

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 プライの式およびレーンの式による方法

プライの式

$$C_c \leq (1+2d) / \Delta h$$

C_c : プライの式のクリープ比 (表3.6.1(f))

l : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透経路長 (m)

Δh : 堰堤上下流の水位差 $\Delta h = h_1 - h_2$

h_1 : 堰堤上流の基礎面からの水位 (m)

h_2 : 堰堤下流の基礎面からの水位 (m)



図3.6.1(b) バイピング

レーンの式

$$C_w \leq (1/3+2d) / \Delta h$$

C_w : レーンの式の加重クリープ比 (表3.6.1(f))

表3.6.1(f) クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w	基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂またはシルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

3.6.2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

解 説

堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、いくつかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、あるいはグラウト等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。

新（改定後）

② プライの式による方法

$$C_c \leq (1+2d) / \Delta h$$

C_c : プライの式のクリープ比 (表 9-4-31 参照)

l : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透経路長 (m)

Δh : 堰堤上下流の水位差 $\Delta h = h_1 - h_2$

h_1 : 堰堤上流の基礎面からの水位 (m)

h_2 : 堰堤下流の基礎面からの水位 (m)

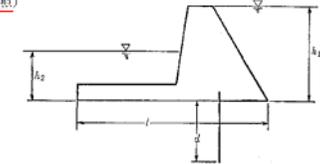


図 9-4-41 バイピング

③ レーンの式による方法

$$C_w \leq (1/3+2d) / \Delta h$$

C_w : レーンの式の加重クリープ比 (表 9-4-31 参照)

表 9-4-31 クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w	基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂又はシルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

4.6.2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

解 説

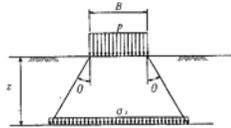
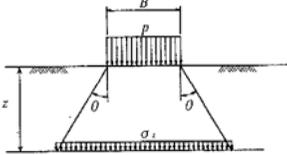
堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、いくつかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

岩盤地盤の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、あるいはグラウト等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。

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>砂礫基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、置換工法等により改善を図る方法がある。</p> <p>【軟弱層置換・改良工法の考え方】</p> <p>① 改良強度 改良地盤に必要な強度は堰堤底版下面での最大地盤反力から決定する。このとき、改良強度を部分的に変化させることは行わない。</p> <p>② 改良深さ 支持層が浅い場合は、軟弱層全厚を改良する。支持層が深い場合は、地盤内での荷重分散に期待して荷重強度が許容支持力度以下となる深さまで改良する。深さについては、地山掘削量などを含めたコストおよび安全性等の比較の中で決定する。 地盤の任意の深さにおける許容支持力度は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準拠して求め、擁壁底版面と改良範囲下端面における支持力度の検討を行う。</p> <p>③ 地中応力 鉛直荷重は鉛直荷重合力を底版幅に均等に分布させる。分散角度 θ は 30° を標準とする。</p> <p>④ 改良幅 （次頁以降に計算例を示す） 改良幅は底版に作用する荷重の分散角度を考慮し、荷重が及ぶ範囲以上の幅を確保できるようにする。 (例：掘削勾配による掘削幅など)</p> $\sigma_z = p / \{1 + 2(z/B) \cdot \tan \theta\}$ <p>$p = V/B$ σ_z : 地中の鉛直応力 (kN/m²) p : 堰堤基礎底版からの平均鉛直荷重強度 (kN/m²) z : 堰堤基礎底版面からの深さ (m) B : 堰堤堤底幅 θ : 地中の荷重分散角度 (°) (30° を標準) V : 堰堤基礎底版からの鉛直作用荷重 (kN)</p>  <p>図3.6.2(a) 地中応力の分布</p>	<p>砂礫基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、<u>砂防ソイルセメント置換えや中層混合処理工法、深層混合処理工法等の地盤改良によって支持力度の改善を図る場合もある。</u>改良工法は、<u>改良深度、対象地盤の地質、施工ヤード等の条件により適用できる工法が限定されるため、該当する堰堤の諸条件を考慮した上で、適切な工法選定を行うことが望ましい。</u></p> <p>(2) 軟弱層置換・改良工法の考え方</p> <p>① 改良強度 改良地盤に必要な強度は堰堤底版下面での最大地盤反力から決定する。このとき、改良強度を部分的に変化させることは行わない。<u>置換材に砂防ソイルセメントを使用する場合は、砂防ソイルセメント施工便覧に準拠する。</u></p> <p>② 改良深さ 支持層が浅い場合は、軟弱層全厚を改良する。支持層が深い場合は、地盤内での荷重分散に期待して荷重強度が許容支持力度以下となる深さまで改良する。深さについては、地山掘削量等を含めたコスト及び安全性等の比較の中で決定する。 地盤の任意の深さにおける許容支持力度は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準拠して求め、擁壁底版面と改良範囲下端面における支持力度の検討を行う。</p> <p>③ 地中応力 鉛直荷重は鉛直荷重合力を底版幅に均等に分布させる。分散角度 θ は 30° を標準とする (図 9-4-42 参照)。</p> <p>④ 改良幅 改良幅は底版に作用する荷重の分散角度を考慮し、荷重が及ぶ範囲以上の幅（例：掘削勾配による掘削幅等）を確保できるようにする。</p> $\sigma_z = p / \{1 + 2(z/B) \cdot \tan \theta\}$ <p>σ_z : 地中の鉛直応力 (kN/m²) p : 堰堤基礎底版からの平均鉛直荷重強度 (kN/m²) $p = V/B$ z : 堰堤基礎底版面からの深さ (m) B : 堰堤堤底幅 θ : 地中の荷重分散角度 (°) (30° を標準) V : 堰堤基礎底版からの鉛直作用荷重 (kN)</p>  <p>図 9-4-42 地中応力の分布</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 style="text-align: center;">●●● 軟弱層置換・改良工法の計算例 ●●●</p> <p>START</p> <p>砂防堰堤の安定計算結果より</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">越流部 (kN/m²)</th> <th colspan="2">非越流部 (kN/m²)</th> </tr> <tr> <th>鉛直荷重 (V1)</th> <th>水平荷重 (H)</th> <th>鉛直荷重 (V1)</th> <th>水平荷重 (H)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>洪水時</td> <td>2,278.4</td> <td>802.7</td> <td>2,883.7</td> <td>805.6</td> </tr> <tr> <td>土石流時</td> <td>2,410.6</td> <td>753.1</td> <td style="background-color: #cccccc;">3,158.3</td> <td style="background-color: #cccccc;">1,155.9</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th rowspan="2">安定性</th> <th colspan="2">計算結果</th> <th rowspan="2">判定</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">越流部 洪水時</td> <td>滑動</td> <td>$F_s=1.56$</td> <td>≥ 1.2</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>$e=0.524$</td> <td>$< B/6=2.542$</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>地盤反力</td> <td>$q_{max}=180$</td> <td>$> q_a=100$</td> <td style="background-color: #cccccc;">N.G.</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">越流部 土石流時</td> <td>滑動</td> <td>$F_s=1.76$</td> <td>≥ 1.2</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>$e=0.055$</td> <td>$< B/6=2.542$</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>地盤反力</td> <td>$q_{max}=162$</td> <td>$> q_a=100$</td> <td style="background-color: #cccccc;">N.G.</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">非越流部 洪水時</td> <td>滑動</td> <td>$F_s=1.96$</td> <td>≥ 1.2</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>$e=0.546$</td> <td>$< B/6=2.542$</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>地盤反力</td> <td>$q_{max}=230$</td> <td>$> q_a=100$</td> <td style="background-color: #cccccc;">N.G.</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">非越流部 土石流時</td> <td>滑動</td> <td>$F_s=1.50$</td> <td>≥ 1.2</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>$e=0.624$</td> <td>$< B/6=2.542$</td> <td>O.K.</td> </tr> <tr> <td>地盤反力</td> <td>$q_{max}=258$</td> <td>$> q_a=100$</td> <td style="background-color: #cccccc;">N.G.</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>$q_{min}=156$</td> <td>$> q_a=100$</td> <td style="background-color: #cccccc;">N.G.</td> </tr> </tbody> </table> <p>以上の結果から、基礎地盤の改良を検討する。</p> <p>① 以上の結果から、最大鉛直荷重となる非越流部土石流時を想定して、地盤改良深さを算出する。</p> <table style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:30%;">鉛直荷重 (V1)</td> <td style="width:10%;">=</td> <td style="width:10%;">3,158.3</td> <td style="width:10%;">(kN/m)</td> <td rowspan="6" style="width:30%; text-align: center; vertical-align: middle;"> </td> </tr> <tr> <td>水平荷重 (H)</td> <td>=</td> <td>1,155.9</td> <td>(kN/m)</td> </tr> <tr> <td>作用位置 (e)</td> <td>=</td> <td>0.624</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>地中の荷重分散角度 (θ)</td> <td>=</td> <td>30</td> <td>(°)</td> </tr> <tr> <td>えん堤底幅 (B1)</td> <td>=</td> <td>15.25</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>地盤の単位体積重量 (γ)</td> <td>=</td> <td>16.60</td> <td>(kN/m³)</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">…(室内試験値より)</p> <p>ここで、想定改良深さ</p> <p style="margin-left: 20px;">(z) = 5.0 (m) とすると</p> <table style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:30%;">改良幅 (B2)</td> <td style="width:10%;">=</td> <td style="width:10%;">$B1 + 2 \times z \times \tan \theta$</td> <td style="width:10%;">=</td> <td style="width:10%;">21.02</td> <td style="width:10%;">(m)</td> </tr> <tr> <td>改良体の単位体積重量 (γ_1)</td> <td>=</td> <td>$\gamma - 9.81$ (浮力)</td> <td>=</td> <td>6.79</td> <td>(kN/m³)</td> </tr> </table> <p>(今回の改良体は地盤と同等の単位体積重量であるとする。 また、今回の地下水位は改良体上端面の位置と等しく、改良体は全て浮力を受けるものとする。)</p> <p>改良体の鉛直力 (V2) = $z \times B2 \times \gamma_1$ = 713.63 (kN/m)</p> <p>以上から、</p> <table style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:30%;">M1</td> <td style="width:10%;">=</td> <td style="width:10%;">$V1 \times e$</td> <td style="width:10%;">=</td> <td style="width:10%;">1,970.8</td> <td style="width:10%;">(kN)</td> <td style="width:10%;">= ΣM (改良体自体の回転はないため)</td> </tr> <tr> <td>ΣV</td> <td>=</td> <td>$V1 + V2$</td> <td>=</td> <td>3,871.9</td> <td>(kN/m)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>e'</td> <td>=</td> <td>$\Sigma M / \Sigma V$</td> <td>=</td> <td>0.509</td> <td>(m)</td> <td>…改良体底の合力作用位置</td> </tr> </table>		越流部 (kN/m ²)		非越流部 (kN/m ²)		鉛直荷重 (V1)	水平荷重 (H)	鉛直荷重 (V1)	水平荷重 (H)	洪水時	2,278.4	802.7	2,883.7	805.6	土石流時	2,410.6	753.1	3,158.3	1,155.9		安定性	計算結果		判定			越流部 洪水時	滑動	$F_s=1.56$	≥ 1.2	O.K.	転倒	$e=0.524$	$< B/6=2.542$	O.K.	地盤反力	$q_{max}=180$	$> q_a=100$	N.G.	越流部 土石流時	滑動	$F_s=1.76$	≥ 1.2	O.K.	転倒	$e=0.055$	$< B/6=2.542$	O.K.	地盤反力	$q_{max}=162$	$> q_a=100$	N.G.	非越流部 洪水時	滑動	$F_s=1.96$	≥ 1.2	O.K.	転倒	$e=0.546$	$< B/6=2.542$	O.K.	地盤反力	$q_{max}=230$	$> q_a=100$	N.G.	非越流部 土石流時	滑動	$F_s=1.50$	≥ 1.2	O.K.	転倒	$e=0.624$	$< B/6=2.542$	O.K.	地盤反力	$q_{max}=258$	$> q_a=100$	N.G.			$q_{min}=156$	$> q_a=100$	N.G.	鉛直荷重 (V1)	=	3,158.3	(kN/m)		水平荷重 (H)	=	1,155.9	(kN/m)	作用位置 (e)	=	0.624	(m)	地中の荷重分散角度 (θ)	=	30	(°)	えん堤底幅 (B1)	=	15.25	(m)	地盤の単位体積重量 (γ)	=	16.60	(kN/m ³)	改良幅 (B2)	=	$B1 + 2 \times z \times \tan \theta$	=	21.02	(m)	改良体の単位体積重量 (γ_1)	=	$\gamma - 9.81$ (浮力)	=	6.79	(kN/m ³)	M1	=	$V1 \times e$	=	1,970.8	(kN)	= ΣM (改良体自体の回転はないため)	ΣV	=	$V1 + V2$	=	3,871.9	(kN/m)		e'	=	$\Sigma M / \Sigma V$	=	0.509	(m)	…改良体底の合力作用位置	削除
		越流部 (kN/m ²)		非越流部 (kN/m ²)																																																																																																																																										
	鉛直荷重 (V1)	水平荷重 (H)	鉛直荷重 (V1)	水平荷重 (H)																																																																																																																																										
洪水時	2,278.4	802.7	2,883.7	805.6																																																																																																																																										
土石流時	2,410.6	753.1	3,158.3	1,155.9																																																																																																																																										
	安定性	計算結果		判定																																																																																																																																										
越流部 洪水時	滑動	$F_s=1.56$	≥ 1.2	O.K.																																																																																																																																										
	転倒	$e=0.524$	$< B/6=2.542$	O.K.																																																																																																																																										
	地盤反力	$q_{max}=180$	$> q_a=100$	N.G.																																																																																																																																										
越流部 土石流時	滑動	$F_s=1.76$	≥ 1.2	O.K.																																																																																																																																										
	転倒	$e=0.055$	$< B/6=2.542$	O.K.																																																																																																																																										
	地盤反力	$q_{max}=162$	$> q_a=100$	N.G.																																																																																																																																										
非越流部 洪水時	滑動	$F_s=1.96$	≥ 1.2	O.K.																																																																																																																																										
	転倒	$e=0.546$	$< B/6=2.542$	O.K.																																																																																																																																										
	地盤反力	$q_{max}=230$	$> q_a=100$	N.G.																																																																																																																																										
非越流部 土石流時	滑動	$F_s=1.50$	≥ 1.2	O.K.																																																																																																																																										
	転倒	$e=0.624$	$< B/6=2.542$	O.K.																																																																																																																																										
	地盤反力	$q_{max}=258$	$> q_a=100$	N.G.																																																																																																																																										
		$q_{min}=156$	$> q_a=100$	N.G.																																																																																																																																										
鉛直荷重 (V1)	=	3,158.3	(kN/m)																																																																																																																																											
水平荷重 (H)	=	1,155.9	(kN/m)																																																																																																																																											
作用位置 (e)	=	0.624	(m)																																																																																																																																											
地中の荷重分散角度 (θ)	=	30	(°)																																																																																																																																											
えん堤底幅 (B1)	=	15.25	(m)																																																																																																																																											
地盤の単位体積重量 (γ)	=	16.60	(kN/m ³)																																																																																																																																											
改良幅 (B2)	=	$B1 + 2 \times z \times \tan \theta$	=	21.02	(m)																																																																																																																																									
改良体の単位体積重量 (γ_1)	=	$\gamma - 9.81$ (浮力)	=	6.79	(kN/m ³)																																																																																																																																									
M1	=	$V1 \times e$	=	1,970.8	(kN)	= ΣM (改良体自体の回転はないため)																																																																																																																																								
ΣV	=	$V1 + V2$	=	3,871.9	(kN/m)																																																																																																																																									
e'	=	$\Sigma M / \Sigma V$	=	0.509	(m)	…改良体底の合力作用位置																																																																																																																																								

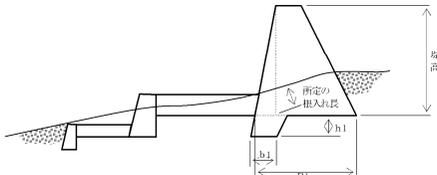
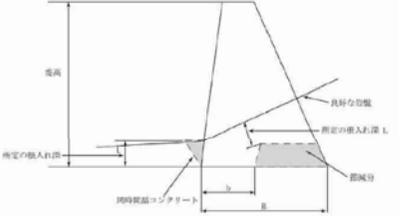
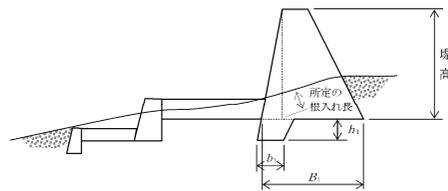
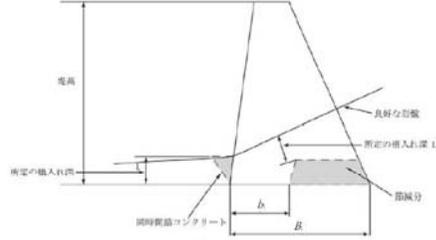
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>よって、道路橋示方書・同解説IV下部構造編 p.276 Meyerhofの式(解10.4.3)より 基礎の有効載荷幅(Be)は $Be = B1 - 2e = 14.002 \quad (\text{m})$ 改良体基礎の有効載荷幅(Be2)は $Be2 = B2 - 2e' = 20.002 \quad (\text{m})$ </p> <p>有効載荷幅に従い、地中応力の照査を行うと $p = p1 + p2 = 225.561 + 33.950 = 259.511 \quad (\text{kN/m}^2)$ $p1 = V1/Be = 3,158.3 / 14.002 = 225.561 \quad (\text{kN/m}^2)$ $p2 = V2/B2 = z \times \gamma_1 = 713.63 / 21.02 = 33.950 \quad (\text{kN/m}^2)$ …改良体自体は偏心荷重を受けない</p> <p> $\sigma z = \sigma z1 + \sigma z2 = 197.6 \quad (\text{kN/m}^2) \dots \text{①}$ $\sigma z1 = p1 / (1 + 2(z/B1) \cdot \tan \theta) = 163.617 \quad (\text{kN/m}^2) \dots \text{荷重は改良体により分散する}$ $\sigma z2 = p2 = 33.950 \quad (\text{kN/m}^2) \dots \text{荷重は分散しない}$ </p> <p>② 基礎の許容支持力(qa) 道路橋示方書・同解説IV P.269～式(10.3.1)より、基礎地盤の極限支持力(Qu)は $Qu = Ae \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \beta Be 2 N_\gamma S_\gamma \}$ </p> <p>極限支持力度(qu)は、単位面積当たりとして $qu = Qu/Ae$ </p> <p>ここで、 Ae: 有効載荷面積(m²) φ: 基礎地盤の内部摩擦角(°) (= 30° …室内試験値より) c: 地盤の粘着力 (= 0 …室内試験値より) q: 上載荷重(kN/m²) (= γ₂ × Df) γ₁, γ₂: 支持地盤および改良体の単位重量(kN/m³) Df: 有効根入れ深さ(m) (= z) α, β: 基礎の形状係数 κ: 根入れ効果に対する割増し係数 N_c, N_q, N_γ: 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 S_c, S_q, S_γ: 支持力係数の寸法効果に関する補正係数</p> <p>とする。 また許容支持力を求める際の有効載荷幅は改良体底幅とする。 $Be2 = 20.002 \quad (\text{m})$ $Ae = Be2 \times 1.0 = (B2 - 2e') \times 1.0 = 20.002 \quad (\text{m}^2)$ $\gamma_1, \gamma_2 = \gamma - 9.81 \text{ (浮力)} = 6.79 \quad (\text{kN/m}^3)$ $q = \gamma_2 \times Df = 33.95 \quad (\text{kN/m})$ $\alpha, \beta = 1.00 \quad (\text{帯状})$ $\kappa = 1 + 0.3 Df / Be2 = 1.07$ $N_c = 16.1 \quad (\tan \theta = H / \Sigma V = 0.30 \text{ , 図-解10.3.1})$ $N_q = 9.5 \quad (\tan \theta = H / \Sigma V = 0.30 \text{ , 図-解10.3.1})$ $N_\gamma = 4.2 \quad (\tan \theta = H / \Sigma V = 0.30 \text{ , 図-解10.3.1})$ $S_c, S_q, S_\gamma = 1.0 \quad (= \text{考慮しない})$ </p> <p>よって、 $qu = \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \beta Be 2 N_\gamma S_\gamma \}$ $= (0 + 345.1 + 285.2)$ $= 630.3$ </p> <p>また、許容支持力度(qa)は①と比較し、 $qa = 1/3 \cdot qu = 1/3 \times 630.3 = 210.1 > 197.6 \quad \dots \text{② O.K.}$ </p> <p>以上①, ②の検討から、改良の深さ z = 5.0 mで地盤反力を支持できる。</p>	<p style="color: red; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">削除</p>
<p>●●● 軟弱層置換・改良工法の計算例 ●●●</p> <div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 2px 10px;">END</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>(2) その他の改善</p> <p>堰堤の安定上、透水性に問題がある場合はグラウト等の止水工により改善を図る。</p> <p>パイピングに対しては、浸透経路長が不足する場合には堰堤堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等を設けて改善を図るのが一般的である。</p> <p>堰堤下流部の洗掘に対しては、堰堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフおよびコンクリート水叩き、あるいは水褥池を設けて対処するのが一般的である。</p> <p>① 下流洗掘対策もしくはパイピング対策のカットオフ</p> <p>カットオフの幅（b_1）はカットオフ部の応力集中を避けるため、堤底長（B_1）の20%程度とするが、最小幅は2.0mとし、施工性を考慮して定めるものとする。</p> <p>カットオフの高さ（h_1）は最大3.0mとし、安定計算上は堤体として扱わないものとする。</p>  <p>図3.6.2(b) 下流洗掘およびパイピング対策のカットオフ</p> <p>② 経済性を図るためのカットオフ（節約断面）</p> <p>溪床勾配が一樣に急勾配で良好な岩盤基礎（C_u級以上）の場合、図及び図のように段切りをしてコンクリート量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。砂礫基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。</p> <p>設置幅 b は、安定計算の合力が b に作用し、かつ、活動抵抗の低下、堤体内最大応力度が大きくなる範囲で設定し、堤体長 B の50%以上とすることが望ましい。</p> <p>基礎反力及び転倒に対する安定は、図に示す仮想底面 1-1 の基礎幅（B）によって行う。</p> <p>滑動に対しての安定は、図に示す底面幅（B'）に生じる鉛直力（V'）により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。</p>  <p>図3.6.2(c) 経済性を図るためのカットオフ</p>	<p>(3) その他の改善</p> <p>堰堤の安定上、透水性に問題がある場合はグラウト等の止水工により改善を図る。</p> <p>パイピングに対しては、浸透経路長が不足する場合には堰堤堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等を設けて改善を図るのが一般的である。</p> <p>堰堤下流部の洗掘に対しては、堰堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ及びコンクリート水叩き、あるいは水褥池を設けて対処するのが一般的である。</p> <p>① 下流洗掘対策もしくはパイピング対策のカットオフ</p> <p>カットオフの幅（b_1）はカットオフ部の応力集中を避けるため、堤底長（B_1）の20%程度とするが、最小幅は2.0mとし、施工性を考慮して定めるものとする。</p> <p>カットオフの高さ（h_1）は最大3.0mとし、安定計算上は堤体として扱わないものとする。</p> <p>なお、前庭保護工との取り合い、根入れの確保を目的としたカットオフは、カットオフ部を堤体と見なすことができないため、設置しない。</p>  <p>図 9-4-43 下流洗掘およびパイピング対策のカットオフ</p> <p>② 経済性を図るためのカットオフ（節約断面）</p> <p>溪床勾配が一樣に急勾配で良好な岩盤基礎（C_u級以上）の場合、図及び図のように段切りをしてコンクリート量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。砂礫基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。</p> <p>設置幅 b_1 は、安定計算の合力が b_1 に作用し、かつ、活動抵抗の低下、堤体内最大応力度が大きくなる範囲で設定し、堤体長 B_1 の50%以上とすることが望ましい。</p> <p>基礎反力及び転倒に対する安定は、図に示す仮想底面 1-1 断面の基礎幅（B）によって行う。</p> <p>滑動に対しての安定は、図に示す底面幅（B'）に生じる鉛直力（V'）により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。</p>  <p>図 9-4-44 経済性を図るためのカットオフ</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="347 343 459 383" data-label="Equation-Block"> $\omega = \left(\frac{\pi + \phi}{4} \right) - \theta$ </div> <div data-bbox="347 391 459 430" data-label="Equation-Block"> $V' = \frac{(q_1 + q_2) \cdot B'}{2}$ </div> <div data-bbox="347 438 459 478" data-label="Equation-Block"> $n \leq \frac{f \cdot V' + \tau_0 \cdot B'}{H}$ </div> <div data-bbox="347 486 593 710" data-label="List-Group"> <ul style="list-style-type: none"> ω : すべり角 (°) ϕ : 盤の内部摩擦角 (°) θ : 荷重の傾斜角度 (°) q : 基礎反力 (kN/m²) V' : 鉛直力 (kN/m) B' : 仮想底面幅 (m) n : 滑動安全率 H : 水平力 (kN/m) τ_0 : 地盤のせん断強度 (kN/m²) f : 地盤の内部摩擦係数 </div> <div data-bbox="638 399 907 726" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="716 730 862 750" data-label="Caption"> <p>図3.6.2(d) 基礎反力図</p> </div> <div data-bbox="246 766 963 925" data-label="Text"> <p>(3) グラウトによる改善（詳細は「グラウティング技術指針・同解説（財）国土技術研究センター」） グラウト工法は、構造物の基礎岩盤あるいはコンクリート構造物と地山の間隙等をセメントミルク、その他の材料で充填する工法である。グラウティングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。岩盤基礎グラウト工はコンソリデーショングラウティングとカーテングラウティングに分類される。</p> </div> <div data-bbox="257 941 963 1484" data-label="List-Group"> <p>① コンソリデーショングラウティング コンソリデーショングラウティングは、コンクリート堰堤の岩着部付近において、カーテングラウティングと相俟って浸透路長が短い部分の遮水性を改良する目的とするものと、断層・破砕帯等の弱部を補強することを目的とするものの2種類がある。 改良目標値は、長野県のこれまでににおける実績から、遮水性の改良を目的とする場合は10ルジオン以下とし、弱部の補強を目的とする場合は10～20ルジオンを目安とする。 コンソリデーショングラウティングの孔の深さは5mを標準とする。また、孔の配置は遮水性を改良する場合は、規定孔で3～6m格子程度の孔配置を標準とする。弱部の補強を目的とする場合は、弱部の幅が広い場合は格子状の配置とするものの、そうでない場合は弱部を挟むように1～2列状の孔配置とする。 注入圧は0.2～0.3MPa程度とする。また、岩盤やコンクリートの浮上事故、クラック発生が起きるときは、高圧注入時よりも低圧注入時に起こりやすい（過大注入）ので注意を要する。</p> <p>② カーテングラウティング カーテングラウティングは、堰堤基礎岩盤に浸透する水を遮水し、基礎の安定を確保する目的で計画される。改良目標値は、10ルジオン以下とする。 施工範囲は、堰堤の高さや基礎岩盤によって異なるが、下記の式で求めた孔深を標準とし、配置は1列または2列程度の千鳥配置にする。</p> </div>	<div data-bbox="1332 343 1444 383" data-label="Equation-Block"> $\omega = \left(\frac{\pi + \phi}{4} \right) - \theta$ </div> <div data-bbox="1332 391 1444 430" data-label="Equation-Block"> $V' = \frac{(q_1 + q_2) \cdot B'}{2}$ </div> <div data-bbox="1332 438 1444 478" data-label="Equation-Block"> $n \leq \frac{f \cdot V' + \tau_0 \cdot B'}{H}$ </div> <div data-bbox="1332 486 1601 742" data-label="List-Group"> <ul style="list-style-type: none"> ω : すべり角 (°) ϕ : 盤の内部摩擦角 (°) θ : 荷重の傾斜角度 (°) q : 基礎反力 (kN/m²) V' : 鉛直力 (kN/m) B' : 仮想底面幅 (m) n : 滑動安全率 H : 水平力 (kN/m) τ_0 : 地盤のせん断強度 (kN/m²) f : 地盤の内部摩擦係数 </div> <div data-bbox="1668 391 1937 726" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="1724 730 1892 750" data-label="Caption"> <p>図 9-4-45 基礎反力図</p> </div> <div data-bbox="1265 782 2004 925" data-label="Text"> <p>(4) グラウトによる改善 グラウト工法は、構造物の基礎岩盤あるいはコンクリート構造物と地山の間隙等をセメントミルク、その他の材料で充填する工法である。グラウティングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。岩盤基礎グラウト工はコンソリデーショングラウティングとカーテングラウティングに分類される。詳細は「<u>グラウティング技術指針・同解説（財）国土技術研究センター</u>」を参照のこと。</p> </div> <div data-bbox="1265 965 2004 1484" data-label="List-Group"> <p>① コンソリデーショングラウティング コンソリデーショングラウティングは、コンクリート堰堤の岩着部付近において、カーテングラウティングと相俟って浸透路長が短い部分の遮水性を改良する目的とするものと、断層・破砕帯等の弱部を補強することを目的とするものの2種類がある。 改良目標値は、長野県のこれまでににおける実績から、遮水性の改良を目的とする場合は10ルジオン以下とし、弱部の補強を目的とする場合は10～20ルジオンを目安とする。 コンソリデーショングラウティングの孔の深さは5mを標準とする。また、孔の配置は遮水性を改良する場合は、規定孔で3～6m格子程度の孔配置を標準とする。弱部の補強を目的とする場合は、弱部の幅が広い場合は格子状の配置とするものの、そうでない場合は弱部を挟むように1～2列状の孔配置とする。 注入圧は0.2～0.3MPa程度とする。また、岩盤やコンクリートの浮上事故、クラック発生が起きるときは、高圧注入時よりも低圧注入時に起こりやすい（過大注入）ので注意を要する。</p> <p>② カーテングラウティング カーテングラウティングは、堰堤基礎岩盤に浸透する水を遮水し、基礎の安定を確保する目的で計画される。改良目標値は、10ルジオン以下とする。 施工範囲は、堰堤の高さや基礎岩盤によって異なるが、下記の式で求めた孔深を標準とし、配置は1列又は2列程度の千鳥配置にする。</p> </div>

