																																																
5.00	22.86																																																
3.00	17.71																																																
1.00	10.22																																																
0.80	9.14																																																
0.50	7.23																																																
0.30	5.60																																																
0.10	3.23																																																
0.08	2.89																																																
0.05	2.29																																																
0.03	1.77																																																
0.01	1.02																																																
粒子の直径	限界流速 (cm/s)																																																
5.00	22.86																																																
3.00	17.71																																																
1.00	10.22																																																
0.80	9.14																																																
0.50	7.23																																																
0.30	5.60																																																
0.10	3.23																																																
0.08	2.89																																																
0.05	2.29																																																
0.03	1.77																																																
0.01	1.02																																																