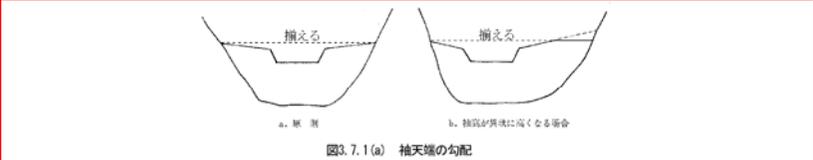
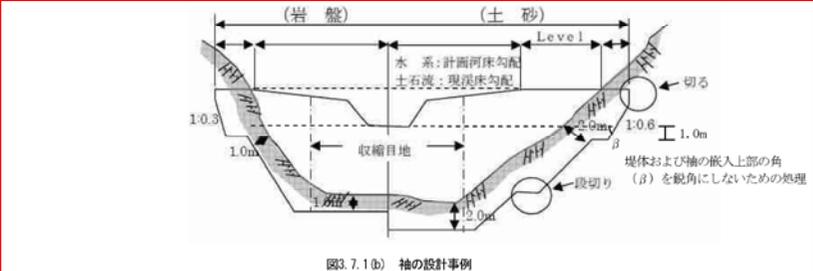
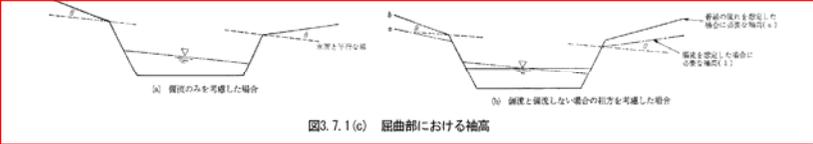
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>最高流入圧を静水圧の2～3倍とする。カーテングラウチング終了後は透水試験を実施し、効果判定を行う。</p> $d = H/3 + c \quad (\text{m})$ <p>d : 孔深 (m) H : 堰堤高さ (m) c : 定数 (m) (一般に5mとする)</p> <p>3.7 袖部の設計</p> <p>3.7.1 非越流部の安定性および構造</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>砂防堰堤の袖は、洪水を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。なお、その構造は、次によるものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 袖天端の勾配は、水系対応の堰堤においては計画堆砂勾配程度とし、土石流対応の堰堤に置いては現況勾配程度の勾配をつけることを基本とする。 2. 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。 3. 袖の両岸への嵌入は、堰堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。 4. 屈曲部における堰堤の田岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。 </div> <p>解 説</p> <p>(1) 袖天端の幅</p> <p>袖の天端幅は、本来はその堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであるが、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。</p> <p>(2) 袖天端の勾配</p> <p>袖の両岸は洪水流等の外力をしほしぼ受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。これらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとする。</p> <p>袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。また、左右の長さが異なる場合は、短いほうに合わせて袖高を定める。しかし、袖部が曲流部の外側にあたる場合には、地山まで勾配をつけるなど越流を防ぐこともある。</p> <p>なお、袖天端の勾配は整数分の1とする。(1/15.6 → 1/15)</p> <p>また、勾配を付ける範囲は、袖の高さ5mを上限とする。(袖折れの場合を除く。)</p>	<p>最高流入圧は静水圧の2～3倍とする。カーテングラウチング終了後は透水試験を実施し、効果判定を行う。</p> $d = H/3 + c \quad (\text{m})$ <p>d : 孔深 (m) H : 堰堤高さ (m) c : 定数 (m) (一般に5mとする。)</p> <p style="color: red;">第4章第3節4.8.1へ移動</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>図3.7.1(a) 袖天端の勾配</p>  <p>図3.7.1(b) 袖の設計事例</p>  <p>図3.7.1(c) 屈曲部における袖高</p>	<p>第4章第3節4.8.1(2)へ移動</p> <p>第4章第3節4.8.1(6)後部へ移動</p> <p>第4章第3節4.8.1(2)へ移動</p>
<h3>3.7.2 非越流部の安定計算</h3> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> <p>非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とするが、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考慮し、土石流体力を水平に作用させて安定計算を行う。</p> <p>安定条件は、設計外力は本体に従うが、その作用位置は図3.7.2に従う。</p>	<h3>4.7 非越流部の設計</h3> <h4>4.7.1 掃流区間に設置する砂防堰堤</h4> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> <p>非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>非越流部の本体の断面は、越流部の本体の断面と同一とすることを基本とするが、非越流部の本体の断面を越流部の本体の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、<u>袖部を含めた形状で行う。</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]

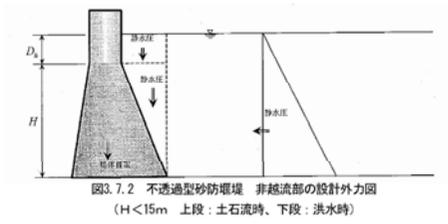
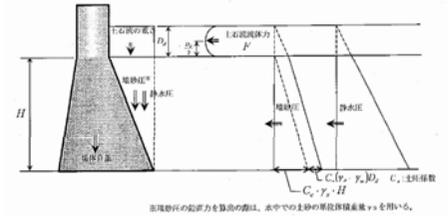
第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<p data-bbox="1249 395 1527 414">4.7.2 土石流・流木対策型砂防堰堤</p> <div data-bbox="1265 427 2000 454" style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><p data-bbox="1281 432 1957 451">非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保する。</p></div> <p data-bbox="1249 483 1301 502">解 説</p> <p data-bbox="1265 515 2000 595">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。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なる等、特段の事情がある場合はこの限りではない。</p> <p data-bbox="1265 608 2000 687">非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高Hとなる断面において、袖部を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件及び設計外力は、本章第3節4.3に従うが、その作用位置は図9-4-46に従う。</p> <p data-bbox="1265 700 2000 748">ただし、本章第3節3.2.1(2)①に示すように土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定した上で、複数の断面で安定計算を行う。</p> <ul data-bbox="1281 770 2000 914" style="list-style-type: none">(a) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。(b) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとする土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が堰堤（袖部を含む）に作用するとして、安定計算を実施する。 <p data-bbox="1265 949 2000 1029">非越流部の本体高さは、堰堤軸方向の支持地盤高に応じて流心から離れるに従い漸減していくため、非越流部に土石流が衝突した場合、断面によっては計算上安定条件を満たさない断面が生じることが想定される。</p> <p data-bbox="1265 1042 2000 1121">そのため、支渓流の合流点直下や湾曲部等、非越流部に土石流が衝突するおそれの高い場所に砂防堰堤を計画する場合には、土石流の流下方向を考慮し、土石流が衝突すると想定される非越流部の断面においても安定計算を実施する。</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）

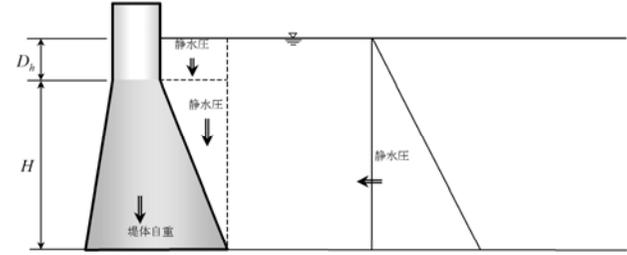
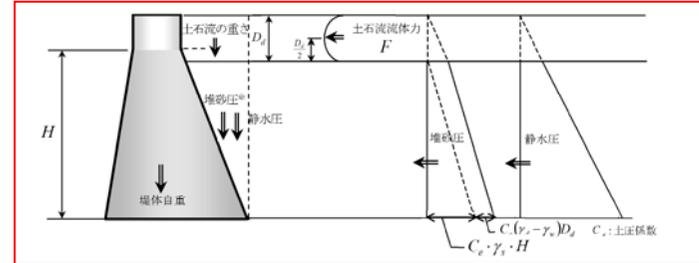
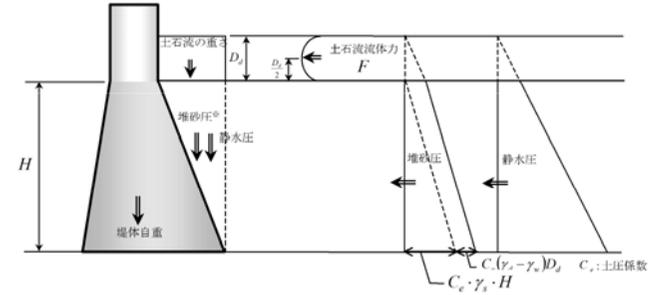


図 9-4-46 不透透型砂防堰堤（非越流部）の設計外力図（土石流・流木対策型）
($H < 15m$ 上段：土石流時の(a)土石流水深が軸高を上回らない場合、
中段：土石流時の(b)土石流水深が軸高を上回る場合、下段：洪水時)

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>4.8 袖部の設計</p> <p>4.8.1 袖部の安定性及び構造</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>砂防堰堤の袖は、洪水を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。なお、その構造は、次によるものとする。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 袖天端の勾配は、掃流区間に設置する砂防堰堤においては計画堆砂勾配程度とし、土石流・流木対策型の砂防堰堤においては現渓床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。 ② 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。 ③ 袖の両岸への嵌入は、堰堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。 ④ 屈曲部における堰堤の凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。 </div> <p>解 説</p> <p>(1) 袖天端の幅</p> <p>袖の天端幅は、本来はその堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであるが、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。</p> <p>(2) 袖天端の勾配</p> <p>袖の両岸は洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。これらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとする。</p> <p>袖天端の勾配は、掃流区間に設置する砂防堰堤においては計画堆砂勾配程度、土石流区間に設置する土石流・流木対策型の砂防堰堤においては現渓床勾配程度の勾配を付けることを基本とし、上限は1/5とする。また、小規模溪流であって、支溪流の合流がない溪流に設置する砂防堰堤においては、袖天端の勾配は水平以上を基本とする。</p> <p>袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。また、左右の長さが異なる場合は、短いほうに合わせて袖高を定める。しかし、袖部が曲流部の外側にあたる場合には、地山まで勾配をつける等越流を防ぐこともある。</p> <p>なお、袖天端の勾配は整数分の1とする（1/15.6 → 1/15）。</p> <p>また、勾配を付ける範囲は、袖折れの場合を除き、袖の高さ5mを上限とする。</p> <div style="text-align: center;"> <p>図 9-4-47 袖天端の勾配</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>図 9-4-48 屈曲部における袖高</p> </div>

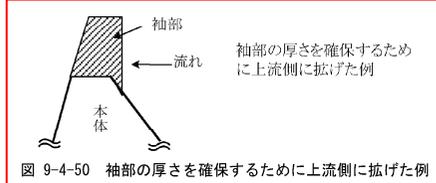
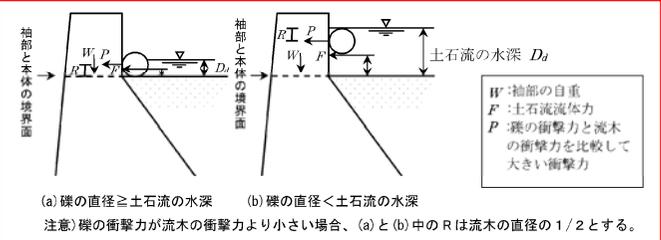
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>(3) 袖部の嵌入 堰堤の袖部の地山への嵌入は、基礎の根入れ同様、岩盤の場合で1m以上、砂礫盤等の場合は2m以上の嵌入長を確保する。また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層が互層となっている場合は、砂礫盤同等、2m以上の嵌入長を確保する（図9-4-49参照）。</p> <p>最下段の床付面は、前庭保護工に側壁護岸を設ける場合は、側壁護岸背面に作業余裕幅（通常、0.5m）を加えた位置までは水平とし、側壁護岸を設けない場合も側壁護岸を設ける場合と同等の位置までは水平とすることを基本とする。ただし、斜面勾配が急勾配で大規模な掘削が生じる場合は、水通し肩の点を下ろした垂直線より1.0m程度後退させた位置までは水平とする。</p> <p>(4) 袖部の端部処理 袖部の端部は、鋭角に打設すると弱部となり破損するおそれがあることから、高さ1.0mで切り上げて直とすることを基本とするが、岩盤の場合はこの限りではない。</p> <p>(5) 堤体と袖部間の段切り位置 砂防堰堤の堤体と袖部間の段切り位置は、堤体及び袖部の嵌入上部の角(β)を鋭角にしないため、水通し天端から鉛直方向に1.0m以上上げて段切りを行う（図9-4-49参照）。</p> <p>(6) 掘削勾配、段切り高及び小段幅 堰堤形状を決定する掘削時の掘削勾配、段切り高及び小段幅は、「労働安全衛生規則」を遵守し、地山の地質に応じた掘削勾配及び掘削面の高さ（段切り高）とし、岩盤以外の地山の場合の小段幅は2m以上とする。</p> <p>図9-4-49 袖の設計事例と各基準値</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>3.7.3 袖部の破壊に対する構造計算</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> <p>砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。 ② 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。 ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。 ④ 後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。 <p>上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図3.7.3(b)に示す通りとする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 袖部の自重 ・ 土石流流体力 ・ 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力 <p>上記の検討に際して細部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる（図3.7.3(a)）か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。</p> <p>また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。</p>	<p>4.8.2 袖部の破壊に対する構造計算</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> <p>砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>袖部の断面は次の4つの条件を満たす形状とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。 ② 袖部の下流のり勾配は直又は、本体の下流のり勾配に一致させる。 ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。 ④ 後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。 <p>上記の検討に用いる設計外力は以下に示す3種類とし、それらが袖部に作用する位置は図9-4-51に示す通りとする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 袖部の自重 ・ 土石流流体力 ・ 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力 <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; margin-bottom: 10px;">  <p>図 9-4-50 袖部の厚さを確保するために上流側に広げた例</p> </div> <p>上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる（図9-4-50）か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。</p> <p>また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。</p> <div style="border: 1px solid red; padding: 5px;">  <p>図 9-4-51 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点</p> </div>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

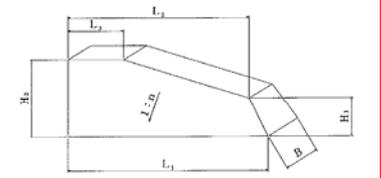
[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>なお、礫の衝撃力および流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径とする。また、礫および流木は図3.7.3(b)に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は第2節2.ピーク流量に示した方法に基づき算出するものとする。</p> <p>図3.7.3(a) 袖部の断面</p> <p>図3.7.3(b) 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点</p>	<p>なお、礫の衝撃力及び流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径、流木の長さは最大長とする。また、<u>礫及び流木は図 9-4-51</u>に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が<u>礫径及び流木径より小さい場合は、礫及び流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする</u>。土石流の流速と水深は<u>本章第2節3.2</u>に示す方法に基づき算出するものとする。</p> <p style="color: red;">第4章第3節4.8.2の文中へ移動</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>3.7.3.1 礫の衝撃力</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>礫の衝突による堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>マスコンクリートでは、次式で力 (P) が推定できる。</p> $P = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2}$ $n = [16R / (9\pi^2(K_1 + K_2)^2)]^{1/2}$ $K_1 = (1 - \nu_1^2) / \pi / E_1, \quad K_2 = (1 - \nu_2^2) / \pi / E_2$ $\alpha = (5U^2 / 4 / n_1 / n)^{2/5}, \quad n_1 = 1 / m_2$ $\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = m_2 / m_1 \times U^2$ <p>E_1, E_2: コンクリートおよび礫の弾性係数 (N/m²) ν_1, ν_2: コンクリートおよび礫のポアソン比 m_2: 礫の質量 (kg)、R: 礫の半径 (m) π: 円周率 (=3.14)、U: 礫の速度 (m/s) α: へこみ量 (m)、K_1, K_2: 定数 β: 実験定数、m_1: 袖部ブロックの質量 (kg)</p> <p>礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。</p> <hr/> <p>(参考) 礫およびコンクリートの物理定数の例</p> <p>礫の弾性係数 $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$、ポアソン比 $\nu_2 = 0.23$ コンクリートの終局強度割線弾性係数 $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$ コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$</p> <p>※礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数 (終局強度変形係数) を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。</p>	<p>(1) 礫の衝撃力</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>マスコンクリートでは、次式で礫の衝撃力 (P) が推定できる。</p> $P = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2}$ $n = [16R / (9\pi^2(K_1 + K_2)^2)]^{1/2}$ $K_1 = (1 - \nu_1^2) / \pi E_1$ $K_2 = (1 - \nu_2^2) / \pi E_2$ $\alpha = (5U^2 / (4 \cdot n_1 \cdot n))^{2/5}$ $n_1 = 1 / m_2$ $\beta = (E + 1)^{-0.8}$ $E = m_2 / m_1 \times U^2$ <p>E_1: コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m²) $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$ 礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数 (終局強度変形係数) を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。</p> <p>E_2: 礫の弾性係数 (N/m²) $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$ ν_1: コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$ ν_2: 礫のポアソン比 $\nu_2 = 0.23$ m_1: 袖部ブロックの質量 (kg) (図 9-4-52 参照) m_2: 礫の質量 (kg) (礫の密度 $\sigma = 2,600 \text{ kg/m}^3$) R: 礫の半径 (m) (最大礫径 $D_{50} / 2$) π: 円周率 (=3.14) U: 礫の速度 (m/s) (土石流の速度と等しいとする) α: へこみ量 (m) K_1, K_2: 定数 β: 実験定数</p> <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; margin: 10px 0;">  </div> <p>図 9-4-52 袖部の構造計算を行う袖部ブロックの例</p>

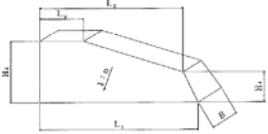
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>3.7.3.2 流木の衝撃力</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> <p>流木の衝突による堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力を設定する、</p> </div> <p>解 説</p> <p>土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体を受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。</p>	<p>(2) 流木の衝撃力</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px 0;"> <p>流木の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力を設定する、</p> </div> <p>解 説</p> <p>土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体を受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。流木の弾性係数、ポアソン比は、表 9-4-32を参考に設定する。</p> <div style="border: 2px solid red; padding: 10px; margin: 10px 0;"> <p style="text-align: center;">表 9-4-32 主要樹種の弾性係数（参考） (改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 P.135)</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>樹 種</th> <th>密度 (kg/m³)</th> <th>弾性係数 E_t (×10⁹ N/m²)</th> <th>ポアソン比 ν_{LR}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>スギ</td><td>330</td><td>7.35</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>エゾマツ</td><td>390</td><td>10.79</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>アカマツ</td><td>510</td><td>11.77</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>ブナ</td><td>620</td><td>12.26</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>キリ</td><td>290</td><td>7.88</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>ミズナラ</td><td>700</td><td>11.28</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>ケヤキ</td><td>700</td><td>10.30</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>イチイガシ</td><td>830</td><td>16.18</td><td>0.40</td></tr> <tr><td>ニセアカシア</td><td>750</td><td>12.75</td><td>0.50</td></tr> </tbody> </table> </div> <p>(3) 構造計算に用いる数値</p> <p>袖部の構造計算に用いる数値は、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。 なお、土石流は短期的に作用する荷重であるため、許容応力度は地震等の短期的荷重の影響を考慮した場合と同様に、割増係数を掛けて1.5倍とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 砂防堰堤用無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56 kN/m³ ② コンクリートの摩擦係数 (f) : 0.7 ③ コンクリートの設計基準強度 (f'_{ck}) : 18N/mm² (高強度コンクリートの場合は21N/mm²) ④ コンクリートのせん断強度 (τ₀) : f'_{ck}/5 (N/mm²) (表 9-4-22参照) <p style="text-align: center;">(鉄筋で補強する場合のせん断応力度に対し、許容せん断応力度として照査する場合のみ1.5倍)</p> <ol style="list-style-type: none"> ⑤ コンクリートの許容圧縮応力度 (σ_{cc}) : f'_{ck}/4 (N/mm²) ⑥ コンクリートの許容曲げ引張応力度 (σ_{ct}) : f'_{ck}/80 (N/mm²) ⑦ コンクリートの許容付着応力度 (τ_{bc}) : 表9-4-33参照 これに拠らない場合は別途設定 ⑧ 鉄筋の許容引張応力度 (σ_{ss}) (空中) : 196 N/mm² (鉄筋コンクリート用棒鋼SD345の場合) <div style="border: 2px solid red; padding: 10px; margin: 10px 0;"> <p style="text-align: center;">表 9-4-33 コンクリートの許容付着応力度 τ_{bc} (N/mm²)</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>設計基準強度 f'_{ck}</th> <th>18</th> <th>21</th> <th>24</th> <th>27</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>異形棒鋼</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.6</td> <td>1.7</td> </tr> </tbody> </table> </div>	樹 種	密度 (kg/m ³)	弾性係数 E _t (×10 ⁹ N/m ²)	ポアソン比 ν _{LR}	スギ	330	7.35	0.40	エゾマツ	390	10.79	0.40	アカマツ	510	11.77	0.40	ブナ	620	12.26	0.40	キリ	290	7.88	0.40	ミズナラ	700	11.28	0.40	ケヤキ	700	10.30	0.40	イチイガシ	830	16.18	0.40	ニセアカシア	750	12.75	0.50	設計基準強度 f' _{ck}	18	21	24	27	異形棒鋼	1.4	1.4	1.6	1.7
樹 種	密度 (kg/m ³)	弾性係数 E _t (×10 ⁹ N/m ²)	ポアソン比 ν _{LR}																																																
スギ	330	7.35	0.40																																																
エゾマツ	390	10.79	0.40																																																
アカマツ	510	11.77	0.40																																																
ブナ	620	12.26	0.40																																																
キリ	290	7.88	0.40																																																
ミズナラ	700	11.28	0.40																																																
ケヤキ	700	10.30	0.40																																																
イチイガシ	830	16.18	0.40																																																
ニセアカシア	750	12.75	0.50																																																
設計基準強度 f' _{ck}	18	21	24	27																																															
異形棒鋼	1.4	1.4	1.6	1.7																																															

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;">●●● 袖部の破壊に対する構造計算例 ●●●</p> <p>START</p> <p>袖部の破壊に対する構造計算については、止水壁等によって分割されるブロック毎に計算すること。そのうち、地山に嵌入する両端のブロックについては、嵌入地山への割合や予想される土石流の衝突程度等を勘案しながら、必要となる補強範囲を定めること。</p> <p>なお、以下の計算事例は流木の衝撃力の算定について記述されていないので、「土石流・流木対策設計技術指針P.15～16」を参照し、対応すること。</p> <p>① 安定性の検討</p> <p>A 設計条件</p> <p>A-1 設計諸元</p> <table border="0"> <tr> <td>コンクリートの弾性係数</td> <td>E1 : 2.5 × 10⁹</td> <td>(N/m²) [終局強度割線弾性係数]</td> </tr> <tr> <td>コンクリートのポアソン比</td> <td>ν1 : 0.194</td> <td></td> </tr> <tr> <td>礫の弾性係数</td> <td>E2 : 5.0 × 10¹⁰</td> <td>(N/m²)</td> </tr> <tr> <td>最大礫径</td> <td>D : 1.100</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>最大礫径の半径</td> <td>R : 0.550</td> <td>(m) (=D/2)</td> </tr> <tr> <td>礫の速度[土石流の流速]</td> <td>V : 8.38</td> <td>(m/s)</td> </tr> <tr> <td>礫の単位体積重量</td> <td>ρ_g : 26.0</td> <td>(kN/m³) (=2.6 × 10⁴ N/m³)</td> </tr> <tr> <td>土石流水深</td> <td>h_d : 2.97</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>土石流流体力</td> <td>F : 341.368</td> <td>(kN)</td> </tr> </table> <p>A-2 形状寸法</p>  <table border="0"> <tr> <td>H1 = 5.00</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>H2 = 5.00</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>L1 = 10.10</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>L2 = 12.50</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>L3 = 12.50</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>袖部底幅 B = 3.00</td> <td>(m)</td> </tr> <tr> <td>下流の勾配 n = 0.00</td> <td>(m)</td> </tr> </table> <table border="0"> <tr> <td>コンクリートの単位体積重量</td> <td>W_c : 2.305 × 10⁴</td> <td>(kN/m³)</td> </tr> <tr> <td>コンクリートの許容圧縮応力度</td> <td>σ_{ca} : 6.86</td> <td>(N/mm²)</td> </tr> <tr> <td>コンクリートの許容引張応力度</td> <td>σ_{ca}' : 0.00</td> <td>(N/mm²)</td> </tr> <tr> <td>コンクリートの許容せん断応力度</td> <td>τ₀ : 0.353</td> <td>(N/mm²)</td> </tr> </table> <p>短期割増 τ_{0a} : 0.5295 (N/mm²) (=τ₀ × 1.5)</p> <p>摩擦係数 f : 0.70 (通常0.7；袖部と堰堤堤体)</p> <p>滑動に対する安全率 N : 4.0</p> <p>B 土石流衝撃力</p> <p>礫の衝突により堤体の受ける衝撃力Pは、堤体の材料とその特性により変化する。マスコンクリートでは以下の式でPが推定される。</p> $P = n \cdot \alpha^{3/2}$ $n = \{16 \cdot R / 9 / \pi^2 / (K1 + K2)\}^{1/2}$ $K1 = (1 - \nu^2) / \pi / E1$ $K2 = (1 - \nu^2) / \pi / E2$ $\alpha = \{5 \cdot V^2 / 4 / n1 / n\}^{2/5}$ $n1 = l / m_2$ $m_2 = 4/3 \cdot \pi \cdot R^3 \cdot \rho_g / g$ <p>ここに</p> <p>P : 礫の衝突により堤体の受ける衝撃力 (kN)</p> <p>α : へこみ量 (m)</p> <p>ν2 : 礫のポアソン比 (=0.230)</p> <p>m₂ : 礫の質量 (N・s²/m)</p> <p>g : 重力加速度 (m/s²) (=9.8)</p>	コンクリートの弾性係数	E1 : 2.5 × 10 ⁹	(N/m ²) [終局強度割線弾性係数]	コンクリートのポアソン比	ν1 : 0.194		礫の弾性係数	E2 : 5.0 × 10 ¹⁰	(N/m ²)	最大礫径	D : 1.100	(m)	最大礫径の半径	R : 0.550	(m) (=D/2)	礫の速度[土石流の流速]	V : 8.38	(m/s)	礫の単位体積重量	ρ _g : 26.0	(kN/m ³) (=2.6 × 10 ⁴ N/m ³)	土石流水深	h _d : 2.97	(m)	土石流流体力	F : 341.368	(kN)	H1 = 5.00	(m)	H2 = 5.00	(m)	L1 = 10.10	(m)	L2 = 12.50	(m)	L3 = 12.50	(m)	袖部底幅 B = 3.00	(m)	下流の勾配 n = 0.00	(m)	コンクリートの単位体積重量	W _c : 2.305 × 10 ⁴	(kN/m ³)	コンクリートの許容圧縮応力度	σ _{ca} : 6.86	(N/mm ²)	コンクリートの許容引張応力度	σ _{ca} ' : 0.00	(N/mm ²)	コンクリートの許容せん断応力度	τ ₀ : 0.353	(N/mm ²)	<p>削除</p>
コンクリートの弾性係数	E1 : 2.5 × 10 ⁹	(N/m ²) [終局強度割線弾性係数]																																																				
コンクリートのポアソン比	ν1 : 0.194																																																					
礫の弾性係数	E2 : 5.0 × 10 ¹⁰	(N/m ²)																																																				
最大礫径	D : 1.100	(m)																																																				
最大礫径の半径	R : 0.550	(m) (=D/2)																																																				
礫の速度[土石流の流速]	V : 8.38	(m/s)																																																				
礫の単位体積重量	ρ _g : 26.0	(kN/m ³) (=2.6 × 10 ⁴ N/m ³)																																																				
土石流水深	h _d : 2.97	(m)																																																				
土石流流体力	F : 341.368	(kN)																																																				
H1 = 5.00	(m)																																																					
H2 = 5.00	(m)																																																					
L1 = 10.10	(m)																																																					
L2 = 12.50	(m)																																																					
L3 = 12.50	(m)																																																					
袖部底幅 B = 3.00	(m)																																																					
下流の勾配 n = 0.00	(m)																																																					
コンクリートの単位体積重量	W _c : 2.305 × 10 ⁴	(kN/m ³)																																																				
コンクリートの許容圧縮応力度	σ _{ca} : 6.86	(N/mm ²)																																																				
コンクリートの許容引張応力度	σ _{ca} ' : 0.00	(N/mm ²)																																																				
コンクリートの許容せん断応力度	τ ₀ : 0.353	(N/mm 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）																																															
<div style="border: 2px solid red; padding: 10px;"> <p> $m_2 = 4/3 \times \pi \times 0.550^3 \times 26000 / 9.8 = 1848.945 \text{ (N} \cdot \text{s}^2/\text{m)}$ $n1 = 1/1848.945 = 5.408 \times 10^{-4}$ $K1 = (1 - 0.194^3) / (\pi \times 2.500 \times 10^9) = 1.225 \times 10^{-10}$ $K2 = (1 - 0.230^3) / (\pi \times 5.000 \times 10^{10}) = 6.029 \times 10^{-12}$ $n = \{(16 \times 0.550) / (9 \times \pi^2 \times (1.225 \times 10^{-10} + 6.029 \times 10^{-12})^{1/2})\}^{1/2} = 2.448 \times 10^9$ $\alpha = \{(5 \times 8.38^2) / (4 \times 5.408 \times 10^{-4} \times 2.448 \times 10^9)^{2/5}\} = 2.131 \times 10^{-2}$ $P = 2.448 \times 10^9 \times (2.131 \times 10^{-2})^{3/2} = 7.616 \times 10^5 \text{ (N)}$ $= 7616.177 \text{ (kN)}$ </p> <p>C 礫の衝突速度による補正 マスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力が小さくなる事が知られている。前述の衝撃力Pを実際に作用する衝撃力P_Rに補正する。 $P_R = \beta \cdot P$ $\beta = (E + 1)^{-0.8}$ $E = m_2 \cdot V^2 / m_1$ </p> <p>C-1 袖部1ブロックあたりの質量 平均高さ $H' = (H1 + H2) / 2 = (5.0 + 5.0) / 2 = 5.0 \text{ (m)}$ 平均長さ $L' = (L1 + L2) / 2 = (10.1 + 12.5) / 2 = 11.3 \text{ (m)}$ $B' = B - n \cdot H' = 3.0 - 0.0 \times 5.0 = 3.0 \text{ (m)}$ $Vc = (B' + B) \cdot H' \cdot L' / 2 = (3.0 + 3.0) \times 5.0 \times 11.3 / 2 = 169.5 \text{ (m}^3)$ $m1 = Vc \cdot Wc / g = 169.5 \times 23050 / 9.8 = 398670.918 \text{ (N} \cdot \text{s}^2/\text{m})$ </p> <p>C-2 礫の衝突速度による補正 $E = m_2 \cdot V^2 / m_1 = 1848.945 \times 8.38^2 / 398670.918 = 0.326$ $\beta = (E + 1)^{-0.8} = (0.326 + 1)^{-0.8} = 0.798$ </p> <p>補正後の衝撃力 $P_R = \beta \cdot P = 0.798 \times 7616.177 = 6078.338 \text{ (kN)}$ </p> <p>単位幅あたりに作用する衝撃力P_i $P_i = P_R / L' = 6078.338 / 11.3 = 537.906 \text{ (kN/m)}$ </p> <p>D 袖部の構造計算</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>設計荷重</th> <th>記号</th> <th>計算式</th> <th>鉛直力 (kN/m)</th> <th>水水平力 (kN/m)</th> <th>アームの計算式</th> <th>アーム長 (m)</th> <th>モーメント (kN-m/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">袖部荷重</td> <td>W1</td> <td>$1/2 \cdot \rho_c \cdot n \cdot H'^2$ $= 1/2 \times 23.080 \times 0.0 \times 5.0^2$</td> <td>0.000</td> <td></td> <td>$1/3 \cdot n \cdot H' \cdot (H' + n \cdot H')$ $= 1/3 \times 0.0 \times 5.0 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0)$</td> <td>3.000</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>W2</td> <td>$\rho_c \cdot (B - n) \cdot H' \cdot L'$ $= 23.080 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0) \times 5.0$</td> <td>345.750</td> <td></td> <td>$1/2 \cdot (B - n) \cdot H' \cdot L'$ $= 1/2 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0) \times 5.0$</td> <td>1.500</td> <td>518.625</td> </tr> <tr> <td>土石流衝撃力</td> <td>P1</td> <td>前掲</td> <td></td> <td>537.906</td> <td>$h \cdot n \cdot 1/2 \cdot 0$ $= 2.970 - 1/2 \times 1.10$</td> <td>2.420</td> <td>1301.732</td> </tr> <tr> <td>土石流流体力</td> <td>F</td> <td>前掲</td> <td></td> <td>341.368</td> <td>$1/2 \cdot h \cdot d$ $= 1/2 \times 2.970$</td> <td>1.485</td> <td>506.931</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td></td> <td></td> <td>345.750</td> <td>879.274</td> <td></td> <td></td> <td>2327.289</td> </tr> </tbody> </table> <p style="font-size: small; text-align: center;"> ① D2h. (礫径が土石流未満以上の場合) ② D2h. (礫径が土石流未満未満の場合) </p> </div>	設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN-m/m)	袖部荷重	W1	$1/2 \cdot \rho_c \cdot n \cdot H'^2$ $= 1/2 \times 23.080 \times 0.0 \times 5.0^2$	0.000		$1/3 \cdot n \cdot H' \cdot (H' + n \cdot H')$ $= 1/3 \times 0.0 \times 5.0 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0)$	3.000	0.000	W2	$\rho_c \cdot (B - n) \cdot H' \cdot L'$ $= 23.080 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0) \times 5.0$	345.750		$1/2 \cdot (B - n) \cdot H' \cdot L'$ $= 1/2 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0) \times 5.0$	1.500	518.625	土石流衝撃力	P1	前掲		537.906	$h \cdot n \cdot 1/2 \cdot 0$ $= 2.970 - 1/2 \times 1.10$	2.420	1301.732	土石流流体力	F	前掲		341.368	$1/2 \cdot h \cdot d$ $= 1/2 \times 2.970$	1.485	506.931	合計			345.750	879.274			2327.289	<p style="color: red; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">削除</p>
設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN-m/m)																																									
袖部荷重	W1	$1/2 \cdot \rho_c \cdot n \cdot H'^2$ $= 1/2 \times 23.080 \times 0.0 \times 5.0^2$	0.000		$1/3 \cdot n \cdot H' \cdot (H' + n \cdot H')$ $= 1/3 \times 0.0 \times 5.0 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0)$	3.000	0.000																																									
	W2	$\rho_c \cdot (B - n) \cdot H' \cdot L'$ $= 23.080 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0) \times 5.0$	345.750		$1/2 \cdot (B - n) \cdot H' \cdot L'$ $= 1/2 \times (3.0 - 0.0 \times 5.0) \times 5.0$	1.500	518.625																																									
土石流衝撃力	P1	前掲		537.906	$h \cdot n \cdot 1/2 \cdot 0$ $= 2.970 - 1/2 \times 1.10$	2.420	1301.732																																									
土石流流体力	F	前掲		341.368	$1/2 \cdot h \cdot d$ $= 1/2 \times 2.970$	1.485	506.931																																									
合計			345.750	879.274			2327.289																																									

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>E 安定性の検討</p> <p>E-1 転倒に対する検討</p> $X = M/V$ $= 2327.289 \div 345.750 = 6.731$ <p>B = 3.000</p> <p>X : 荷重の合力の作用線と堤底の上流端までの距離 (m)</p> <p>M : 単位幅あたり断面に作用するモーメントの合計 (kN・m/m)</p> <p>V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)</p> <p>B : 袖部底幅 (m)</p> <p>安定条件 $1/3 \cdot B (=1.000) \leq X \leq 2/3 \cdot B (=2.000)$ を満足しない。 ∴判定=OUT</p> <p>E-2 滑動に対する安定計算</p> $N' = (f \cdot V + \tau_{oa} \cdot B) / H$ $= (0.700 \times 345.750 + 2.760 \times 3.0) \div 879.274 = 9.692$ <p>安定条件 $N \leq N' (=4.0)$ を満足する。 ∴判定=OK</p> <p>E-3 破壊に対する安定計算</p> $\sigma = V/B \times (1 \pm 6e/B) \quad \text{ただし、} e = X - 1/2 \cdot B$ <p>e : 荷重の合力の作用線と袖部底幅の中央までの距離 (m)</p> $e = 6.371 - 1/2 \times 3.0 = 5.231$ <p>下流端垂直応力 $\sigma_1 = 1321.026 \leq \sigma_{ca} = 6860.000$ (kN/m²) ∴判定=OK</p> <p>上流端垂直応力 $\sigma_2 = -1090.526 < \sigma_{ca}' = 0.000$ (kN/m²) ∴判定=OUT</p> <p>以上の結果から、袖部の補強が必要となる。</p> <p>② 構造計算</p> <p>a 設計条件</p> <p>a-1 設計外力</p> <p>土石流衝撃力 P1 : 537.906 (kN)</p> <p>土石流流体力 F : 341.368 (kN)</p> <p>最大礫径 D : 1.100 (m)</p> <p>土石流水深 h d : 2.970 (m)</p> <p>最大曲げモーメント</p> $M_{max} = P1 \cdot (h d - 1/2 \cdot D) + F \cdot 1/2 \cdot h d$ $= 537.906 \times (2.970 - 1/2 \times 1.100) + 341.368 \times 1/2 \times 2.970 = 1808.664 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ <p>最大せん断力</p> $S_{max} = P1 + F$ $= 537.906 + 341.368 = 879.274 \text{ (kN)}$ <p>a-2 材料諸元</p> <p>鉄筋D38 SD345 公称面積 A t : 1140.000 (mm²)</p> <p>〃 公称周長 L t : 120.000 (mm)</p> <p>〃 公称直径 φ : 38.100 (mm)</p> <p>鋼材の許容引張応力度(水中) : 180.000 (N/mm²)</p> <p>〃 短期強度 σ sa : 270.000 (N/mm²) (割増; 1.5)</p> <p>コンクリート設計基準強度 σ ck : 21.0 (N/mm²)</p> <p>コンクリート付着応力度 : 1.4 (N/mm²)</p> <p>〃 短期強度 τ 0a : 2.1 (N/mm²) (割増; 1.5)</p> <p>コンクリート許容せん断応力度 : 0.353 (N/mm²)</p> <p>〃 短期強度 τ a : 0.530 (N/mm²) (割増; 1.5)</p> <p>鉄筋のかぶり d l : 300.000 (mm)</p> <p>鉄筋本数 n : 2.500 (本/m)</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

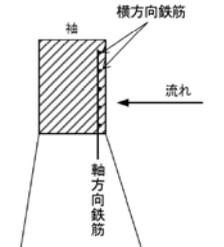
[第9編 砂防事業]

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>b 単位幅あたりに必要な鉄筋量 天端幅 B : 3000.000 (mm) 有効高 d : 2700.000 (mm) (=B-d)</p> <p>単位幅あたりに必要な鉄筋量 $As' = M_{max} / (\sigma_{sa} \times 7/8 \times d)$ $= 1808.664 \times 1000 \times 1000 \div (270.000 \times 7/8 \times 2700.000) = 2835.452 \text{ (mm}^2/\text{m)}$</p> <p>1mあたりに必要となる鉄筋本数 $n = 2.500 \text{ (本/m)}$ よって、単位幅あたりの鉄筋量Asは $As = n \times At$ $= 2.500 \times 1140.000 = 2850.000 \text{ (mm}^2/\text{m)} \geq As' = 2835.452 \text{ (mm}^2/\text{m)} \therefore \text{判定=OK}$</p> <p>c 引張鉄筋周長の総和 引張鉄筋周長の総和 $U' = n \cdot L_t$ $= 2.500 \times 120.000 = 300.000 \text{ (mm/m)}$</p> <p>d 付着応力度の検討 $\tau_0 = S_{max} / (U' \times 7/8 \times d)$ $= 879.274 \times 1000 / (300.000 \times 7/8 \times 2700.000) = 1.241 \text{ (N/mm}^2) < \tau_{0a} = 2.100 \therefore \text{判定OK}$</p> <p>e コンクリートに働くせん断応力度の検討 (計算単位幅 b=1000mm) $\tau' = S_{max} / (b \times 7/8 \times d)$ $= 879.274 \times 1000 / (1000 \times 7/8 \times 2700.000) = 0.372 \text{ (N/mm}^2) < \tau_a = 0.530 \therefore \text{判定OK}$</p> <p>f 鉄筋の堤体への定着長 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合、次式により算出する重ね継手長(La)以上かつ鉄筋の直径の20倍(La')以上重ね合わせなければならない。 $La = \sigma_{sa} \cdot \phi / 4 / \tau_{0a}$ $= 270.000 \times 38.000 \div (4 \times 2.100) = 1221.429 \text{ (mm)}$ $La' = 20 \cdot \phi$ $= 20 \times 38.000 = 760.000 \text{ (mm)}$ 鉄筋の定着長は$La' < La$より $La \approx 1222 \text{ (mm)}$ とする。</p> <p>●●● 袖部の破壊に対する構造計算例 ●●● END</p>	<p 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>(4) 袖部の安定条件</p> <p>袖部の構造計算においては、次の条件を満足するものとする。なお、袖部の構造計算は、横継目（止水板）等によって分割されるブロック毎に計算を行い、不安定となる場合は当該ブロックを鉄筋等にて補強する。各安定条件の値は、本章第3節4.4に示す堤体本体の安定条件の値を求める式を用いる。</p> <p>① 袖部底と堤体本体との間で滑動を起こさないこと。（滑動）</p> <p>② 袖部内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないこと。（破壊）</p> <p>(5) 安定条件を満足しない場合の構造計算</p> <p>袖部と堤体本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回り、安定条件を満足しない場合、その引張応力を受け持たせる鉄筋あるいは鉄骨量は、以下について検討を行い決定する。</p> <p>① 補強鉄筋の位置・範囲</p> <p>補強鉄筋は、図9-4-53に示すとおり、袖部の上流側に配筋する。袖部上流面の鉄筋の最小かぶり厚は300mmとし、かぶりは堰堤軸方向（鉛直方向）鉄筋の上流側に配筋する横方向鉄筋から確保する。横方向鉄筋は堰堤軸方向鉄筋に均等に外力等を伝達する役割があるため、堰堤軸方向鉄筋に対して土石流による外力が作用する上流側に配置しなければならない。</p> <p>補強鉄筋の配筋の範囲は、概ね地山までとするが、地山勾配や袖部のブロック割等を考慮し、適切に配筋する。</p> <p>配筋の高さは、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径（D_{90}）を比較し、大きい方の高さとする。</p>  <p>図9-4-53 補強鉄筋の配筋位置</p> <p>② 必要鉄筋量</p> <p>単位幅あたりに作用する最大曲げモーメント M_{max} は、次式により算出する。</p> $M_{max} = P_1 \cdot (h_d - 1/2 \cdot D) + F \cdot 1/2 \cdot h_d$ <p>P_1 : 土石流衝撃力 (kN/m) (礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、大きい方の値) h_d : 土石流水深 (m) D : 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、大きい方の値の最大礫径又は最大流木径 (m) F : 土石流流体力 (kN/m)</p> <p>単位幅あたりに作用する最大せん断力 S_{max} は、次式により算出する。</p> $S_{max} = P_1 + F$

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>単位幅あたりの必要鉄筋量A_sは、次式により算出する。</p> $A_s = M_{max} / (\sigma_{st} \cdot \gamma / 8 \cdot d)$ <p>σ_{st} : 鉄筋の許容引張応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²） d : 有効幅（m） d = 天端幅-かぶり厚</p> <p>必要鉄筋量を満たす鉄筋等は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば幾種類もの組み合わせとなるが、次式に示す単位幅あたりのコンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討する。なお、鉄筋等の公称断面積A_t、公称周長L_t、公称直径ϕは標準的に定められている数値（JIS G 3112）を使用し、計算で求められた鉄筋径のうち最大径のものを使用する。</p> $\tau_{0st} > \tau_0 = S_{max} / (U' \cdot \gamma / 8 \cdot d)$ $U' = n \cdot L_t$ <p>τ_{0st} : コンクリートの許容付着応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²） U' : 鉄筋周長の総和（mm/m） n : 単位幅あたりの鉄筋本数（本/m） L_t : 鉄筋の公称周長（mm）</p> <p>上式で算出した鉄筋について、間隔は次式により算出する。なお、堰堤軸方向の鉄筋及びこれらと直交する各種の横方向（水平方向）鉄筋の配置間隔Pは、原則として300mm以下とする。</p> $P = 100 / (A_t / A_s)$ <p>P : 鉄筋の配筋間隔（mm） A_t : 鉄筋の公称断面積（mm²）</p> <p>③ コンクリートに作用するせん断応力度 コンクリートと鉄筋の付着応力度に加え、単位幅あたりのコンクリートに作用するせん断応力度に対しても、次式により安定性を照査する。</p> $\tau_0 > \tau' = S_{max} / (b \cdot \gamma / 8 \cdot d)$ <p>τ_0 : コンクリートの許容せん断応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²） b : 検討単位幅 $b = 1,000\text{mm}$</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>④ 鉄筋長</p> <p>鉄筋長は、袖天端部の鉄筋のかぶり厚、水通し断面における土石流ピーク流量に対する越流水深と最大礫径（D_{90}）のうち大きい方の値、及び堤体本体への定着長を考慮して決定する。</p> <p>鉄筋は、その強度を十分発揮させるため、鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう、堤体本体に確実に定着しなければならない。堤体及び袖部への定着長は下記より求められる値を比較し、大きい方の値とする。なお、定着長は10cm単位で切り上げるものとする。</p> <p>① $20 \cdot D'$</p> <p>② $L_d = \sigma_{ss} / (4 \cdot \tau_{cs}) \cdot D'$</p> <p>$D'$：鉄筋径（mm）</p> <p>$L_d$：必要定着長（重ね継手長）（mm）</p> <p>σ_{ss}：鉄筋の許容引張応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²）</p> <p>τ_{cs}：コンクリートの許容付着応力度（短期荷重として1.5倍割増し）（N/mm²）</p> <p>4.8.3 袖部処理の特例</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>袖部の嵌入長は基本的に必要嵌入長を確保することとするが、地形条件上、明らかに掘削時に安全性や施工性に大きな影響が生じる場合等、やむを得ない場合には特例的に袖部対策工を検討する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤の袖部の両岸への嵌入長を確保することで、大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が増大することで、施工中の安全確保が困難になる他、高所かつ広範囲の法面処理が必要となる等、施工が困難となるおそれがある。また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。</p> <p>このため、砂防堰堤の袖部処理については、地山へ必要嵌入長を嵌入することを原則としつつも、以下の観点から袖部嵌入に伴う地山掘削により、安全性や施工性に大きな影響が生じ、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理（以下、袖部対策工）を実施してもよい。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・急斜面の切土に伴う工事の安全確保 ・袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響 ・袖部の掘削に伴う道路等、他の構造物への影響 ・自然環境や景観保全への影響 <p>本来、袖部の嵌入は、表流水や地下水の侵食、浸透による地山の弱体化、破壊により、砂防堰堤の機能が損なわれないために行われている。また、袖部の嵌入後は、地山嵌入部を風化・侵食等から保護する目的で、間詰工や護岸工等が実施されている。</p> <p>このため、袖部対策工の設計にあたっては、袖部の嵌入及び間詰工等が本来有しているこれらの機能が十分発揮されるよう、設計にあたっては以下の事項に留意する。</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>(1) 袖部対策工の形状 袖部の地山斜面を掘削せずに行う袖部対策工は、砂防堰堤の上下流に設けるものとする。 袖部対策工の厚さ（幅）は、従来の嵌入長程度を確保する。また、上下流方向の長さは、下流方向に嵌入長の1倍以上、上流方向に3倍以上確保することを基本とする。</p> <p>(2) 袖部対策工の施工材料 袖部対策工の材料は、現場における施工性、流域の状況等を考慮し、コンクリート又は砂防ソイルセメントを選択する。 袖部対策工を砂防ソイルセメントとする場合は、砂防ソイルセメントを堰堤本体に使用する場合と同程度の強度を確保する。</p> <p>(3) 越流・侵食に対する対応 流水や土石流が袖部を越流し、袖部対策工の損壊につながる恐れがある場合には、袖部対策工の天端を袖の天端よりも1m程度高くすることにより対応を図る。また、砂防ソイルセメントを材料とする場合、袖部対策工の表面侵食を防止するため、流水が頻繁に作用する範囲には、コンクリート護岸、巨石張り等による被覆の必要性を検討する。</p> <p>(4) 施工上の留意点 袖部対策工の施工は、砂防堰堤本体と同時期に施工する。また、袖部対策工を施工する際には、施工箇所の地山の表土（風化が著しく、また落葉や腐植を含み空隙に富む層）を除去する。</p> <p>(5) その他の留意事項 袖部対策工の部分は砂防堰堤の堤体外として扱い、安定計算には含まない。 袖部は原則、地山と接するものとし、袖部対策工の考え方を拡大・発展させ、本来堤体として設計、施工されるべき部分の一部を袖部対策工で置き換える（地山と袖部の間を埋める）ような設計方法については、適用しない。</p> <div data-bbox="1384 1155 1868 1458" style="text-align: center;"> </div> <p>図 9-4-54 袖部対策工のイメージ（上段：平面図、下段：正面図）</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））

3.7.4 袖折れ

堰堤軸は直線を基本とするが、山脚が下流に向かって逃げる場合、堰堤長が長くなるなど不利な条件となる。この場合、等高線に直になるように、上流側へ袖を折った堰堤を計画できるものとする。

解 説

堰堤軸を折り曲げた場合、曲げ角(θ)に応じ、袖天端勾配は通常設ける袖勾配と計画堆砂勾配との合成勾配とする。この場合、袖高が高くなり不安定になる場合があるので、安定計算を行い、堰堤本体を補強するなど配慮すること。袖高が5.0mとなった時点で水平と計画堆砂勾配との合成勾配とする。できる限り、袖折れ点を水平区間に計画するようにすることが、構造、施工、数量計算など有利といえる。

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

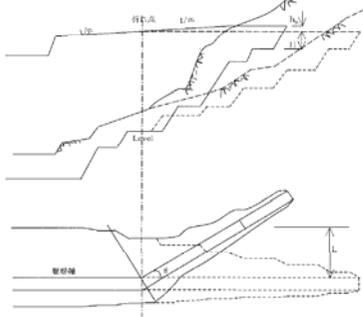


図3.7.4 砂防堰堤の袖折れ

新（改定後）

4.8.4 袖折れ

堰堤軸は直線を基本とするが、山脚が下流に向かって逃げる場合、堰堤長が長くなる等不利な条件となる。この場合、等高線に直になるように、上流側へ袖部を折った堰堤を計画できるものとする。

解 説

堰堤配置位置が限定され、かつ直線で設置できる地形がない場合は、等高線に直になるように上流側へ袖部を折った堰堤を計画できるものとするが、異常な洪水や土石流等の外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中するおそれがあるため、折れ角度は 45° 以下が望ましい。また、折れ点は伸縮目地から3m以上離すこととする。

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

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

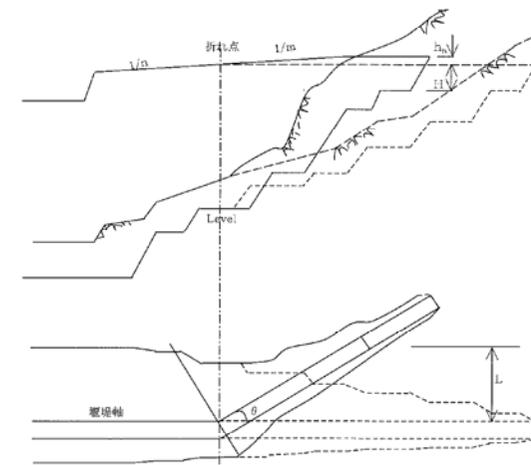


図 9-4-55 砂防堰堤の袖折れ

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））

3.8 前庭保護工の設計

3.8.1 前庭保護工

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、堰堤からの落下水、落下砂礫から基礎地盤の洗掘による本体の破壊を防がなければならない。また、下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

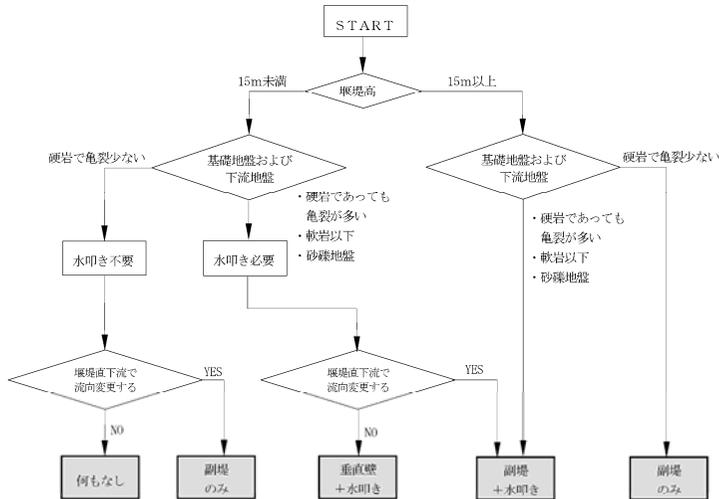
解 説

前庭保護工は副堤および水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により堰堤基礎部が洗掘される。一方、衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このため堰堤基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

~~前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。主水流が袖を越流すると予想される場合は、第3章第2節2.2水通し断面の図2.2に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。~~

前庭保護工の組み合わせは、以下のフローによることを標準とする。



~~※堰堤直下流で流向変更する場合であっても、山間部や保全対象から距離があるなど、下流への影響が少ない場合もあるため、これによりがたい場合は砂防礫と別途協議されたい。~~

図3.8.1(a) 前庭保護工の選定フロー

新（改定後）

5. 前庭保護工の設計

5.1 前庭保護工の選定

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、堰堤からの落下水、落下砂礫から基礎地盤の洗掘による本体の破壊を防がなければならない。また、下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

解 説

前庭保護工は副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、垂直壁、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により堰堤基礎部が洗掘される。一方、衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このため堰堤基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

5.1.1 不透過型・部分透過型砂防堰堤の前庭保護工

不透過型及び部分透過型砂防堰堤の前庭保護工の組み合わせは、下図のフローによることを標準とする。

ただし、堰堤直下流で流向変更する場合であっても、山間部や保全対象から距離がある等、下流への影響が少ない場合もあるため、下図に拠らない場合もある。

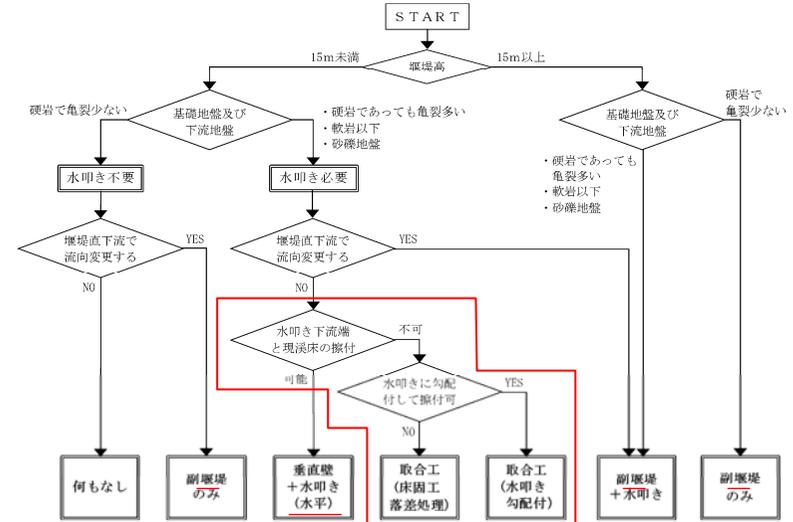


図 9-4-56 前庭保護工の選定フロー

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3.8.1 岩分類

名称			説明
A	B	C	
岩	軟岩	I	第三紀の岩石で固結の弱いもの。 風化が甚だしくきわめて脆いもの。 指先で難しう程度のものでクラック間の間隔は1～5cmくらいのもので、および第三紀の岩で固結の程度が良好なもの。 風化が相当進み、多少変色を伴い軽い打撃で容易に割れるもの。 離れやすいもので、亀裂間隔は5～10cm程度のもの。
		II	凝灰質で堅く固結しているもの、風化が目に沿って相当進んでいるもの。 亀裂間隔が10～30cm程度で軽い打撃により難しう程度。 異質の固い互層をなすもので層面に楽に離しうるもの。
	硬岩	中硬岩	石灰岩、多孔質安山岩のように、特にち密でなくても相当の硬さを有するもの、風化のあまり進んでいないもの、硬い岩石で間隔30～50cm程度の亀裂を有するもの。
		I	花崗岩、結晶片岩などで全く変化していないもの、亀裂間隔が1m内外で相当密着しているもの、硬い良好な石材を取り得るようなもの。
	II	けい岩、角岩などの石英質に富む岩質で最も硬いもの。 風化しておらず、新鮮な状態にあるもの、亀裂がなく、よく密着しているもの。	

~~鋼製砂防堰堤には、前庭保護工を設置しない。ただし、透過部が閉塞して落差が生じた際に、後続流が越流部の底版外に落下し、堰堤前面の河床が洗掘する恐れがある場合には、前庭保護工を設置する。~~
土石流の落下位置は、次式による。

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

L_1 ：スリット前面位置からの落下距離
 H ：底版を除いたスリットの高さ U ：流速（設計外力で用いた流速の50%とする）

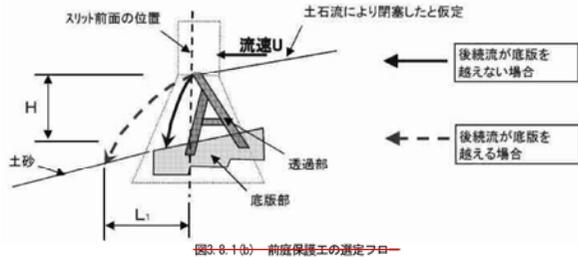


図3.8.1(3) 前庭保護工の選定フロー

新（改定後）

表 9-4-34 岩分類

名称			説明
A	B	C	
岩	軟岩	I	第三紀の岩石で固結の弱いもの。 風化が甚だしくきわめて脆いもの。 指先で難しう程度のものでクラック間の間隔は1～5cmくらいのもので、及び第三紀の岩で固結の程度が良好なもの。 風化が相当進み、多少変色を伴い軽い打撃で容易に割れるもの。 離れやすいもので、亀裂間隔は5～10cm程度のもの。
		II	凝灰質で堅く固結しているもの、風化が目に沿って相当進んでいるもの。 亀裂間隔が10～30cm程度で軽い打撃により難しう程度。 異質の固い互層をなすもので層面に楽に離し得るもの。
	硬岩	中硬岩	石灰岩、多孔質安山岩のように、特にち密でなくても相当の硬さを有するもの、風化のあまり進んでいないもの、硬い岩石で間隔30～50cm程度の亀裂を有するもの。
		I	花崗岩、結晶片岩等で全く変化していないもの、亀裂間隔が1m内外で相当密着しているもの、硬い良好な石材を取り得るようなもの。
	II	けい岩、角岩等の石英質に富む岩質で最も硬いもの。 風化しておらず、新鮮な状態にあるもの、亀裂がなく、よく密着しているもの。	

5.1.2 透過型砂防堰堤の前庭保護工

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は渓床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流による洗掘が予想される場合、及び透過部下端と渓床面との間に落差を生じる構造等には、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

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

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

L_1 ：スリット前面位置からの落下距離（m）
 H ：底版コンクリートを除いた開口部の高さ（m）
 U ：流速（m/s）（設計外力で用いた流速の50%とする）

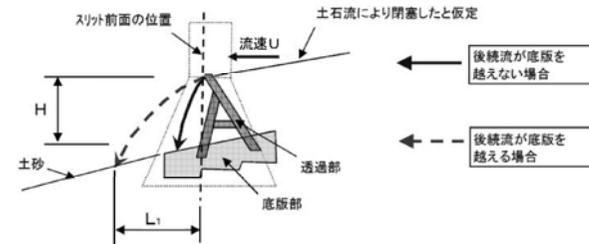


図 9-4-57 透過型砂防堰堤の後続流の落下位置

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））

~~前庭保護工の形状は、不透過型砂防堰堤と同様とするが、スリット前面位置から必要延長をとること。~~

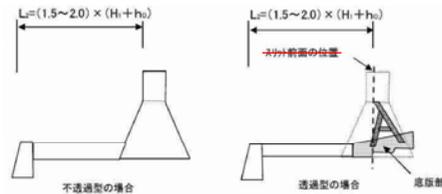


図3.8.1(c) 前庭保護工の必要延長

3.8.2 副堰

副堰の位置および天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘および下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堰の水通し、本体、基礎、袖の設計は、本堰堤に準ずるものとする。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

解説

副堰の水通しおよび下流のり勾配等は、~~本堰堤の考え方に従う。~~副堰に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、~~部分透過型における設計外力を準用する。~~

~~また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる渓床勾配は計画堆砂勾配とする。取水など、特別な場合を除き、急激な水位上昇を防止するため、水叩きと同じ高さ~~
~~に水抜き孔を設けることを標準とする。~~

新（改定後）

5.2 前庭保護工の設計条件

前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、図9-4-18に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩きの長さ及び厚さの設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は不透過型砂防堰堤と同様とするが、水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。この場合、設計に用いる水叩き天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。

透過型砂防堰堤の前庭保護工は必要としないと考えられる場合が多いが、前庭保護工を設置する場合には不透過型砂防堰堤と同様の形状とし、副堰堤（垂直壁）の位置（ L ）は鋼管フレーム下流端位置から必要延長を確保する。

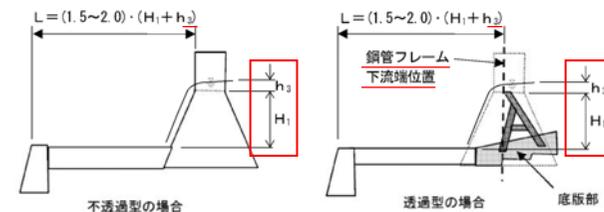


図9-4-58 前庭保護工の必要延長

5.3 副堰堤

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎、袖部の設計は、本堰堤に準ずるものとする。ただし、袖天端の勾配は、原則として水平とするものとする。

解説

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同断面とすることを基本とするが、本堰堤が透過型・部分透過型砂防堰堤の場合は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。

下流のり勾配、基礎、袖部、水抜き暗渠等は本堰堤の考え方に従うが、袖天端の勾配は原則として水平とする。構造は設計流量に対して「建設省 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[Ⅱ] 第3章」に従い、掃流区間に設置する砂防堰堤として本章第3節4.3.1(1)の設計外力に対して設計を行うが、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流堰堤でない場合や、土石流が頻発する溪流においては、本堰堤に準じて土石流区間に設置する砂防堰堤として、本章第3節4.3.1(2)の設計外力に対して設計を行う。

この場合、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の水深、流速等の計算に用いる渓床勾配は計画堆砂勾配とする。

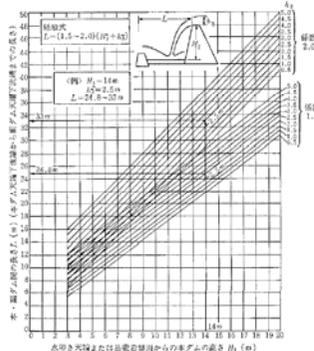
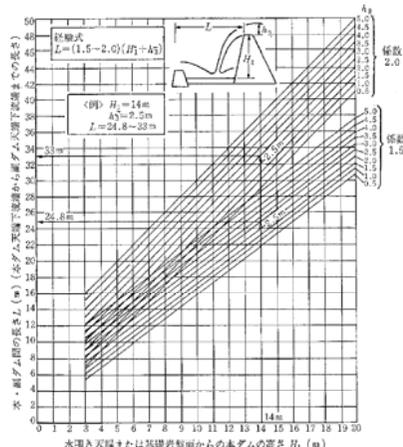
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

〔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>副堤の位置および天端の高さを求めるためには、次に示す経験式や半理論式を用いるのが普通であるが、地形的条件により、必要に応じて模型実験等を実施して総合的に検討するものとする。</p> <p>特に、過去の砂防堰堤が20m程度の高さまでであったことから考えて、経験式は堰堤高20m程度までのものに適用することが望ましい。式中の係数は1.5～2.0の幅でとらえているが、堰堤高が低いほど大きくとるのが良いとされてきたが、県内に設置されてきた事例から1.5を標準とする。</p> <p>半理論式は、20m以上の比較的高い砂防堰堤が建造されるようになってきたため、使われるようになった。</p> <p>(1) 副堤の位置を求める式</p> <p>① 経験式</p> $L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) \quad \text{--- 係数は1.5を標準とする。 ---}$ <p>L : 本、副堤間の長さ（本堰堤天端下流から副堤天端下流端までの長さ）(m) H₁ : 水叩き天端（または、基礎岩盤面）からの本堰堤の高さ (m) h₃ : 本堰堤の越流水深 (m)</p> <p>② 半理論式</p> $L \geq t + X + b_2$ <p>t : 水脈飛距離 (m) $t = V_0 \{2(H_1 + h_3)/2/g\}^{1/2}$ V₀ : 本堰堤越流部流速 (m/s) $V_0 = q_0 / h_3$ q₀ : 本堰堤越流部単位幅あたり流量 (m³/s) H₁ : 水叩き天端または、基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m) g : 重力加速度 (9.8m/s²) X : 跳水の距離 (m) $X = \beta \cdot h_j$ β : 係数 (4.5～5.0) h_j : 水叩き天端または、基礎岩盤面からの副堤の越流面までの高さ (m) $h_j = h_1/2 \{ (1+8 \cdot F_1^2)^{1/2} - 1 \}$ h₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m) $h_1 = q_1 / V_1$ q₁ : 水脈落下地点の単位幅あたり流量 (m³/s) V₁ : 水脈落下地点流速 (m/s) $V_1 = \{2g(H_1 + h_3)\}^{1/2}$ F₁ : 水脈落下地点の跳水前のフルード数 $F_1 = V_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$ b₂ : 副堤の天端幅 (m)</p> <p>図3.8.2(a) 副堤の位置および高さ</p>	<p>副堰堤の位置及び天端の高さを求めるためには、次に示す経験式や半理論式を用いるのが普通であるが、地形的条件により、必要に応じて模型実験等を実施して総合的に検討するものとする。</p> <p>特に、過去の砂防堰堤が20m程度の高さまでであったことから考えて、経験式は堰堤高20m程度までのものに適用することが望ましい。式中の係数は1.5～2.0の幅でとらえているが、堰堤高が低いほど大きくとるのが良いとされている。半理論式は、20m以上の比較的高い砂防堰堤が建造されるようになってきたため、使われるようになった。</p> <p>5.3.1 副堰堤の位置を求める式</p> <p>(1) 経験式</p> $L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$ <p>L : 本、副堰堤間の長さ（本堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ）(m) H₁ : 水叩き天端（又は基礎岩盤面）からの本堰堤の高さ (m) h₃ : 本堰堤の越流水深 (m) 係数：堤高H < 10m : 2.0、堤高H ≥ 10m : 1.5</p> <p>(2) 半理論式</p> <p>半理論式は堰堤高15m以上の砂防堰堤に適用する。</p> $L \geq t + X + b_2$ <p>t : 水脈飛距離 (m) $t = V_0 \{2(H_1 + h_3)/2/g\}^{1/2}$ b₂ : 副堰堤の天端幅 (m) V₀ : 本堰堤越流部流速 (m/s) $V_0 = q_0 / h_3$ q₀ : 本堰堤越流部単位幅あたり流量 (m³/s) H₁ : 水叩き天端又は、基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m) g : 重力加速度 (9.81m/s²) X : 跳水の距離 (m) $X = \beta \cdot h_j$ β : 係数 (4.5～5.0) h_j : 水叩き天端又は、基礎岩盤面からの副堰堤の越流面までの高さ (m) $h_j = h_1/2 \{ (1+8 \cdot F_1^2)^{1/2} - 1 \}$ h₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m) F₁ : 水脈落下地点の跳水前のフルード数</p> <p>図 9-4-59 副堰堤の位置及び高さ</p>

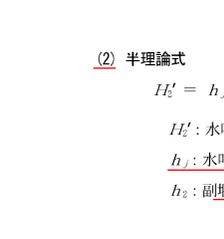
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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 style="text-align: center;">●●● 副堰位置 半理論式の計算例 ●●●</p> <p>START</p> <p>条件：対象流量$Q=50\text{m}^3/\text{s}$ 水通し下幅$D1=10\text{m}$ 袖小口勾配$m2=0.5$ 本堰の高さ$H=25.0\text{m}$ 本堰の越流水深$h3=2.0\text{m}$ 副堰の天端幅$b2=3.0\text{m}$ 水明けの厚さ$t=2.0\text{m}$</p> <p>計算：$H1=H-t=25.0-2.0=23.0\text{m}$ $q0=50\div(10+0.5\times 2.0)=4.545\text{m}^3/\text{s}$ $V0=q0/h3=4.545\div 2.0=2.273\text{m}/\text{s}$ $V1=(2\times 9.8\times(23.0+2.0))^{1/2}=22.136\text{m}/\text{s}$ 水脈落下地点の流下幅を水通し幅と同じとすると、 $q1=50\div 10=5.0\text{m}^3/\text{s}$ $h1=5.0\div 22.136=0.226\text{m}$ $F1=22.136\div(9.8\times 0.226)^{1/2}=14.878$ $h_j=0.226/2\times\{(1+8\times 14.878^2)^{1/2}-1\}=4.644\text{m}$ $l_w=2.273\times\{2\times(23+1/2\times 2)\div 9.8\}^{1/2}=5.030\text{m}$ $\beta=4.5$とすると $X=4.5\times 4.644=20.898\text{m}$ $\therefore L\geq 5.030+20.898+3.0=28.928\text{m}\approx 29\text{m}$</p> <p style="text-align: center;">●●● 副堰位置 半理論式の計算例 ●●● END</p>  <p style="text-align: center;">図 8.2(b) 本・副堰間の長さ（経験式）</p>	<p style="text-align: center;">削除</p> $h_1 = q_1 / V_1$ <p>q_1: 水脈落下地点の単位幅あたり流量 (m^3/s) V_1: 水脈落下地点流速 (m/s)</p> $V_1 = (2g \cdot (H_1 + h_3))^{1/2}$ $F_1 = V_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$  <p style="text-align: center;">図 9-4-60 本・副堰間の長さ（経験式）</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

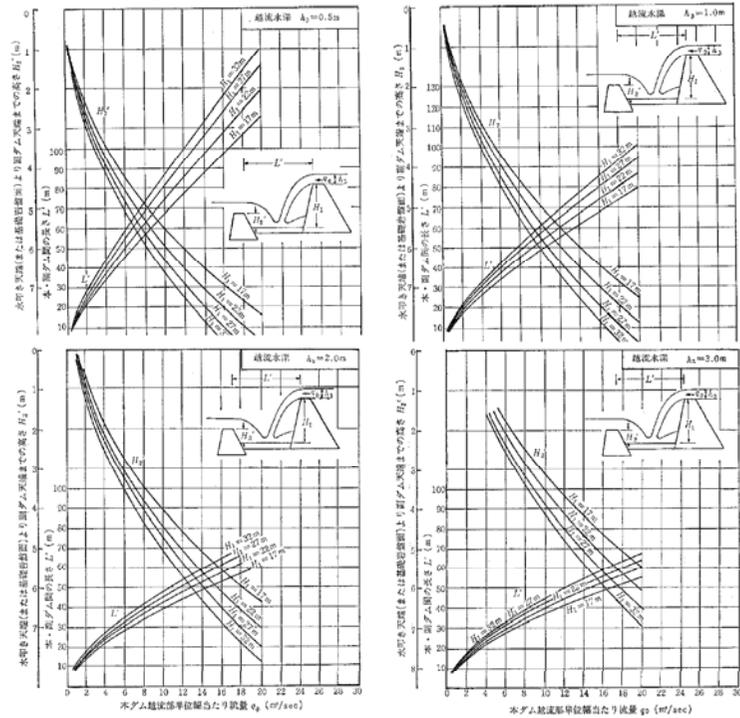
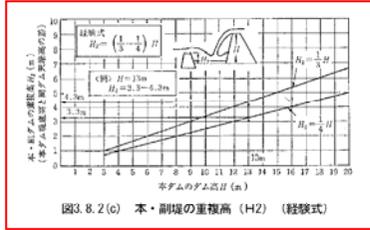
[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>(2) 副堤の天端の高さを求める式</p> <p>天端の高さを求める経験式は「副堤の位置」を求める場合の経験式と対になるものである。従って、堰堤高20m程度までのものに適用すべきであろう。式中の係数1/3～1/4の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど1/3をとるのが良いとされてきたが、県内に設置されてきた事例から1/4を標準とする。</p> <p>半理論式もまた、「副堤の位置」を求める場合の半理論式に対になるものである。この式は、強制的に跳水させるに必要な副堤の高さを求めるものである。</p> <p>図3.8.2(c)は経験式により、図3.8.2(d)は半理論式により副堤の高さ（H_2もしくはH_2'）の概略値を求めたグラフである。</p> <p>① 経験式</p> $H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H$ <p>H_2：本・副堤の重複高（本堰堤底高と副堤天端高の差）（m） H：本堰堤の堰堤高（m）</p>  <p>② 半理論式</p> $H_2' = h_1 - h_2$ <p>H_2'：水叩き天端（または、基礎岩盤面）より副堤天端までの高さ（m） h_1：副堤の堰の公式によって求められる越流水深（本堰堤と同一）（m）</p> <p>●●● 副堤高さ 半理論式の計算例 ●●●</p> <p>START</p> <p>条件：副堤位置の条件と同じ</p> <p>計算：$H_2' = 4.644 - 2.0 = 2.644 \approx 2.7\text{m}$</p> <p>●●● 副堤高さ 半理論式の計算例 ●●● END</p>	<p>5.3.2 副堰堤の天端の高さを求める式</p> <p>副堰堤の天端の高さを求める経験式は、副堰堤の位置を求める場合の経験式と対になるものである。従って、堰堤高20m程度までのものに適用すべきであろう。式中の係数1/3～1/4の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど1/3をとるのが良いとされてきたが、県内に設置されてきた事例から1/4を標準とする。</p> <p>半理論式もまた、副堰堤の位置を求める場合の半理論式に対になるものである。この式は、強制的に跳水させるに必要な副堰堤の高さを求めるものである。</p> <p>図9-4-61は経験式により、図9-4-62は半理論式により副堰堤の高さ（H_2もしくはH_2'）の概略値を求めたグラフである。</p> <p>(1) 経験式</p> $H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H$ <p>H_2：本・副堰堤の重複高（本堰堤底高と副堰堤天端高の差）（m） H：本堰堤の堰堤高（m）</p> <p>係数：1/4を標準</p>  <p>図9-4-61 本・副堰堤の重複高（H_2）（経験式）</p> <p>(2) 半理論式</p> $H_2' = h_1 - h_2$ <p>H_2'：水叩き天端（又は、基礎岩盤面）より副堰堤天端までの高さ（m） h_1：水叩き天端又は、基礎岩盤面からの副堰堤の越流面までの高さ（m） h_2：副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深（本堰堤と同一）（m）</p> <p>削除</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

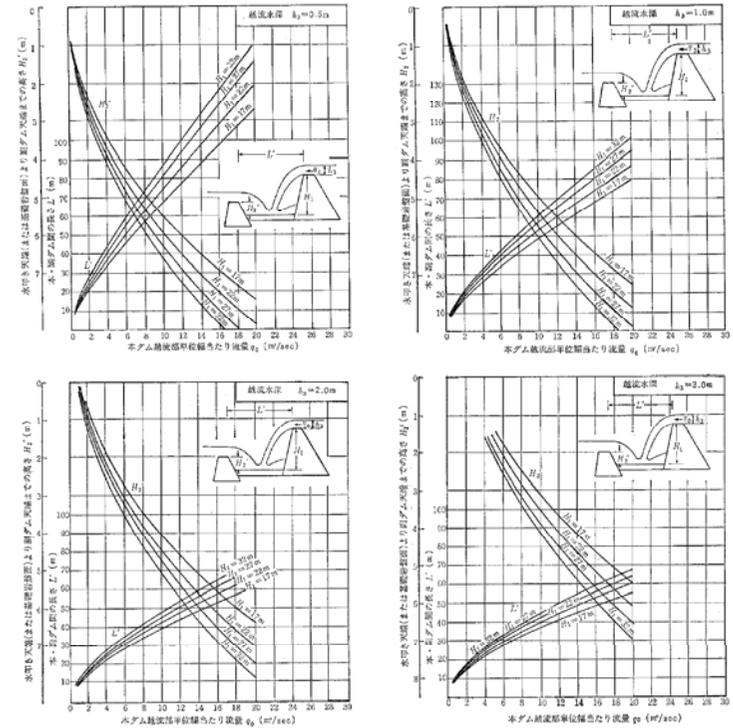
[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））



新（改定後）

第4章第3節5.3.2(1)へ移動



長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

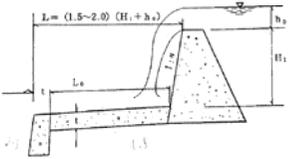
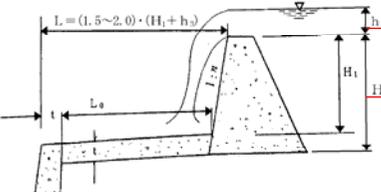
[第9編 砂防事業] 第4章 砂防施設の設計

旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
	<p>5.3.3 副堰堤に設置する流木対策施設</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;">副堰堤に設置する流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。</div> <p>解説</p> <p>副堰堤に設置する流木対策施設の設計は、本堰堤で土石流を捕捉したのとして掃流区間における流木対策施設として本章11節4 に準じて設計を行う。流木対策施設は、原則として副堰堤の越流部に設置する。ただし、砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合（整備率100%溪流の最下流堰堤でない場合）には、土石流の流体力についても施設が安全であることを検証する。この場合、土石流の水深、流速等の計算に用いる渓床勾配は、計画堆砂勾配を用いる。</p> <p>副堰堤に流木対策施設を設置する場合の天端幅、袖天端の勾配は、通常の副堰堤の考え方に従うが、礫や流木が衝突すると考えられる場合は、その衝撃力に対して安全な構造とする。</p> <p>(1) 水通し断面</p> <p>流木対策施設の端部のコンクリートの立ち上がりは直立させ、流木対策施設の上部に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木対策施設を設置する場合は、副堰堤の水通しの下幅B''は、本堰堤水通し下幅Bの2倍程度まで広げてよい。なお、余裕高は見込まない。</p> <p>(2) 水樋池の形状</p> <p>水叩きの長さは、地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるように距離を取るが、本章第3節5.3.1 で求める副堰堤の位置の3倍程度までを目安とする。</p> <p>水叩きの幅B'は、本堰堤の水通し底幅Bの3倍を上限とし、側壁護岸は原則として平行配置とする。側壁護岸での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木対策施設の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるため、本章第3節5.7 に示す側壁護岸とは逆に副堰堤部で未広がりとなっても良い。</p> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;"> </div> <p style="text-align: center;">図 9-4-63 副堰堤に流木対策施設を設置する場合の前庭保護工の寸法</p>

長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

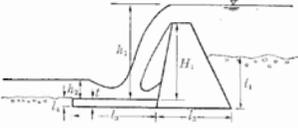
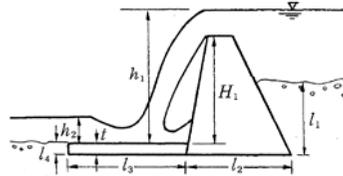
[第9編 砂防事業]

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>3.8.3 水叩き</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>水叩きは、副堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定および兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。副堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。</p> <p>水叩きの勾配は原則として水平とするが、やむを得ない場合（下流渓床面との擦り合わせなど）でも極力計画堆砂勾配よりも緩くすることとし、上限は1/10とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>水叩きの長さは、落下後の水流が射流から現況河川の水利条件にもどるまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、副堤の位置を求める式を参考とする。</p> <p>この場合のパイピングに対する長さは、基礎処理を参考とする。</p> <p>水叩き先端の基礎は、一般に所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。</p> <p>下流への流速を緩和するため、水叩きの勾配は水平を原則とする。やむを得ず勾配を付す場合は極力計画堆砂勾配よりも緩くし、1/10以下とする。勾配を付した場合は、垂直壁下流の洗掘を防止するための護床工を検討し、必要に応じて、現渓床構成粒径等を勘案した（カゴ等）材料による護床工を計画すること。</p> <p>(1) 水叩きの厚さ (t)</p> <p>①【経験式】洗掘深さをヒントにした経験式が用いられることが多い。</p> <p>t : 水叩きの厚さ (m) H : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ (m) h_3 : 本堰の越流水深 (m)</p> <p>水罨池がない場合 $t = 0.2(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$</p> <p>水罨池がある場合 $t = 0.1(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$</p>  <p>図3.8.3(a) 水叩き（経験式）</p>	<p>5.4 水叩き</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>水叩きは、本堰堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突及び揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。</p> <p>水叩きの勾配は原則として水平とするが、やむを得ない場合（下流渓床面との擦り合わせ等）でも極力計画堆砂勾配よりも緩くすることとし、上限は1/10とする。</p> <p>水叩きの厚さは、原則として3.0m以下とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>水叩きの長さは、落下後の水流が射流から現況河川の水利条件にもどるまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める式は、副堰堤の位置を求める式と同様である。</p> <p>また、揚圧力から求める式の場合のパイピングに対する長さ（浸透経路長）は、本章第3節4.6.1(5)を参考とする。</p> <p>水叩き先端の基礎は、一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。</p> <p>水叩きの勾配は、下流への流速を緩和するため水平を原則とする。やむを得ず勾配を付す場合は極力計画堆砂勾配よりも緩くし、1/10以下とする。勾配を付した場合は、垂直壁下流の洗掘を防止するための護床工を検討し、必要に応じて、現渓床の構成粒径等を勘案した（カゴ等）材料による護床工を計画する。</p> <p>5.4.1 水叩きの厚さ</p> <p>水叩きの厚さは、以下の経験式、又は揚圧力から求める式を用いて求める。</p> <p>(1) 経験式</p> <p>水叩きの厚さの決定は、洗掘深さを手がかりにした経験式が用いられることが多い。水叩きの厚さ t は、Riedigerの式を堰堤高 H から求める式に変形した次式で求めることができる。</p> <ul style="list-style-type: none"> 水罨池がない場合：$t = 0.2 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.12$ 水罨池がある場合：$t = 0.1 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.06$ <p>t: 水叩きの厚さ (m) H : 本堰堤の堰堤高 (m) h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)</p>  <p>図 9-4-64 経験式による水叩きの厚さ及び長さ</p>

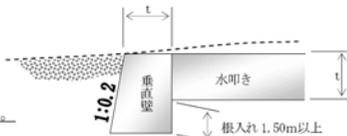
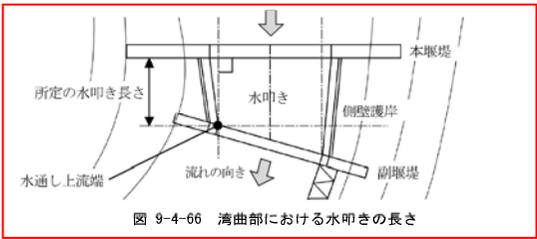
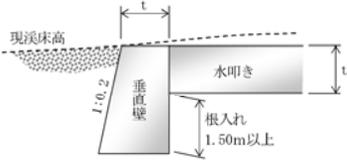
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

【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【揚圧力から求める式】</p> $t \geq 4/3 \cdot (\Delta h - \Delta u) / (W_c - 1)$ <p> W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (t/m³) Δh : 上下流水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$ h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m) h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m) Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力 (m) $(\Delta u = \Delta h \cdot l' / l)$ l : 総浸透経路長 (m) l' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m) 4/3 : 安全率 </p>  <p>図3.8.3(b) 水叩き（揚圧力式）</p> <p>経験式は、砂防堰堤前庭部の洗掘深に関するRiediegerの式が、$h_3 < 5.0\text{m}$、$h_1 < 10.0\text{m}$の範囲で$0.6H_1 + 3h_3 - 1.0$と近似することから、水叩きの厚さに応用したものである。水叩きの厚さとそれ以外に水褥池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあることに注意する。</p> <p>揚圧力から求める式は、水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求められたものである。高さ5m以上の堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。</p> <p>一般には、地盤が不良な場合において、経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足する場合にこれを増加させるか、または基礎処理によって対処するか検討する。</p> <p>水叩きの厚さは原則として3.0m以下とする。水叩き下面の岩質が、軟岩～節理の多い硬岩の場合は0.7mまで減ずることができる。</p> <p>(2) 水叩き長さ(L) (図3.8.3(a)において)</p> $L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$ <p>この経験式は過去の堤高20m程度の高さまでの経験から出されたもので、係数については堤高が低いほど大きくとる。そこで、堤高10m未満の場合には2.0、堤高10m以上の場合には1.5を標準とする。</p> <p>参考までに、</p>	<p>(2) 揚圧力から求める式</p> $t \geq 4/3 \cdot (\Delta h - \Delta u) / (W_c - 1)$ <p> W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³) Δh : 上下流水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$ h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m) h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m) Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力 (m) $\Delta u = \Delta h \cdot l' / l$ l : 総浸透経路長 (m) l' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m) 4/3 : 安全率 </p>  <p>図 9-4-65 揚圧力式による水叩きの厚さ</p> <p>経験式は、砂防堰堤前庭部の洗掘深に関するRiediegerの式が、$h_3 < 5.0\text{m}$、$h_1 < 10.0\text{m}$の範囲で$0.6H_1 + 3h_3 - 1.0$と近似することから、水叩きの厚さに応用したものである。水叩きの厚さとそれ以外に水褥池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあることに注意する。</p> <p>揚圧力から求める式は、水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求められたものである。高さ5m以上の堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。</p> <p>一般には、地盤が不良な場合において、経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足する場合にこれを増加させるか、又は基礎処理によって対処するか検討する。</p> <p>水叩きの厚さは原則として3.0m以下とする。ただし、水叩き下面が岩盤であり、岩質が軟岩～節理の多い硬岩の場合は0.7mまで減ずることができる。</p> <p>5.4.2 水叩き長さ</p> <p>経験式は過去の堤高20m程度の高さまでの経験から出されたもので、係数については堤高が低いほど大きくとる。そこで、堤高10m未満の場合には2.0、堤高10m以上の場合には1.5を標準とする。</p> $L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$ <p> L : 本、副堰堤間の長さ（本堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ） (m) H_1 : 水叩き天端（又は基礎岩盤面）からの本堰堤の高さ (m) h_3 : 本堰堤の越流水深 (m) 係数：堤高$H < 10\text{m}$: 2.0、 堤高$H \geq 10\text{m}$: 1.5 </p> <p>参考までに、本堰堤の下流のり及び副堰堤又は垂直壁の天端幅を除いた水叩きの長さL_1は、次式で求めることができる（図 9-4-64参照）。</p>

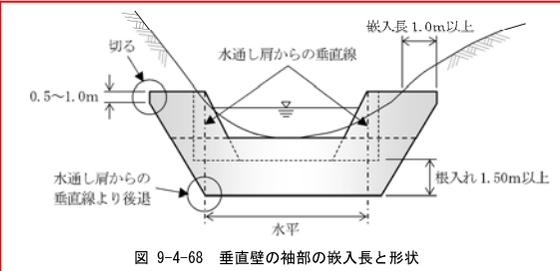
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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 style="text-align: center;">$L_0 = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_0) - n H_1 - t$</p> <p>$L_0$: 水叩き長さ (m) H_1: 本堰堤の堰高 (m) h_0: 堰頂上流側の水深 (m) n: 本堰堤の勾配 (1:n) t: 副堰堤又は垂直壁の天端幅 (m)</p> <p>3.8.4 垂直壁</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>垂直壁の水通し天端高は、現河床面に同じか、または低くし、水叩き末端の高さに合わせる。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅を 0.7m、本堰堤天端幅以下とする。原則として袖を設け水平とし、高さは水叩きの下面から 1.50m 以上の根入れをとった高さとする。また、下流側の法面は 1:0.2 の勾配とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>垂直壁の水通し断面は本堰と同一とし、現河床面に擦り付けなければならない。その構造は、袖を設け、袖の天端は水平とする。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅は水叩き厚さの最低厚さである 0.7m とする。上限は本堰堤の天端幅とする。垂直壁の高さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定めるものであるが、水叩き下面より 1.5m 以上とすることを標準とする。</p> <p>垂直壁下流面には法勾配をつけ、勾配は 1:0.2 とする。</p> <p>また、水叩き基礎地盤が軟岩～節理の多い硬岩の場合に水叩き厚さを 0.7m まで減じた場合は、天端幅も 0.7m とする。</p>  <p style="text-align: center;">図3.8.4 垂直壁</p>	<p style="text-align: center;">$L_0 = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_0) - n H_1 - t$</p> <p>$n$: 本堰堤の下流のり勾配 (1:n) t: 副堰堤又は垂直壁の天端幅 (m)</p> <p>小規模溪流であつて、支流の合流がない溪流に設置する砂防堰堤においては、水叩き長は本章第3節 5.3.1 (2) に示す半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤下流側の侵食に対応する必要がある。</p> <p>なお、堰堤計画箇所が湾曲部であり、副堰堤による方向修正を行う場合の水叩きの長さは、図 9-4-66 に示すとおり長さが短い内湾側で確保する。</p> <div style="border: 1px solid red; padding: 10px; margin: 10px 0;">  <p style="text-align: center;">図 9-4-66 湾曲部における水叩きの長さ</p> </div> <p>5.5 垂直壁</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>垂直壁の水通し天端高は、現河床面に同じか又は低くし、水叩き末端の高さに合わせる。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅を 0.7m、本堰堤天端幅以下とする。原則として袖を設け水平とし、高さは水叩きの下面から 1.50m 以上の根入れを確保した高さとする。また、下流側の法面は 1:0.2 の勾配とする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>5.5.1 本体</p> <p>垂直壁の水通し断面は本堰堤の考え方に従い、下流端で現河床面に擦り付けなければならない。天端幅は水叩きの厚さと同程度とし、最低幅は水叩き厚さの最低厚さである 0.7m、上限は本堰堤の天端幅とする。</p> <p>垂直壁の高さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、流量、河床勾配、河床材料等を調べるとともに、近傍の類似河川の実態を調査して定めるものであるが、水叩き下面より 1.5m 以上とすることを標準とする。</p> <p>垂直壁下流面には法勾配をつけ、勾配は 1:0.2 とする。上流面は直とする。</p> <p>また、水叩き基礎地盤が軟岩～節理の多い硬岩の場合に水叩き厚さを 0.7m まで減じた場合は、天端幅も 0.7m とする。</p>  <p style="text-align: center;">図 9-4-67 垂直壁</p>

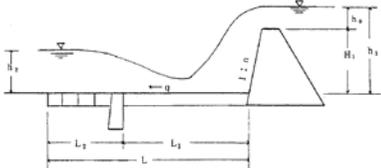
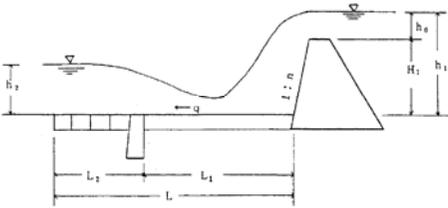
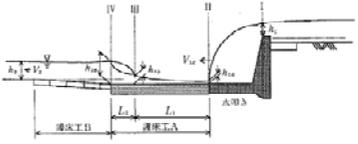
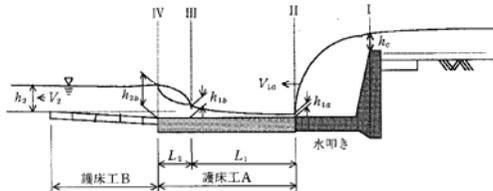
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>3.8.5 護床工</p> <p>護床工は、副堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。</p> <p>解 説</p> <p>一般に、落水水脈のエネルギーは副堤や水叩き工で完全に減勢されないため、副堤や垂直壁の下流部は洗掘を受けやすい。このような場合は、この部分の河床抵抗と粗度の増大を図り、洗掘を軽減させるための護床工が必要となる。護床工は河床材料、河床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとし、材料はふとんカゴ、護床ブロック等下流渓床構成材と馴染みを考慮したものを設置する。</p> <p>護床工の長さは、溪流の川幅等によって射流域・跳水位置が異なることから、床止めの場合に用いる計算式を考慮する必要がある。よって、計画流量によって計算式を使い分けることとする。使い分けについては表3.8.5のとおりとする。</p> <table border="1" data-bbox="360 1326 887 1442"> <caption>表3.8.5 護床工の算出式</caption> <thead> <tr> <th>計画流量</th> <th>護床工長さの計算式</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>200m³/s未満</td> <td>ブライの式</td> <td></td> </tr> <tr> <td>200m³/s以上</td> <td>床止め護床工の式</td> <td>改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(1)P.57～58を参照</td> </tr> </tbody> </table> <p><small>注) 床止め護床工の式を用いる際には、水叩きの長さを計算することになるが、実際に採用する水叩き長さは、9.8.3により算出されたものとする。</small></p>	計画流量	護床工長さの計算式	備 考	200m ³ /s未満	ブライの式		200m ³ /s以上	床止め護床工の式	改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(1)P.57～58を参照	<p>5.5.2 袖 部</p> <p>垂直壁には袖部を設け、袖天端の勾配は水平、袖天端幅は水通し天端幅と同一とする。</p> <p>垂直壁の上流側には基本的に側壁護岸が設置されるため、垂直壁の袖部に流水が直撃したり、嵌入部に流水が回る可能性は低い。そのため、袖部の地山への嵌入長は本堰堤よりも小さくし、地質を問わず1.0m以上を基本とする。斜面勾配が急勾配で大規模な掘削が生じる場合はこの限りはないが、護岸工や盛土等により1.0m以上の嵌入長を確保できるように対処することが望ましい。</p> <p>垂直壁の正面形状は、上流側の側壁護岸を包括できる形状とし、最下段の床付面は水通し肩から下ろした垂直線までは水平する。また、袖部の端部は、鋭角に打設すると弱部となり破損するおそれがあることから、高さ0.5～1.0mで切り上げて直とすることを基本とするが、岩盤の場合はこの限りではない。</p>  <p>図 9-4-68 垂直壁の袖部の嵌入長と形状</p> <p>5.6 護床工</p> <p>護床工は、副堰堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止し得る構造として設計するものとする。</p> <p>解 説</p> <p>一般に、落水水脈のエネルギーは副堰堤や水叩き工で完全に減勢されないため、副堰堤や垂直壁の下流部は洗掘を受けやすい。このような場合は、この部分の河床抵抗と粗度の増大を図り、洗掘を軽減させるための護床工が必要となる。護床工は河床材料、河床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとし、材料はふとんカゴ、護床ブロック等下流渓床構成材と馴染みを考慮したものを設置する。</p> <p>護床工の長さは、溪流の川幅等によって射流域・跳水位置が異なることから、床止めの場合に用いる計算式を考慮する必要がある。よって、計画流量によって計算式を使い分けることとする。使い分けについては表 9-4-35のとおりとする。</p> <table border="1" data-bbox="1384 1300 1921 1423"> <caption>表 9-4-35 護床工の算出式</caption> <thead> <tr> <th>計画流量</th> <th>護床工長さの計算式</th> <th>備 考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>200m³/s未満</td> <td>ブライの式</td> <td></td> </tr> <tr> <td>200m³/s以上</td> <td>床止め護床工の式</td> <td>改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(1)P.57～58を参照</td> </tr> </tbody> </table>	計画流量	護床工長さの計算式	備 考	200m ³ /s未満	ブライの式		200m ³ /s以上	床止め護床工の式	改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(1)P.57～58を参照
計画流量	護床工長さの計算式	備 考																	
200m ³ /s未満	ブライの式																		
200m ³ /s以上	床止め護床工の式	改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(1)P.57～58を参照																	
計画流量	護床工長さの計算式	備 考																	
200m ³ /s未満	ブライの式																		
200m ³ /s以上	床止め護床工の式	改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編(1)P.57～58を参照																	

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) プライの式</p> $L = L_1 + L_2 = 0.67 \cdot C_c \cdot (H_1 \cdot q)^{1/2}$ <p>L_1 : 水叩き長さ (m) L_2 : 垂直壁幅と護床長さ (m) C_c : 下流渓床構成に見合うクリープ比 (p.9-3-48 表3.6.1(f)クリープ比より) H_1 : 落差 (m) q : 単位幅流量 (m³/s)</p> <div style="text-align: center;">  <p>図3.8.5(a) プライ式による護床工長さ</p> </div>	<p>5.6.1 プライの式</p> $L = L_1 + L_2 = 0.67 \cdot C_c \cdot (H_1 \cdot q)^{1/2}$ <p>L_1 : 水叩き長さ (m) L_2 : 垂直壁幅と護床長さ (m) C_c : 下流渓床構成に見合うクリープ比 (本章第3節4.6.1(5)表 9-4-31 クリープ比より) H_1 : 落差 (m) q : 単位幅流量 (m³/s)</p> <div style="text-align: center;">  <p>図 9-4-69 プライ式による護床工長さ</p> </div>
<p>(2) 床止め護床工の式</p> <p>砂防堰堤水叩き下流側の護床工の長さは、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間（護床工A）と、その下流の整流区間（護床工B）とに分けて求めることができる。（図3.8.5(b)）</p> <div style="text-align: center;">  <p>図3.8.5(b) 下流護床工（床止工基準より）</p> </div> <p>護床工Aの区間長は、$L = L_1 + L_2$で表すことができる。</p> <p>L_1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間 L_2 : 跳水発生区間</p>	<p>5.6.2 床止め護床工の式</p> <p>床止め護床工の式による砂防堰堤水叩き下流側の護床工の長さは、<u>図 9-4-70</u>に示すとおり、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間（護床工A）と、その下流の整流区間（護床工B）とに分けて求めることができる。</p> <p>なお、床止め護床工の式では水叩きの長さを計算するが、採用する水叩きの長さは、<u>本章第3節5.4.1</u>により算出されたものとする。</p> <div style="text-align: center;">  <p>図 9-4-70 下流護床工（床止工基準より）</p> </div> <p>護床工Aの区間長は、<u>次式</u>で表すことができる。</p> $L = L_1 + L_2$ <p>L_1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間 L_2 : 跳水発生区間</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>射流区間長L_1と跳水発生区間長L_2の計算は、低水流量から計画流量までの流量について堰堤本体から落下した流水の跳水現象を検討することにより以下の手法で計算することができる。</p> <p>① 越流落水深h_{10}の計算 I-II断面間の関係はエネルギー保存式に$V_{10} = q/h_{10}$ (q:単位幅流量)を代入してh_{10}の多項式とし、トライアル計算により越流落水深h_{10}を求める。</p> <p>② 跳水開始水深h_{10}の計算 III-IV断面間で発生している跳水の開始水深を床止め下流部の水深h_2、床止め下流部のフルード数F_2より求める。</p> <p>③ 本体直下水深h_{10}と跳水開始水深h_{10}との比較 ア. $h_{10} = h_{10}$の場合 跳水は本体越流落下直下流より発生する。したがって、射流区間L_1は発生せず、跳水発生区間長L_2のみの計算となる。跳水発生区間長は下流水深h_2の4.5~6倍程度であるため、護床工A区間長Lは次式により算出される。 $L = L_2 = (4.5 \sim 6) \cdot h_2$ イ. $h_{10} > h_{10}$の場合 もぐり跳水となるため護床工A区間を特に設置する必要はない。ただし、河床上で噴流が走る可能性があるため、護床工B区間長を長めに取る必要がある。 ウ. $h_{10} < h_{10}$の場合 水叩き下流端から跳水が発生するまで射流区間が発生し、位置が本体越流落下点より下流へ移動するため、この分、護床工Aを長くする必要がある。したがって、護床工A区間長は次式により算出される。 $L = L_1 + L_2$ L_1は、h_{10}がh_{10}の水位まで上昇する間の長さであり、水面形を求めることにより求められる。よって必要な護床工A区間長Lは、先の跳水の発生区間の長さとして併せて次式となる。 $L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \cdot h_2$ 急流河川では、跳水発生前の射流区間L_1が長くなりすぎ、護床工施工延長が長くなってしまふことがある。この場合には、エンドシル、バップルピア、段上がり等による強制跳水で区間を短縮する方法が有効である。</p>	<p>射流区間長L_1と跳水発生区間長L_2の計算は、低水流量から計画流量までの流量について堰堤本体から落下した流水の跳水現象を検討することにより以下の手法で計算することができる。</p> <p>(1) 越流落水深h_{10}の計算 図9-4-70のI-II断面間の関係は、エネルギー保存式に$V_{10} = q/h_{10}$ (q:単位幅流量)を代入してh_{10}の多項式とし、トライアル計算により越流落水深h_{10}を求める。</p> <p>(2) 跳水開始水深h_{10}の計算 図9-4-70のIII-IV断面間で発生している跳水の開始水深を、床止め下流部の水深h_2、床止め下流部のフルード数F_2より求める。</p> <p>(3) 本体直下水深h_{10}と跳水開始水深h_{10}との比較 ① $h_{10} = h_{10}$の場合 跳水は本体越流落下部の直下流より発生する。従って、射流区間L_1は発生せず、跳水発生区間長L_2のみの計算となる。跳水発生区間長は下流水深h_2の4.5~6倍程度であるため、護床工Aの区間長Lは次式により算出される。 $L = L_2 = (4.5 \sim 6) \cdot h_2$ ② $h_{10} > h_{10}$の場合 もぐり跳水となるため、護床工A区間を特に設置する必要はない。ただし、河床上で噴流が走る可能性があるため、護床工B区間長を長めに取る必要がある。 ③ $h_{10} < h_{10}$の場合 水叩き下流端から跳水が発生するまで射流区間が発生し、位置が本体越流落下点より下流へ移動するため、この分、護床工Aを長くする必要がある。従って、護床工A区間長は次式により算出される。 $L = L_1 + L_2$ L_1は、h_{10}がh_{10}の水位まで上昇する間の長さであり、水面形を求めることにより求められる。よって必要な護床工Aの区間長Lは、先の跳水の発生区間の長さとして併せて次式となる。 $L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \cdot h_2$ 急流河川では、跳水発生前の射流区間L_1が長くなりすぎ、護床工施工延長が長くなってしまふことがある。この場合には、エンドシル、バップルピア、段上がり等による強制跳水で区間を短縮する方法が有効である。</p>

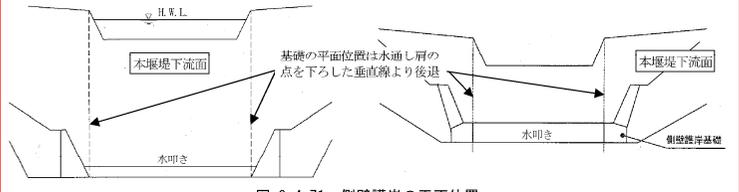
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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））	新（改定後）
	<p>5.6.3 護床工の重量</p> <p>護床工に護床ブロックを用いる場合の重量（大きさ）は、近傍の河川や溪流の施工例、渓床勾配、河床材料、対象流量等によって総合的に決定するが、護床ブロック（コンクリートブロック）を用いる場合の一般的設計手法を以下に示す。なお、一般に単体として計算する方が安全である。計算にあたっては、「護岸の力学設計法」も参照すること。</p> <p>(1) 滑動に対する安定</p> $R/P \geq n$ $P = C_d \cdot W_b \cdot \epsilon \cdot A \cdot (V^2/2g)$ $R = \mu \cdot W_b$ $W_b = (1 - W_c/W_c) W \cdot K$ <p>n : 安全率（一般に1.2程度） P : ブロックに作用する動水圧 (kN) R : ブロックの抵抗力 (kN) C_d : 抗力係数（一般に1.0を用いる） W_b : 流水単位体積重量（一般に11.77kN/m³を用いる） ϵ : 遮へい係数（単体：1、群体：0.40） A : 投影面積（群体の場合は、全体の高さ×幅） (m²) V : 水流の平均速度流 (m/s) g : 重力加速度 (9.81m/s²) μ : 摩擦係数（一般に0.8を用いる） W_b : 水中におけるブロック重量 (kN) W_c : ブロック空中単位体積重量（一般に22.56kN/m³） W : ブロック空中重量 (kN) K : ブロックの個数（個） h : 計画水深 (m)</p> <p>(2) 転倒に対する安定</p> $X \cdot W_b > Y \cdot P$ <p>X : ブロックの支点から重心までの水平距離 (m) Y : ブロックの支点から重心までの鉛直距離 (m)</p>

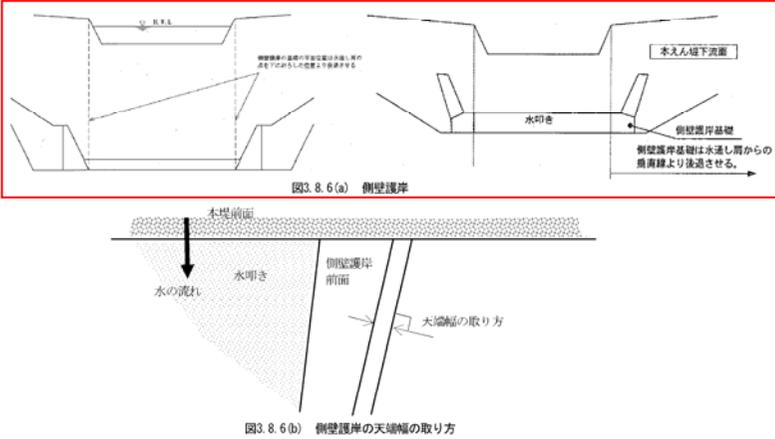
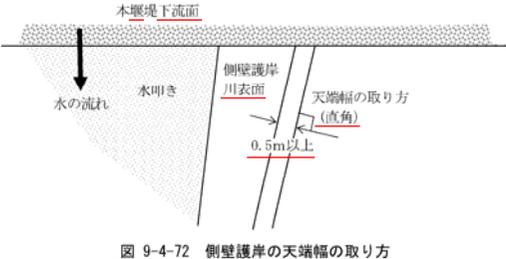
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>3.8.6 側壁護岸</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>砂防堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堰堤と副堰、または垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。 側壁護岸の基礎の平面位置は、堰堤から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>側壁護岸は、砂防堰堤天端から落下する流水による堰堤下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設けるものとする。</p> <p>側壁護岸は、本体と一体となってその目的を達成するものであり、慎重に設計する必要がある。側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とする。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位およびはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般的であるが、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。</p> <p>側壁護岸工の設計においては次の点に留意する。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 側壁護岸の基礎の平面位置は、水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。 ② 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし、下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。 ③ 側壁護岸の材質は、流下砂礫の衝撃等に対して安全堅固とするため、コンクリートとすることが一般的であるが、コンクリートよりも堅固といえる岩盤等が露頭している場合は、側壁護岸は設けない。 ④ 側壁護岸の川側法勾配は1:0.5を標準とする。 ⑤ 側壁護岸の天端は、下流端を副堰もしくは垂直壁の袖天端と同高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し、上流に向かって水平以上の勾配とする。 ⑥ 側壁護岸の水抜きは、原則として設けないが、背面の地下水位が高く水圧を抜くことが賢明と判断される場合に限り、常時湛水がない水位に設けることができる。なお、この場合は、吸出し防止材を設置する。 ⑦ 側壁護岸の天端幅は、側壁の天端側線沿って直角に必要な幅をとること。最低幅は0.50mとする。 	<p>5.7 側壁護岸</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>砂防堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堰堤と副堰堤、又は垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。 側壁護岸の基礎の平面位置は、堰堤から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>側壁護岸は、砂防堰堤天端から落下する流水による堰堤下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設けるものとする。</p> <p>側壁護岸は、本体と一体となってその目的を達成するものであり、慎重に設計する必要がある。側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とする。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位及びはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般的であるが、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。</p> <p>側壁護岸工の設計においては次の点に留意する。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 側壁護岸の基礎の平面位置は、水通し肩の点を下ろした垂直線より後退させなければならない。 ② 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし、下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。 <div style="text-align: center; margin: 10px 0;">  <p>図 9-4-71 側壁護岸の平面位置</p> </div> <ol style="list-style-type: none"> ③ 側壁護岸の材質は、流下砂礫の衝撃等に対して安全堅固とするため、コンクリートとすることが一般的であるが、コンクリートよりも堅固といえる岩盤等が露頭している場合は、側壁護岸は設けない。 ④ 側壁護岸の川側法勾配は1:0.5を標準とする。 ⑤ 側壁護岸の構造は、安定計算を行う。もたれ式護岸の場合の川側法勾配は、安定計算により決定する。川側安定性は、転倒・滑動・支持力の3安定とし、水叩工等による受働側の力は無視する。また、地下水位が高い場合は水抜き孔を設け、水圧・浮力は考慮しない。 ⑥ 側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤もしくは垂直壁の袖天端と同高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し、上流に向かって水平以上の勾配とする。 ⑦ 垂直壁へ取り付ける場合は、垂直壁の水通し部に擦り付けること。副堰堤の場合は、溪岸に沿って側壁護岸を設けても良い。

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））	新（改定後）
<p>⑧ 側壁護岸を設置するための切土法面は、「労働安全衛生規則」「構造物施工の場合の掘削勾配（長野県土木部）」に適したものとすること。</p> <p>⑨ 擁壁構造の検討に際しては、盛土形状による安定性の比較および必要となる裏型枠の埋め殺しなども含めた経済性等、総合的に判断すること。</p> <p>⑩ 側壁護岸の構造は、安定計算を行うこと。安定性は、転倒・滑動・支持力の3安定とし、水叩工などによる受動側の力は無視する。また、地下水位が高い場合は水抜き孔を設け、水圧・浮力は考慮しない。</p> <p>⑪ 垂直壁へ取り付けする場合は、垂直壁の水通し部に擦り付けること。副堤の場合は、溪岸に沿って側壁護岸を設けても良い。</p>  <p>図3.8.6(a) 側壁護岸</p> <p>図3.8.6(b) 側壁護岸の天端幅の取り方</p> <p>3.8.7 取合工</p> <p>砂防堰堤の前庭保護工として副堤、垂直壁などを設ける場合において、下流の地形に擦り付かない場合があるが、この場合は床固工により落差処理を行い、現溪床に擦り合わせるものとする。 また、堰堤の下流に渓流保全工等の護岸工を連続させて計画する場合などは、断面の取付護岸工を設けるものとする。</p> <p>解 説</p> <p>(1) 縦断の取合せ</p> <p>溪床勾配が急な場合、垂直壁等の下流端で現溪床高と一致しない場合がある。この場合には、水叩きの下流端に床固工を設け、落差処理を行うものとする。なお、この場合の床固工は、単独の床固工として計画する。</p> <p>また、現溪床高に小差で擦り付かない場合等は、図3.8.7中図で示されているとおり、水叩きに勾配を付けることで処理することができるものとする。</p>	<p>⑧ 側壁護岸の水抜きは、原則として設けないが、背面の地下水位が高く水圧を抜くことが賢明と判断される場合に限り、常時湛水がない水位に設けることができる。なお、この場合は、吸出し防止材を設置する。</p> <p>⑨ 側壁護岸の天端幅は、側壁の天端側線に沿って直角に必要な幅をとること。最低幅は0.5mとする。</p> <p>⑩ 側壁護岸を設置するための切土法面は、「労働安全衛生規則」「構造物施工の場合の掘削勾配（長野県土木部）」に適したものとすること。</p> <p>⑪ 擁壁構造の検討に際しては、盛土形状による安定性の比較及び必要となる裏型枠の埋め殺し等も含めた経済性等、総合的に判断する。</p> <p>⑫ 側壁護岸には10m毎に目地を設置する。</p> <p>第4章第3節5.7の文中へ移動</p>  <p>図 9-4-72 側壁護岸の天端幅の取り方</p> <p>5.8 取合工</p> <p>砂防堰堤の前庭保護工として副堰堤、垂直壁等を設ける場合において、下流の地形に擦り付かない場合があるが、この場合は床固工により落差処理を行い、現溪床に擦り合わせるものとする。 また、堰堤の下流に渓流保全工等の護岸工を連続させて計画する場合等は、同断面以上の取付護岸工を設けるものとする。</p> <p>解 説</p> <p>5.8.1 縦断の取合せ</p> <p>溪床勾配が急な場合、垂直壁等の下流端で現溪床高と一致しない場合がある。この場合には、水叩きの下流端に床固工を設け、落差処理を行うものとする。なお、この場合の床固工は単独の床固工として計画するものとし、本章第5節に準じて設計を行う。</p> <p>また、現溪床高に小差で擦り付かない場合等は、図 9-4-74で示されているとおり、水叩きに勾配を付けることで処理することができるものとする。</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））

(2) 下流溪岸への取合せ（取付護岸工）

溪流保全工を要しない溪流の場合、堰堤もしくは床固工下流は自然溪岸との擦り合わせが必要となる。この場合、その必要延長は現場条件によるところが大きく、一概に定めることはできないが、堤内地の利用状況（宅地、農地など）を勘案し、延長をできる限り短く計画すること。また、目的等からも溪流保全工とは別の構造物であり、砂防施設として適当であるかを十分検討して計画すること。

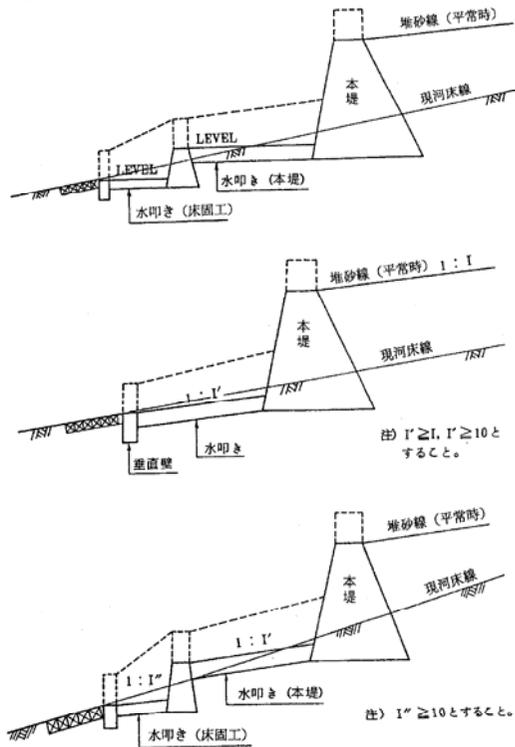


図3.8.7 取合工事例

新（改定後）

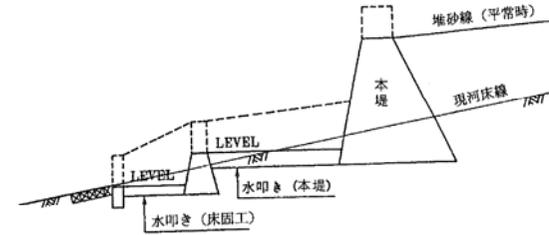


図 9-4-73 取合工事例1（床固工を設けて落差処理を行う場合）

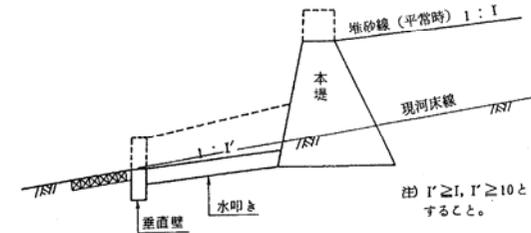


図 9-4-74 取合工事例2（水叩きに勾配を付けて処理する場合）

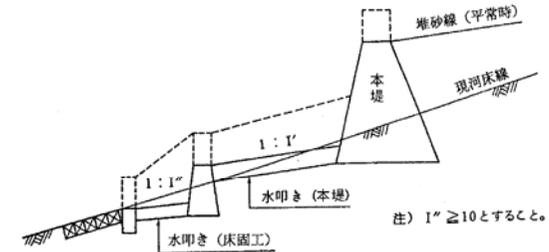


図 9-4-75 取合工事例3（水叩きに勾配を付け、床固工でも落差処理を行う場合）

5.8.2 下流溪岸への取合せ（取付護岸工）

溪流保全工を要しない溪流の場合、堰堤もしくは床固工下流は自然溪岸との擦り合わせが必要となる。この場合、その必要延長は現場条件によるところが大きく、一概に定めることはできないが、堤内地の利用状況（宅地、農地等）を勘案し、延長をできる限り短く計画すること。また、目的等からも溪流保全工とは別の構造物であり、砂防施設として適当であるかを十分検討して計画すること。

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

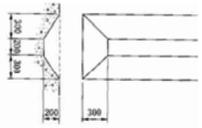
旧（改定前（平成28年4月1日版））	新（改定後）
<p>3.9 継目の設計</p> <p>3.9.1 横継目の設計</p> <div data-bbox="235 555 981 592" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>横継目の間隔は9～15m程度とし、歯型を設ける。また、横継目からの漏水防止のため止水板を配置する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤のブロック割は</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリートの硬化時の水和熱に起因する温度ひび割れの発生防止 ・ コンクリートの打設設備の能力から定まる一日あたりのコンクリート打設量による制約 <p>の条件によって定まるが、一般的な横継目間隔として横継目間隔は9～15mを標準とする。これに伴い、横継目は漏水、浸透の経路となり、劣化防止の観点に加え、横継目は止水板により止水処理を施さなければならない。ちなみに、1回のリフト高は0.75m～2.0mとする。</p> <p>また、重力式コンクリート堰堤は二次元構造物として設計されるため、理論的には横継目には歯型を必要としないが、堰堤の一体性を期待し、その安全性をより確実にするため、横継目には歯型を設けることを標準とする。</p> <div data-bbox="235 973 985 1197"> <p>図3.9.1(a) 横継目間隔</p> <p>図3.9.1(c) 横継目における歯型の配置</p> </div> <div data-bbox="235 1260 985 1484"> <p>図3.9.1(b) 止水板</p> <p>図3.9.1(d) 横継目の歯型形状</p> </div>	<p>6. 付属物等の設計</p> <div data-bbox="1265 395 2004 454" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>砂防堰堤の継目や付属物である水抜き、間詰め等は、その機能及び安全性が得られる構造とし、経済性にも配慮して設計するものとする。</p> </div> <p>6.1 継目の設計</p> <p>6.1.1 横継目の設計</p> <div data-bbox="1265 555 2004 592" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>横継目の間隔は9～15m程度とし、横継目からの漏水防止のため止水板を配置する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>砂防堰堤のブロック割は下記の2つの条件によって定まるが、一般的な間隔として横継目間隔は9～15mを標準とし、横継目は水通し肩から天端幅以上離れた位置に設置する。また、段切り勾配部には設置しないことが望ましく、やむを得ず設置する場合は地山側に1m以上の小段を設置し、小段部に設置する場合は法尻から1m程度離して設置する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリートの硬化時の水和熱に起因する温度ひび割れの発生防止 ・ コンクリートの打設設備の能力から定まる一日あたりのコンクリート打設量による制約 <div data-bbox="1299 845 1971 1037"> <p>図 9-4-76 横継目間隔及び位置</p> </div> <p>横継目は漏水、浸透の経路となる可能性が高いことから、劣化防止の観点に加え、横継目は止水板により止水処理を施さなければならない。止水板は幅300mm、厚さ7mmの塩化ビニル製を使用し、越流部、非越流部それぞれについて図 9-4-76 (b) 及び図 9-4-77 に示す位置に設置する。</p> <div data-bbox="1299 1197 1971 1452"> <p>図 9-4-77 止水板の設置位置</p> </div>

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>3.9.2 水平打ち継目の設計</p> <div data-bbox="232 400 981 480" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>重力式コンクリート砂防堰堤に設けられる水平打ち継目は、堤体の一体性を損なうものであるから、打設前処理（岩盤清掃、グリーンカット、長期放置リフト面処理、モルタル敷均しなど）を実施し、さらに越冬コンクリートに打ち継ぎする場合には、<u>さらには越冬コンクリートに打ち継ぎする場合には、</u>歯型を設けなければならない。</p> </div> <p>解 説</p> <p>(1) 岩盤清掃 コンクリート堰堤の滑動に対する安全性を確保するため、コンクリート打設に先立って岩着面のはなはだしい凹凸を切削し、圧力水などで浮石、粘土などを除去する。</p> <p>(2) グリーンカット コンクリートの水平打ち継目は、堤体の安定性および水密性を確保する上での弱点となるので、新しいコンクリートを打設する前には、ブリージングによって生じたレイタンスを取除くこと。</p> <p>(3) 長期放置リフトの打設前処理 1ヶ月以上の長期間放置したコンクリート表面に新しいコンクリートを打ち込む際には、サンドブラストや電動ブラシにより水垢や有害物を除去したり、場合によってはチップング処理を行うこと。</p> <p>(4) モルタル敷均し 岩盤面および水平打ち継目面にコンクリートを打ち込む場合は、その付着を良くし、水密な打継目をつくるため、またコンクリートの材料分離の防止のためにモルタルを敷き均す。</p> <p>(5) 歯型 やむを得ず越冬コンクリートに打ち継ぎする場合には、あらかじめ、越冬するコンクリートの堤体軸方向の中央に1本の歯形を設けておくこと。</p> <div data-bbox="448 1098 757 1273" style="border: 1px solid red; padding: 5px;">  <p>図3.9.2 越冬した水平打ち継目に設ける歯型形状</p> </div>	<p>6.1.2 水平打ち継目の設計</p> <div data-bbox="1263 400 2011 464" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>重力式コンクリート砂防堰堤に設けられる水平打ち継目は、堤体の一体性を損なうものであるから、打設前処理（岩盤清掃、グリーンカット、長期放置リフト面処理、モルタル敷均し等）を実施する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>(1) 岩盤清掃 コンクリート堰堤の滑動に対する安全性を確保するため、コンクリート打設に先立って岩着面のはなはだしい凹凸を切削し、圧力水等で浮石、粘土などを除去する。</p> <p>(2) グリーンカット コンクリートの水平打ち継目は、堤体の安定性及び水密性を確保する上での弱点となるので、新しいコンクリートを打設する前には、ブリージングによって生じたレイタンスを取除く。</p> <p>(3) 長期放置リフトの打設前処理 1ヶ月以上の長期間放置したコンクリート表面に新しいコンクリートを打ち込む際には、サンドブラストや電動ブラシにより水垢や有害物を除去したり、場合によってはチップング処理を行う。</p> <p>(4) モルタル敷均し 岩盤面及び水平打ち継目面にコンクリートを打ち込む場合は、その付着を良くし、水密な打継目をつくるため、またコンクリートの材料分離の防止のためにモルタルを敷き均す。</p> <p style="text-align: center; color: red; font-weight: bold;">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 data-bbox="1249 379 1366 400">6.2 打設計画</p> <div data-bbox="1265 411 2002 443" style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><p data-bbox="1281 419 1740 438">打設計画は、リフト高、日打設量、打設順序を考慮して策定する。</p></div> <p data-bbox="1249 469 1305 488">解 説</p> <p data-bbox="1249 499 1462 518">6.2.1 リフト高及び打設量</p> <p data-bbox="1270 529 1998 580">1回のリフト高は0.75m～2.0mとし、基礎面が岩盤の場合や、やむを得ず長い日数にわたって打ち止めていたコンクリートに打継ぐ場合は、1段目はハーフリフト（0.5m程度以上）とする。</p> <p data-bbox="1270 592 1998 671">コンクリート堰堤の場合、旧コンクリート打設後に材齢が表 9-4-36に達した後に新コンクリートを打ち継ぐ。また、日打設量は最大150㎡程度とし、少量の場合は他ブロックと同時打設として日打設量が50㎡以上になるよう打設計画を検討する。</p> <p data-bbox="1518 699 1742 718">表 9-4-36 リフト高と打継間隔</p> <table border="1" data-bbox="1422 719 1839 831"><thead><tr><th>リフト高</th><th>新コンクリート打継ぎまでの日数</th></tr></thead><tbody><tr><td>0.75m以上 1.0m未満</td><td>3日（中2日）</td></tr><tr><td>1.0m以上 1.5m未満</td><td>4日（中3日）</td></tr><tr><td>1.5m以上 2.0m以下</td><td>5日（中4日）</td></tr></tbody></table>	リフト高	新コンクリート打継ぎまでの日数	0.75m以上 1.0m未満	3日（中2日）	1.0m以上 1.5m未満	4日（中3日）	1.5m以上 2.0m以下	5日（中4日）
リフト高	新コンクリート打継ぎまでの日数								
0.75m以上 1.0m未満	3日（中2日）								
1.0m以上 1.5m未満	4日（中3日）								
1.5m以上 2.0m以下	5日（中4日）								

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 360 1375 379">6.2.2 打設順序</p> <p data-bbox="1272 392 1435 411">(1) 本堰堤の打設順序</p> <p data-bbox="1296 424 1989 443">本堰堤は下記を考慮して横継目及び水平打継目の位置、打設順序等を決定し、打設計画を検討する。</p> <ul data-bbox="1285 464 2002 576" style="list-style-type: none">・最下段の床付面を最初に打設する。・水通し部は、常に左右岸のブロックよりも低くなるよう打設する。・隣接ブロックの高低差は、堰堤軸方向で8リフト以内とする。上下流方向にブロックを分ける場合は、4リフト以内とする。 <p data-bbox="1272 619 1480 638">(2) 前庭保護工との打設順序</p> <p data-bbox="1281 651 1998 730">前庭保護工を有する砂防堰堤の施工は、本堤の水通し部が現溪床高程度まで打ち上がった時点で垂直壁の打設を行い、次に側壁護岸、水叩きの順序で打設し、前庭保護工完了後に本堤を引き続き打設する順序（図9-4-78に①→②→③→④→⑤で示す順序）で行うことが望ましい。</p> <p data-bbox="1281 743 1998 791">水叩きは、基本的に水平打継ぎはせず、やむを得ず打継面を設ける場合は、鉛直打継面として目地を設ける。また、側壁護岸工と水叩き天端面を同高で打継がない。</p> <div data-bbox="1451 810 1809 954"></div> <p data-bbox="1503 962 1760 981">図 9-4-78 前庭保護工との施工順序</p> <p data-bbox="1249 1018 1346 1037">6.3 型 枠</p> <div data-bbox="1263 1050 2002 1114" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p data-bbox="1281 1054 1998 1102">コンクリート堰堤等の打設に使用する型枠は、一般型枠と残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）に区分し、選定して使用する。</p></div> <p data-bbox="1249 1134 1301 1153">解 説</p> <p data-bbox="1263 1166 1998 1278">型枠は、一般型枠、残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）の3種類に区分される。型枠の選定にあたっては、施工現場における生産性向上の観点から残存型枠を基本に、計画箇所地形、地質、土石流の発生頻度等を勘案し、安全性にも配慮した型枠を選定する。各型枠の名称と定義及び要件は、以下のとおりである。</p> <p data-bbox="1249 1321 1536 1340">6.3.1 取外しをする型枠（一般型枠）</p> <p data-bbox="1281 1353 1998 1401">一般的に使用される型枠であり、コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後に取外しをする型枠である。</p>

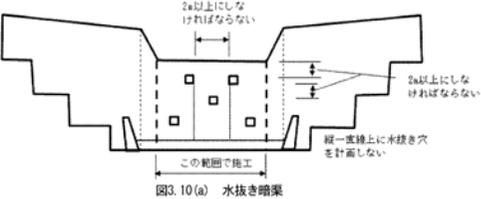
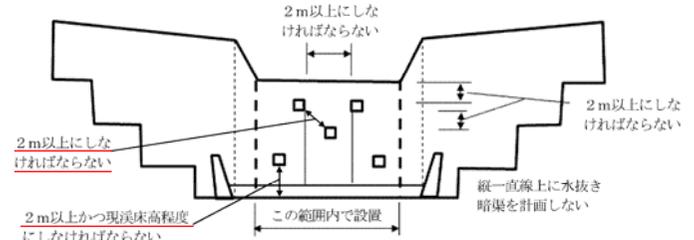
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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））	新（改定後）
	<p>6.3.2 取外しをしない型枠</p> <p>(1) 残存型枠（外壁兼用型）</p> <p>コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後、取外しをしないでコンクリート構造物の外壁として活用される型枠である。</p> <p>残存型枠（外壁兼用型）は、以下の要件を満足するものでなければならないが、要件を満足する残存型枠であっても、砂防堰堤等の設計断面内に含めてはならない。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・主要材料のモルタル及びコンクリートは、本体コンクリートの品質を損なうものであってはならない。 ・型枠製品内蔵の補強部材（専用組立部材含む）は、型枠本体に内蔵していること。また、補強部材が鉄製の場合には、必要な防錆処理又は防錆対策（エポキシ樹脂塗装又は同等以上の防錆処理）が施されているものとする。 ・コンクリート打設時の側圧に耐える強度（コンクリート打込み面上より1.0mの高さからコンクリートを打込む際の側圧に耐える強度）を有していること。 ・コンクリートと一体化（コンクリートと残存型枠が剥離しない）する機能を有していること。 ・耐凍結融解性（凍結融解試験による）を有しており、ひび割れ又は破損した場合でも容易に剥落しないこと。 <p>(2) 残存型枠（構造物一体型）</p> <p>コンクリート構造物を型枠工法により施工する場合において、コンクリート打設後、取外しをしないでコンクリート構造物の一部として活用される型枠である。</p> <p>残存型枠（構造物一体型）は、残存型枠（外壁兼用型）の要件に加え、以下の要件も満足するものでなければならないが、要件を満足する場合は設計断面内に含めることができる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・材料及び構造が砂防堰堤等の本体として必要な耐久性及び一体性が確保されている他、堰堤の上流面に使用する場合は、土石流（設計土石流衝撃力）に対する耐衝撃性等を有することが、公的機関により証明されていること。 ・単位体積重量及び圧縮強度は、本体コンクリートと同等（単位体積重量：22.56kN/m³、圧縮強度：18N/mm²又は21N/mm²）以上であること。 <p>(3) 残存化粧型枠</p> <p>残存型枠には、景観等に配慮して表面に化粧等を実施した型枠があり、これを残存化粧型枠という。残存化粧型枠は、残存型枠（外壁兼用型、構造物一体型）いずれに該当する型枠であっても、意匠（化粧）部分は設計断面内に含めてはならない（図9-4-79参照）。</p> <p>また、取外しをする型枠の意匠（化粧）部分についても、同様の扱いとする。</p> <div data-bbox="1646 1236 2004 1444"> </div> <p>図 9-4-79 残存化粧型枠と設計断面の関係</p>

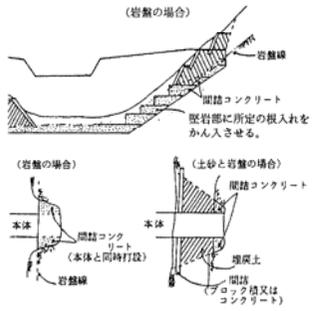
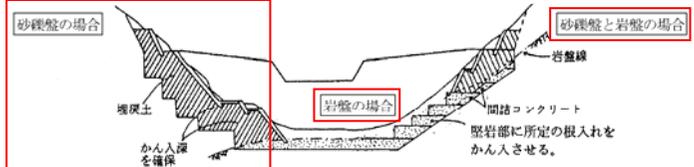
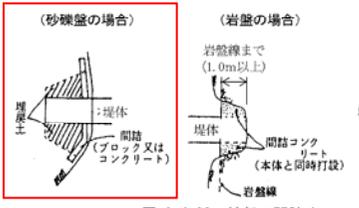
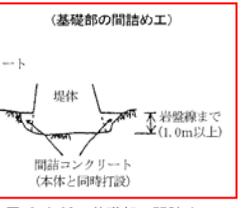
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>3.10 付属物の設計</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>砂防堰堤の付属物である水抜き、間詰め、流木止め等は、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>(1) 水抜き暗渠</p> <p>水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上、水抜き箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては慎重に対処するとともに、必要に応じて鉄筋等により補強するものとする。</p> <p>また、暗渠構造であるため、流木などが詰まりやすく、満砂後は水抜き暗渠からの排水も少なく、堆砂後予期もしないときに土砂礫が噴出して災害が生じた事例がある。</p> <p>水抜き暗渠は、矩形とし、その大きさは0.3m～1.0m程度とする。ただし、溪流の流出する土砂粒径等も考慮すること。</p> <p>④ 設置範囲</p> <p>水抜き孔から流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないように、水通し底幅以内に配置するものとする。</p> <p>② 配 置</p> <p>水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり、芋串状に配置すると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また、同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下左右方向に千鳥配置を基本とする。（図3.10(a)）</p> <p>山脚固定を目的とする砂防堰堤は、早く自然閉塞させるために小さくすることが一般的である。</p> <div style="text-align: center;">  <p>図3.10(a) 水抜き暗渠</p> </div>	<p>6.4 水抜き暗渠</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。</p> </div> <p>解 説</p> <p>不透過型及び部分透過型砂防堰堤には、水抜き暗渠を設置する。水抜き暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量及び配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上、水抜き箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては慎重に対処するとともに、必要に応じて鉄筋等により補強するものとする。</p> <p>また、暗渠構造であるため、流木等が詰まりやすく、満砂後は水抜き暗渠からの排水も少なく、堆砂後予期もしないときに土砂礫が噴出して災害が生じた事例がある。</p> <p>6.4.1 形状</p> <p>水抜き暗渠は、本章第1節2.2に示すとおり、治山施設との区別化を図るため矩形とし、その大きさは0.3m～1.0m程度とする。ただし、溪流の流出する土砂粒径等も考慮する。</p> <p>材質は、形状、施工性、耐久性等を考慮し、ボックスカルバートを基本とする。</p> <p>6.4.2 配 置</p> <p>水抜き孔から流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないように、水通し底幅以内に配置するものとする。</p> <p>水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり、芋串状に配置すると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また、同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下左右方向に千鳥配置を基本とする（図9-4-80参照）。水通し底幅内に横継目を設置する場合は、横継目から1m以上離して配置する。</p> <p>山脚固定を目的とする砂防堰堤は、早く自然閉塞させるために小さくすることが一般的である。また、流出する土砂礫の粒径によって大きさを調整し、土砂礫の突出による下流域での被害や溪流環境悪化を防止する。</p> <div style="text-align: center;">  <p>図9-4-80 水抜き暗渠の配置</p> </div>

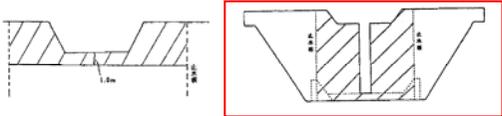
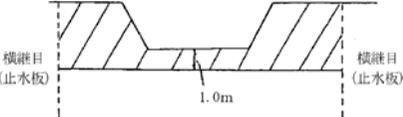
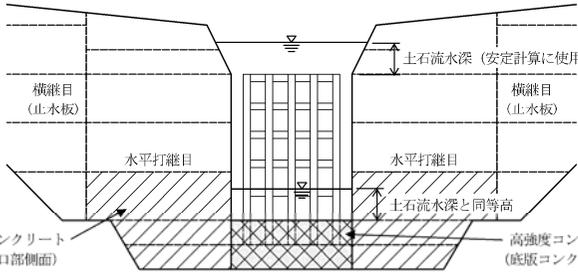
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>(2) 間詰め</p> <p>砂防堰堤の上下流の岩盤余掘り部および堤体と岩盤掘削の空間をコンクリートで充填することを間詰めという。下流側では落下水による洗掘の防止、上流側においては岩盤との密着により、岩盤の風化防止、水浸透の防止に役立つ。</p> <p>砂防堰堤の嵌入部が砂礫の場合には、上砂で盛土・埋め戻すものであるが、盛土勾配等の理由から部分的にふとんカゴの多段積みなどを用いて間詰工とすることもある。ふとんカゴの多段積みを行う場合は、そもそも基礎変形に対する追従性を持つ材料ではあるが、できる限り積高を抑え、また基礎締め固めを十分に行うこと。上流側の間詰工は貯砂範囲に位置することから、不透過型堰堤では特段の理由がない限り行わないものとする。</p> <p>袖部よりも上の切り取り面は、下部をふとんカゴ等の土留めで保護し、上部斜面は盛土、法枠工、植生工、コンクリート吹付工などで保護する。</p>  <p>図9.10(b) 間詰工</p>	<p>6.5 間詰め</p> <p>間詰めは堤体の安定と堰堤設置位置付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意する。</p> <p>解説</p> <p>6.5.1 岩盤の場合</p> <p>砂防堰堤の上下流の岩盤余掘り部及び堤体と岩盤掘削の空間をコンクリートで充填することを間詰めという。下流側では落下水による洗掘の防止、上流側においては岩盤との密着により、岩盤の風化防止、水浸透の防止に役立つ。岩盤の間詰めは、下記の構造とする（図 9-4-81～9-4-83参照）。</p> <ul style="list-style-type: none"> 基礎及び袖部の岩盤余掘り部は、上下流ともコンクリートで現岩盤線まで埋め戻すことを原則とする。 基礎部の埋戻しコンクリートは、本体コンクリートと一体打設を原則とする。 袖部の間詰めコンクリートは、階段状に本体と同時打設することを原則とする。 間詰めコンクリートの高さ、幅は、岩盤の場合の基礎の根入れ深、袖部の嵌入長（それぞれ1m以上）を確保した形状とし、高さは水平打継目の高さと同合わせる。 <p>6.5.2 砂礫盤の場合</p> <p>砂防堰堤の嵌入部が砂礫盤の場合には、上砂で盛土・埋め戻すものであるが、盛土勾配等の理由から部分的にふとんカゴの多段積みなどを用いて間詰工とすることもある。ふとんカゴの多段積みを行う場合は、そもそも基礎変形に対する追従性を持つ材料ではあるが、できる限り積高を抑え、また基礎地盤の締め固めを十分に行う。</p> <p>上流側の間詰工は貯砂範囲に位置することから、不透過型砂防堰堤では特段の理由がない限り行わないものとする。袖部より上部の切土面は、下部をふとんカゴ等の土留めで保護し、上部斜面は盛土、法枠工、植生工、コンクリート吹付工等で保護する。</p>  <p>図 9-4-81 間詰め工</p>  <p>図 9-4-82 袖部の間詰め工</p>  <p>図 9-4-83 基礎部の間詰め工</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>3.11 その他施設の設計</p> <div data-bbox="241 448 983 531" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>水通し天端は、流砂により衝撃、磨耗され破壊されやすいため、堤冠部は高強度コンクリートとする。 大木、道路、遊歩道等が近く人が集まりやすい場所では、転落防止のため、堰堤袖出入口付近に立入り防止柵を設けること。</p> </div> <p>解 説</p> <p>高強度コンクリートは呼び強度を21(N)とする。</p>  <p>図 3.11 堤冠コンクリートの範囲</p> <p style="color: red; text-align: right;">削除</p>	<p>7. その他施設の設計</p> <p>7.1 摩耗等対策</p> <div data-bbox="1265 459 2000 517" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>水通し天端や透過部の底版コンクリート、開口部側面は、転石の衝突や流砂による磨耗によって破壊しやすいため、高強度コンクリートにより保護する。</p> </div> <p>解 説</p> <p>7.1.1 水通し部（不透過型砂防堰堤）</p> <p>不透過型砂防堰堤の水通し天端及び袖小口は、転石の衝突や流砂による磨耗によって破壊しやすいため、高強度コンクリートにより保護する。</p> <p>高強度コンクリートの厚さは水通し天端から1mとし、幅は袖小口を含むブロックの横継目（止水板）までとする。高強度コンクリートは呼び強度を21N/mm²とする。</p>  <p>図 9-4-84 堤冠コンクリートの範囲</p> <p>7.1.2 開口部（透過型・部分透過型砂防堰堤）</p> <p>常時の流水のある溪流の透過型・部分透過型砂防堰堤の開口部には、流水が集中し底版コンクリート（又は部分透過型砂防堰堤の不透過部天端）や開口部側面が転石や流砂によって磨耗し破壊する可能性がある。そのため、常時の流水がある溪流の開口部は、不透過型砂防堰堤の水通し部と同様に高強度コンクリートにより保護する。</p> <p>保護する範囲のうち、底面は透過型砂防堰堤においては底版コンクリート全体、部分透過型砂防堰堤においては水通し部同様に不透過部天端から1mの厚さとし、開口部側面は底版コンクリート又は不透過部天端から土石流水深以上となる水平打継目までとする。また、幅は横継目（止水板）までとする。</p> <div data-bbox="1256 1169 2000 1453" style="border: 1px solid red; padding: 5px;">  </div> <p>図 9-4-85 開口部の高強度コンクリートの範囲（透過型砂防堰堤の場合）</p>

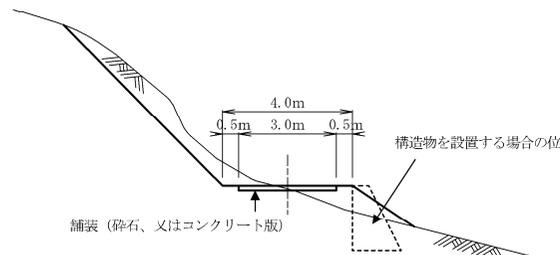
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>立ち入り防止柵は、進入防止を目的とするため、縦桟式で高さ1.0m以上のものとする。</p>  <p>写真 3.11 立ち入り防止柵</p>	<p>7.2 立ち入り防止柵</p> <p>人家、道路、遊歩道等が近く、一般人が立ち入る可能性のある場所には、進入防止のため、堰堤袖部付近に立ち入り防止柵を設ける。</p> <p>解 説</p> <p>堰堤設置位置が人家や農地、道路、遊歩道等に近く、一般人が堰堤袖部付近に立ち入る可能性のある場所には、袖天端からの転落を防止するため、袖部天端や地山嵌入部付近に立ち入り防止柵を設置する。立ち入り防止柵の構造は、進入防止を目的とするため縦桟式とし、高さは1.1m以上のものとする。</p>  <p>写真 9-4-13 立ち入り防止柵</p> <p>7.3 管理用施設</p> <p>7.3.1 管理用道路</p> <p>砂防堰堤には、除石（流木の除去を含む）や点検等のため、車両が通行できる管理用道路を設ける。管理用道路は除石（流木の除去を含む）に使用する資機材搬出入、堆積土砂及び流木の搬出のため、砂防堰堤の堆砂敷内まで車両（ダンプトラック等）が進入できる線形、幾何構造とすることを原則とする。ただし、地形的にやむを得ない場合で、上記以外の方法で確実に実施できる除石（流木の除去を含む）計画を策定する場合はこの限りではないが、この場合においても砂防堰堤直下流までは車両が進入できる管理用道路を設置する。</p> <p>管理用道路の管理主体や費用負担等については、第5章第3節1.3に示す。</p> <p>(1) 適 用</p> <p>管理用道路の構造規格は、林道自動車道2級に準ずる（林道規程による）。なお、林道自動車道2級の縦断勾配は表 9-4-37に示すとおりである。</p> <table border="1" data-bbox="1321 1292 1937 1492"> <caption>表 9-4-37 縦断勾配（林道規程 P.137より）</caption> <thead> <tr> <th rowspan="3">区 分 設計速度 (km/h)</th> <th colspan="8">1 級</th> </tr> <tr> <th colspan="2">2 車線のもの</th> <th colspan="2">1 車線のもの</th> <th colspan="2">2 級</th> <th colspan="2">3 級</th> </tr> <tr> <th>標 準</th> <th>特例値</th> <th>標 準</th> <th>特例値</th> <th>標 準</th> <th>特例値</th> <th>標 準</th> <th>特例値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>40</td> <td>7</td> <td>10</td> <td>7</td> <td>10</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>9</td> <td>12</td> <td>9</td> <td>12</td> <td>9</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>9</td> <td>12</td> <td>9</td> <td>14</td> <td>9</td> <td>(16) 14</td> <td>9</td> <td>(18) 14</td> </tr> </tbody> </table>	区 分 設計速度 (km/h)	1 級								2 車線のもの		1 車線のもの		2 級		3 級		標 準	特例値	40	7	10	7	10	—	—	—	—	30	9	12	9	12	9	—	—	—	20	9	12	9	14	9	(16) 14	9	(18) 14						
区 分 設計速度 (km/h)	1 級																																																				
	2 車線のもの		1 車線のもの		2 級		3 級																																														
	標 準	特例値	標 準	特例値	標 準	特例値	標 準	特例値																																													
40	7	10	7	10	—	—	—	—																																													
30	9	12	9	12	9	—	—	—																																													
20	9	12	9	14	9	(16) 14	9	(18) 14																																													

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) 幅員構成</p> <p>管理用道路の幅員構成は、図 9-4-86を標準とする。なお、現道（林道等）を付け替えて一部を管理用道路として利用する場合や、市町村道認定が受けられる場合はこの限りではないが、図 9-4-86よりも幅員を狭めてはならない。また、必要に応じて排水施設、交通安全施設（防護柵等）、待避所を設ける。</p> <p>(3) 法面勾配等</p> <p>管理用道路の土工部（切盛土部）の法面勾配、段切り高さ、小段等は、「第2編 道路改良事業 第3章 細部設計 第2節 土工」に準拠して地形・地質に応じた構造とする。</p> <p>切盛土法面の保護や土留・法留構造物が必要となる場合は、「第2編 道路改良事業 第3章 細部設計 第3節 法面処理、第4節 法先構造、第5節 擁壁工」に準拠して、現地の地形・地質状況に適した構造物を選定する。</p> <p>現道の付替道路や市町村認定が受けられる管理用道路であっても、砂防施設の管理用道路として使用する区間は、上記のとおりとする。</p>  <p>図 9-4-86 管理用道路の標準横断</p> <p>(4) 舗装構成</p> <p>管理用道路は図 9-4-87に示す碎石舗装とすることを基本とするが、縦断勾配を表 9-4-37に示す右欄の特例値とする場合は、表 9-4-38に示す「② 登降坂時のすべり止め施設」の具体的な内容「④ 舗装」として、コンクリート版舗装とする。</p> <p>表 9-4-38 特例値を適用する場合の交通安全施設等（林道規程 P.138）</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>施設</th> <th>具体的な内容</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>① 登降坂時の運転注意を喚起する標識施設</td> <td>急勾配であることを表示し、運行速度の抑制等を喚起する標識類</td> </tr> <tr> <td>② 登降坂時のすべり止め施設</td> <td>① クラッシュラン等の良質な材料による路盤工 ② セメント安定処理工 ③ 石灰安定処理工 ④ 舗装 ⑤ 舗装におけるすべり止め溝 ⑥ すべり止め用砂等</td> </tr> <tr> <td>③ すべりを生じた場合の逸脱防止施設</td> <td>防護柵</td> </tr> <tr> <td>④ 急な登降坂路下部における緩勾配の区間の設置</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	施設	具体的な内容	① 登降坂時の運転注意を喚起する標識施設	急勾配であることを表示し、運行速度の抑制等を喚起する標識類	② 登降坂時のすべり止め施設	① クラッシュラン等の良質な材料による路盤工 ② セメント安定処理工 ③ 石灰安定処理工 ④ 舗装 ⑤ 舗装におけるすべり止め溝 ⑥ すべり止め用砂等	③ すべりを生じた場合の逸脱防止施設	防護柵	④ 急な登降坂路下部における緩勾配の区間の設置	
施設	具体的な内容										
① 登降坂時の運転注意を喚起する標識施設	急勾配であることを表示し、運行速度の抑制等を喚起する標識類										
② 登降坂時のすべり止め施設	① クラッシュラン等の良質な材料による路盤工 ② セメント安定処理工 ③ 石灰安定処理工 ④ 舗装 ⑤ 舗装におけるすべり止め溝 ⑥ すべり止め用砂等										
③ すべりを生じた場合の逸脱防止施設	防護柵										
④ 急な登降坂路下部における緩勾配の区間の設置											

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="1279 368 2000 451">コンクリート版舗装は、図 9-4-87に示す舗装構成を標準とする。この舗装は、曲げ強度を確保する一般的なコンクリート舗装とは異なることに留意する。なお、コンクリート版の間には曲げに対する用心として溶接金網を設置し、適切な間隔で目地を設ける。</p> <div data-bbox="1294 475 1937 643" style="text-align: center;"> </div> <p data-bbox="1487 655 1765 675">図 9-4-87 管理用道路の舗装構成（例）</p> <p data-bbox="1249 711 1391 730">7.3.2 管理用通路</p> <p data-bbox="1267 743 2000 794">砂防堰堤には、管理（点検）用通路を設置する。管理用通路は、管理用道路から徒歩で堰堤直下流や袖天端に立ち入ることができる位置に設置する。</p> <p data-bbox="1267 807 2000 858">なお、砂防指定地内に設置するボックスカルバートについては、第5章第1節1.3.1(10)に準拠した管理用通路を設ける。</p> <div data-bbox="1294 882 1977 1137" style="text-align: center;"> </div> <p data-bbox="1518 1142 1733 1161">図 9-4-88 管理用通路設置例</p> <p data-bbox="1267 1198 2000 1281">また、不透過型砂防堰堤の水通し部には、水通し部を横断して対岸に渡ることができるように兩岸の袖小口に管理用の梯子を設ける。部分透過型砂防堰堤の水通し部及び開口部に設置する場合は、透過部高さ2m程度を上限に開口部側面にも同等の構造の梯子を設置する。</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 style="text-align: center;">第4節 既設砂防堰堤の改良</p> <p>1. 総説</p> <div data-bbox="1263 443 2002 507" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設砂防堰堤の透過型等への改良を行う場合には、既設の状態を鑑み、また当時の設計思想等を加味して、今後の対策を検討することとする。</p></div> <p>解説</p> <p>既設の不透過型砂防堰堤の嵩上げ化、切り下げによる透過型（部分透過型）化等の改良に際しては、堤体としての安定性及びコンクリート構造物としての一体性を損なわないように、必要な補強を行うことを標準とする。</p> <p>2. 既設堰堤の嵩上げ</p> <p>2.1 総説</p> <div data-bbox="1263 746 2002 778" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>流域の土砂及び流木処理上、必要に応じて既設堰堤の嵩上げを実施する。</p></div> <p>解説</p> <p>既設堰堤の嵩上げを行う場合は、次のようなケースが考えられる。</p> <ul style="list-style-type: none">・更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合・更に土砂及び流木処理が必要で、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合・既設堰堤の老朽化や異常堆砂が進む等、既設堰堤の対策が必要であり、かつ機能増進が望ましい場合 <p>本節では不透過型堰堤の嵩上げについて述べる。嵩上げ部を鋼管フレーム等の透過型堰堤とする場合は、本章第3節4の部分透過型砂防堰堤、本章第4節4の既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工を参照されたい。また、施設効果は、嵩上げ後の堰堤型式に応じて評価する。</p> <p>2.2 嵩上げの型式</p> <div data-bbox="1263 1161 2002 1225" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設堰堤の嵩上げ工法は、大別すると、①下流面腹付け工法と②上流面腹付け工法があり、現地状況等を考慮し、適切な工法を選択する。</p></div> <p>解説</p> <p>下流面腹付け工法は、堆砂地は現状のまま簡易な水替えて施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向になり応力上良好とは言えない。</p> <p>上流面腹付け工法は、施工上、堆砂敷内の土砂を除去する必要があり、施工ヤードを確保するために転流が必要となる。応力上は主応力の方向と継目が直交するため、下流面腹付け工法に対して有利となる。</p> <p>図9-4-99の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受け持つものである。(e)は(d)と比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b)、(c)、(e)の例が多くを占めている。</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="1366 351 1881 686" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1478 694 1769 718">図 9-4-89 砂防堰堤の嵩上げの型式</p> <p data-bbox="1232 750 1411 774">2.3 安定性の検討</p> <div data-bbox="1254 782 2004 845" data-label="Text" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>堰堤の嵩上げにあたっては、増大する荷重に対して、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体とその基礎地盤について、力学的安定性を検討する。</p> </div> <p data-bbox="1232 861 1310 885">解 説</p> <p data-bbox="1232 893 1467 917">2.3.1 堤体の安定性の検討</p> <p data-bbox="1254 925 2004 1013">嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、「嵩上げ公式」を用いる手法と「一体構造」による計算の2つの方法が用いられている。このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。</p> <p data-bbox="1254 1021 2004 1141">「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力の和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合わせた応力が堤体の上流端で0、もしくは圧縮となるように決定される（多目的ダムの建設 第4巻 第26章 ダムの再開発 2.1.4より）。一方、砂防堰堤での計算事例が多い「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。</p> <p data-bbox="1254 1149 2004 1197">なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査、サンプリング試験等を行う必要がある。</p> <div data-bbox="1523 1204 1724 1460" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="1456 1468 1803 1492">図 9-4-90 下流腹付け「一体構造」方式の概要</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>2.3.2 基礎地盤の安定性の検討</p> <p>既設堰堤の嵩上げや切り下げによる透過型（部分透過型）化を行う場合においても、改定後の堤体は新設する砂防堰堤同様、本章第3節4.4に示す転倒、滑動、破壊の安定条件を満足するものとする。</p> <p>このうち、破壊に対する安定性の検討に用いる基礎地盤の許容支持力は、第2章第9節2に示す地質調査を行って推定するが、既設堰堤の材料、構造と設計外力を用いて、既設堰堤底面における最大圧縮応力度も算出し、それらの値を比較して大きい方を設計に用いる許容支持力として採用することを標準とする。</p> <p>(1) 地質調査ボーリング</p> <p>既設堰堤の嵩上げ等の改良を行う場合には、設計時に基礎地盤の地質及び地層分布を調査し、許容支持力等を推定することを原則し、調査位置は図9-2-14に示す位置を基本とする。</p> <p>また、既設堰堤設計時や施工時に地質調査を実施している場合はその結果を使用する。</p> <p>(2) 既設堰堤基礎地盤の評価</p> <p>嵩上げ等の改良を実施する既設堰堤の多くは、竣工後長い期間が経過した施設が多く、また竣工から現在まで幾多の洪水、場合によっては土石流に見舞われてきたと考えられる。そのため、既設堰堤に基礎地盤に起因する変状（縦横断方向への不等沈下、それらに伴うクラックや目地の開き等）がない場合、それは基礎地盤が破壊に対する安定性を有していることの実証であると言える。</p> <p>そこで、基礎地盤に起因する変状のない既設堰堤では、既設堰堤の材料及び構造（堤体の単位体積重量、堰堤高、天端幅、上下流のり勾配、袖高等）と設計外力を用いて、本章第3節4.4(3)に示す式により堰堤底面における最大圧縮応力度を算出し、それを基礎地盤の許容支持力とすることができる。</p> <p>堰堤底面における最大圧縮応力度を算出する際の設計外力は、土石流に関する数値基準が明確化された平成19年3月の「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」及び「土石流・流木対策設計技術指針」策定・公表以前に着工した砂防堰堤では「平常時」及び「洪水時」（堰堤高15m未満の堰堤では「洪水時」のみ）とし、それ以降に着工し、かつ竣工後に土石流の発生履歴がある溪流に整備された砂防堰堤では「土石流時」についても考慮する。</p> <p>設計外力を算出する際の対象流量の算定に用いる平均雨量強度は、竣工から設計時点までの24時間雨量又は日雨量の最大値を用いる。24時間雨量や日雨量は、気象庁の過去の気象データ検索より既設堰堤近傍の降雨データから求める。平均雨量強度の算出方法が新設する砂防堰堤と異なることに留意する。</p> <p>2.4 新旧コンクリートの打設面の処理</p> <p>新旧コンクリートの打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理を行わなければならない。</p> <p>解説</p> <p>嵩上げ堰堤は、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体の安定性を確保するため、新堤体と既設堰堤は一体化していることが前提条件である。このため、新旧コンクリート打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理が必要であり、以下のような方法が挙げられる。</p>

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 既設堰堤の表面は、チッピングを行って新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。</p> <p>② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高压水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。</p> <p>③ 打設面には、半割り管等によるドレーン孔を格子状に配置し、既設堰堤からの漏水によって新堤体に水圧が作用しないようにする。</p> <p>④ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。</p> <p>⑤ 新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。</p> <p>ただし、土石流区間の既設堰堤に下流腹付けする場合、新堰堤の天端付近に土石流が直撃した際、前述の対応では堤体の一体性を保つことができない可能性がある。その場合、土石流の直撃を避けるために、堆砂敷を除石する等の措置を講ずる必要がある。</p> <p>なお、前述の対応④における鉄筋量は、次式により算出することができる。コンクリートの打継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について、鉄筋量を算出するものとする。</p> $A_s = \tau' \cdot \gamma / \tau_u$ <p>A_s: 1 m²あたりの鉄筋量 (cm²/m²) τ': コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²) γ: 鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²) τ_u: 打継目面の強度低下率 $\tau_u = 0.5$程度</p> <p>挿し筋長 L (mm) は、次式により算出する。</p> $L = (\sigma_{st} / 4 \cdot \tau_{0st}) \phi$ <p>σ_{st}: 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²) τ_{0st}: コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²) ϕ: 鉄筋の直径 (mm)</p> <p>2.5 前庭保護工の設計</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;"> <p>既設堰堤の嵩上げにあたっては、前庭保護工についても安全なものとなるよう設計する。</p> </div> <p>解説</p> <p>既設堰堤を嵩上げする場合は、本章第3節5に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。</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>3. 既設堰堤の切り下げ</p> <p>3.1 総説</p> <p>流域の土砂及び流木処理、環境対策上、既設不透過型砂防堰堤を切り下げて、透過型（部分透過型）化する対策も考えられる。</p> <p>解説</p> <p>既設不透過型砂防堰堤を切り下げることにより、下記のようなメリットが得られる場合がある。</p> <ul style="list-style-type: none">・現状より更に土砂及び流木処理が必要で、既設堰堤以外に堰堤計画位置が無い場合や、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる場合で、これまで施設効果量として評価していなかった貯砂容量に対して、計画捕捉量を評価する。・溪流の連続性を確保する。 <p>反面、安全性の低下も考えられるため、既設堰堤の切り下げに際しては、施設効果量のみにとらわれず、下記についても十分検討した上で実施する。</p> <ul style="list-style-type: none">・山脚又は溪岸の固定効果や溪床勾配緩和効果を目的としている堰堤については、計画しない。・減水時に堰堤から流出する土砂を安全に堆積させる空間を確保する。・下流に対して出水時の流出土砂を増加させることによるメリットを確認する。・現堆砂面より深く切り下げる場合、流出する土砂あるいは有機分が下流に与える影響の度合を考慮し適切な対策を講じる。・複数の開口部を設ける場合、透過部断面の本体が偏心荷重等に対して安全であるか確認する。 <p>3.2 留意事項</p> <p>既設堰堤の切り下げは、現況の安全性を下回らない条件で実施する。</p> <p>解説</p> <p>既設堰堤の切り下げは、下記の要件を満たすことが必要である。なお、切り下げ後の施設は、部分透過型又は透過型砂防堰堤として取り扱う。</p> <ul style="list-style-type: none">・透過型砂防堰堤とした場合、新設する透過型砂防堰堤と同等の要件を満たすこと。・原則として、切り下げ部は未満砂であること。・切り下げ予定部が既に満砂状態である場合は、除石後に切り下げを行う。 <p>3.3 施設設計</p> <p>具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤を参照すること。</p> <p>解説</p> <p>既設堰堤の透過型（部分透過型）化の具体的な設計に関しては、本章第3節の透過型砂防堰堤、又は部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工を設置する場合は、本章第4節4 を参照すること。</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>4. 既設砂防堰堤（本堰堤）を利用した鋼製流木捕捉工</p> <p>4.1 総説</p> <div data-bbox="1265 427 2000 486" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げして、流木捕捉工を天端に設置する場合がある。</p></div> <p>解説</p> <p>流木が流出するおそれのある溪流において、既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げ又は切り下げ（透過型（部分透過型）化）して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。設計にあたっては、本節に示す事項の他、本章第3節に示す新設する砂防堰堤の考え方に準拠しなければならない。</p> <p>なお、鋼製流木捕捉工を設置する対象堰堤が、保全対象直上流又は最下流堰堤の場合には、流出土砂及び流木の状況を勘案して設置の妥当性を検討するものとする。</p> <p>設計にあたっては、既設堰堤の物性を把握することが必須であるため、既設堰堤の堤体の比重、圧縮強度が不明な場合はサンプリング試験により求めなければならない。</p> <p>4.2 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置形態</p> <p>4.2.1 設置方式</p> <div data-bbox="1265 882 2000 1098" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"><p>既設の不透過型砂防堰堤の本堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況及び砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。</p><p>この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」及び「切り下げ」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚（腹付け）等により構造物として安定していなければならない。</p><p>一方、現地状況等により上記の対応が困難な場合は、水通し部に流木捕捉工を設置して流木捕捉効果を高めることとする。</p></div> <p>解説</p> <p>(1) 標準的な設置方式</p> <p>既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法は、流木捕捉工の取り付け高により図9-4-91に示す5つの形態となる。設置にあたっては、施設の効果、堰堤計画地点周辺の地形・地質、堆砂状況、水理条件、流域の整備率及び上下流の土地利用状況等を考慮して適切な形態を選定する。</p> <p>ここで、「嵩上げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より高くなること、「打ち替え」とは天端高が変わらないこと、「切り下げ」とは、コンクリート部の高さが既設堰堤天端高より低くなることをいう。</p>

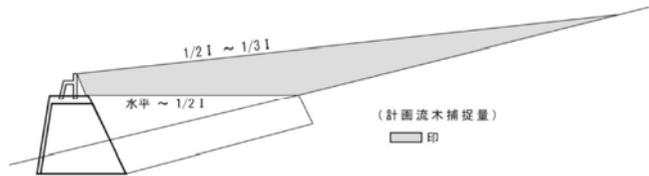
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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）
	<div data-bbox="1355 359 1892 702" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1444 710 1803 730">図 9-4-91 既設砂防堰堤への流木捕捉工の設置</p> <p data-bbox="1276 766 2004 821">また、未満砂の砂防堰堤とは、計画切り下げ高より現況堆砂面が低いもの、すなわち、図 9-4-92に示す $h_1 < h_2$ をいう。</p> <div data-bbox="1467 821 1780 997" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="1467 997 1780 1021">図 9-4-92 未満砂の砂防堰堤（未満砂状態）</p> <p data-bbox="1276 1053 2004 1141">既設砂防堰堤の本体に鋼製流木捕捉工を設置する場合、鋼製部応力を堤体に伝達するために必要な厚さ及び広がりを持つ基礎コンクリートを新しく打設する。鋼製流木捕捉工設置後の堤体が安定条件を満足しない場合は、増厚（腹付け）等により既設堤体を補強し安定させる。</p> <p data-bbox="1276 1149 2004 1236">鋼製流木捕捉工取付けのための基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設は、図 9-4-93のA～Eに示す組合せの方法がある。これらのコンクリートの打設は、堆砂状況、既設堤体の安定性及び施工条件等を考慮して適切な方法を選定する。</p> <div data-bbox="1310 1252 1937 1420" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1422 1420 1825 1444">図 9-4-93 基礎コンクリート及び補強コンクリートの打設</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) 嵩上げ・切り下げが困難な場合</p> <p>一方、現地状況等により既設砂防堰堤を嵩上げや切り下げが困難な場合や、前庭保護工への流木捕捉工の設置では必要な流木捕捉量が確保できない場合がある。このような場合は、下記の条件を全て満足する場合に限り、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に流木を捕捉するための付属施設（基本は鋼製流木捕捉工）を設置して流木捕捉効果を高めることとする。</p> <p>なお、原則このような設置は行わない。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・土石流の捕捉を目的とした溪流の上砂整備率100%を満たす最下流の堰堤であること。 ・堰堤高が15m未満であること。 ・鋼製流木捕捉工等の高さが、設置しようとする堰堤の水通し高さを超えないこと。 ・洪水時に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。 <p>4.2.2 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高</p> <p>鋼製流木捕捉工設置後の堤高は、基礎コンクリートの底部から鋼製部の上部（天端）までとする。</p> <p>解説</p> <p>鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高は、原則として土石流区間にあっては15m未満、掃流区間にあっては5m以下とする。</p> <p>4.3 計画流木捕捉量</p> <p>標準的な設置方法の場合の計画流木捕捉量は、図9-4-94に示す範囲について計上する。</p>  <p>図9-4-94 標準的な設置方法の場合の鋼製流木捕捉工による計画流木捕捉量の考え方</p> <p>特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合に捕捉することのできる流木量の上限值は、鋼製流木捕捉工の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算出する。</p> <p>計画流木捕捉量は、計画流出流木量のうち既設の不透過型砂防堰堤では捕捉できない流木量と、前述の鋼製流木捕捉工が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方の値とする。</p>

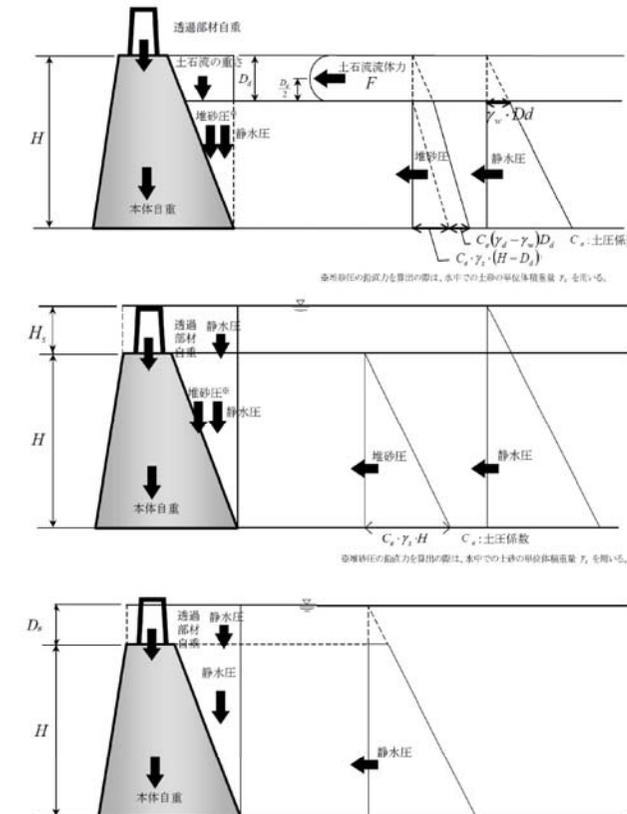
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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="1198 343 2072 574" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1265 582 1982 598">図 9-4-95 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の計画流木捕捉量の考え方（特例）</p> <p data-bbox="1243 630 1467 654">4.4 堤体に作用する外力</p> <div data-bbox="1265 662 2004 726" data-label="Text" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>既設砂防堰堤を利用して鋼製流木捕捉工を設置する場合は、鋼製流木捕捉工が流木により閉塞された状態でも安全なように設計外力を考慮して設計する。</p> </div> <p data-bbox="1243 750 1310 774">解 説</p> <p>設計外力の設定は、土石流区間と掃流区間別について行うものとする。それぞれの場合において、安定条件に対して最も厳しい外力を想定するものとする。</p> <p data-bbox="1243 869 1400 893">4.4.1 土石流区間</p> <p>土石流区間においてコンクリート堤体には静水圧及び堆砂圧を、鋼製流木捕捉工に対しては土石流流体力及び堆砂圧を考慮する。土石流区間では流木がランダムに捕捉され、鋼製流木捕捉工には静水圧は考慮しない。</p> <div data-bbox="1366 1013 1892 1189" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="1400 1189 1870 1212">図 9-4-96 土石流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力</p> <p data-bbox="1276 1244 2004 1364">また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の堤体の安定計算は、本章第3節4.3に準じて、平常時、土石流時、洪水時について行うものとするが、土石流時は「土石流時」と「土石流捕捉後の湛水時」それぞれの設計外力に対して、安定条件を満たさなければならない。その際、鋼製流木捕捉工の自重は堰堤の自重に加える。</p> <p data-bbox="1276 1364 2004 1428">この場合の土石流時の設計外力は、本章第3節4.3の不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力（表9-4-16参照）に準じる。</p>

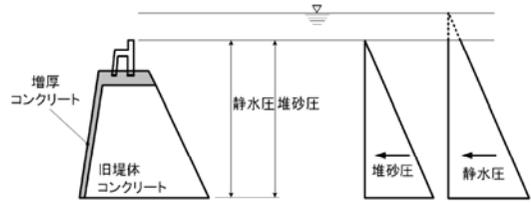
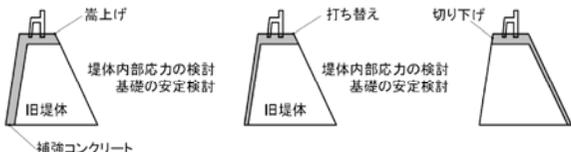
長野県土木事業 設計基準 新旧対照表

[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>更に、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、土石流捕捉後の湛水時にも安全であるように設計する。</p> <p>土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が鋼製流木捕捉工を閉塞させ鋼製流木捕捉工天端で湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧及び鋼製流木捕捉工天端までの静水圧を考慮する。</p> <p>洪水時の設計外力は、洪水流が鋼製流木捕捉工により堰上げて鋼製流木捕捉工を透過している状態を想定して不透過部天端までの静水圧を考慮し、鋼製流木捕捉工に作用する静水圧は考慮しない。</p>  <p>図 9-4-97 既設堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の越流部の設計外力図（特例）</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>4.4.2 掃流区間</p> <p>掃流区間においては、コンクリート堤体及び鋼製流木捕捉工の両者に対して静水圧と堆砂圧を考慮する。なお、静水圧については、捕捉した流木による堰上げの場合、漏水状態にあることが多いので、減圧率αを乗じることができる。ここで、αは通常は1とする。</p>  <p>図 9-4-98 掃流区間における鋼製流木捕捉工設置後の設計外力</p> <p>4.5 安定条件</p> <p>鋼製流木捕捉工を設置した既設堤体基礎は、滑動・転倒・破壊に対して安全で、かつ、堤体内部全ての箇所において、発生する応力に対して安全でなければならない。</p> <p>また、鋼製流木捕捉工は、全体の安全性の他に透過部を構成する個々の部材が安全であるように設計する。</p> <p>解説</p> <p>4.5.1 堤体の基礎の安定</p> <p>鋼製流木捕捉工及び堤体に作用する外力に対して、堤体基礎は滑動・転倒・破壊に対して安全でなければならない。基礎の安定条件は本章第3節4.4と同様である。</p> <p>4.5.2 鋼製流木捕捉工の基礎部の安定</p> <p>鋼製流木捕捉工は、自重が小さいため基礎部付近で引張応力が発生しやすく、滑動安全率が低下する傾向にあるので、この堤体内部の応力に対して安全でなければならない。</p> <p>また、特例として既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の基礎部の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとする。この場合の基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から鋼製流木捕捉工の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さとする。</p>  <p>図 9-4-99 鋼製流木捕捉工基礎部の安定</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>4.5.3 堤体内部の安定</p> <p>既設堤体上部に鋼製流木捕捉工を取り付けた場合、鋼製流木捕捉工の荷重が増加するので特に天端側の基礎コンクリート部近傍での堤体の応力が増加する。従って、既設砂防堰堤堤体はこの天端側の堤体内部に発生するせん断応力、引張応力が堤体コンクリートの許容応力度以下となるように、必要に応じ既設堤体の増厚等の補強を行う。</p> <p>堤体コンクリートの許容応力は、既設堤体からサンプリングした試料の圧縮試験等に基づき次式のように設定する。せん断強度、引張強度はコンクリートの打設面による強度低下を50%見込み設定する。</p> $\sigma_c = \sigma_c / n_c$ $\sigma_t = 1/10 \cdot \sigma_t / n_t \cdot r$ $\tau = 1/10 \cdot \sigma_c / n_c \cdot r$ <p> σ_c : コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm²) σ_t : コンクリートの許容引張応力度 (N/mm²) σ_c : コンクリートの圧縮破壊強度 (N/mm²) τ : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²) n_c : コンクリートの圧縮強度に対する安全率 $n_c = 4$ n_t : コンクリートの引張応力に対する安全率 $n_t = 7$ n_c : コンクリートのせん断強度に対する安全率 $n_c = 4$ r : コンクリート打継面の強度低下率 </p> <p>4.5.4 鋼製部の部材の安全性</p> <p>鋼製部の部材は安定計算に用いる荷重に対して、構造計算によって堰堤が一体となって荷重に抵抗することを確保しなければならない。また、礫及び流木の衝突に対する検討は、原則として礫の衝突エネルギーに対する塑性設計法によって構造計算を実施して、構造系に過度の変形が生じないことを確認しなければならない。ここで変形の許容値については、構造系の許容変形量を鋼管フレーム高さの2%とする。</p> <p>また、特例として、既設の不透過型砂防堰堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合の部材の安全性は、本章第11節4.2.4 に準じて掃流区間の流木捕捉工として設計する。</p> <p>4.6 水通し断面の設計</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>鋼製流木捕捉工が流木等で完全に閉塞されても、設計流量が水通し部を安全に流下できるように鋼製流木捕捉工天端の上部に水通し断面を確保するものとする。</p> </div> <p>解 説</p> <p>水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に本章第3節3.2に基づいて設計流量に対応する水通し断面を確保する。</p> <p>このため、図9-4-100に示すように $b_1 \leq b_2$、$b_1' \leq b_2'$、$h_1 \leq h_2$ となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げする等して対応する。</p>