

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA:  
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:  
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:  
MEDIDAS PARA CONTROLAR LOS SEDIMENTOS EN CAPTACIONES  
DIRECTAS EN RIOS DE MONTAÑA**

**AUTOR:  
KEVIN HUMBERTO VERDUGO CARPIO**

**TUTOR:  
JORGE IVÁN CALERO HIDALGO**

**Quito, marzo del 2021.**

## **CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR**

Yo Kevin Humberto Verdugo Carpio, con documento de identificación N° 172456593-0, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación intitulado: MEDIDAS PARA CONTROLAR LOS SEDIMENTOS EN CAPTACIONES DIRECTAS EN RIOS DE MONTAÑA, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIERO CIVIL, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, marzo del 2021



.....

Kevin Humberto Verdugo Carpio

CI: 172456593-0

## **DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR**

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el proyecto técnico, MEDIDAS PARA CONTROLAR LOS SEDIMENTOS EN CAPTACIONES DIRECTAS EN RIOS DE MONTAÑA realizado por Kevin Humberto Verdugo Carpio, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, marzo del 2021.



.....  
Ing. Jorge Iván Calero Hidalgo

CI: 1800480434

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar el presente trabajo de titulación a mis padres, René y Emma, por ser un pilar fundamental tanto en mi formación personal como profesional, por todo su sacrificio, esfuerzo y comprensión realizado diariamente para brindarme el estudio universitario, y por su guía y consejos brindados en cada instante de mi vida. A mis abuelitos Rosa, Juan de Dios, Aurora y Celín, que en vida siempre me ayudaron y enseñaron que es necesario esforzarse para cumplir los objetivos de la vida, y me guiaron para ser una persona de bien.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quisiera agradecer primeramente a Dios, por brindarme la fortaleza, sabiduría, entendimiento y todo su apoyo necesario para alcanzar esta meta.

A mis padres Rene y Emma, por todo su esfuerzo y sacrificio realizado, brindándome sus enseñanzas y consejos para forjarme como un hombre de bien, y por ser el pilar fundamental tanto en mi vida profesional como personal, permitiéndome cumplir con mis metas establecidas.

A mis hermanos Jonatan y Damara, que han sido un ejemplo a seguir mi vida universitaria, que gracias a todo su esfuerzo y sacrificio me ayudaron a cumplir con este objetivo establecido, y que siempre estuvieron brindándome todo su apoyo incondicional.

A mi tutor Ingeniero Iván Calero que, gracias a sus conocimientos y enseñanzas impartidos, tanto en el transcurso de la carrera como en el trabajo de titulación, que me permitieron cumplir con los objetivos planteados en este trabajo.

A mis docentes que, gracias a sus conocimientos y enseñanzas, me han ayudado y aportado tanto en mi vida profesional como para cumplir con mis objetivos establecidos.

A mis familiares, que de una u otra forma han estado ahí para apoyarme en el transcurso de mi carrera universitaria, y me han apoyado para poder cumplirla, especialmente a mi primo Jean Paul y mi tía Gladis.

Y a mis amigos tanto de mi colegio como de la universidad, por su apoyo y ayuda en el transcurso de mi carrera universitaria.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>1</b>
<b>ANTECEDENTES Y GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1 Introducción.....	1
1.2 Justificación .....	2
1.3 Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo general .....	2
1.3.2 Objetivos específicos .....	2
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>4</b>
<b>TEORÍA BÁSICA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CAUCES</b>	
<b>ABIERTOS. ....</b>	<b>4</b>
2.1 Tipos de depósitos sedimentarios. ....	4
2.1.1 Procesos de meteorización de rocas .....	4
2.1.2 Clases de depósitos sedimentarios .....	6
2.2 Tamaño de los sedimentos.....	8
2.2.1 Diferentes definiciones para caracterizar el tamaño. ....	8
2.2.1.1 Diámetro de tamiz.....	8
2.2.1.2 Diámetro de sedimentación.....	9
2.2.1.3 Diámetros triaxiales .....	9
2.2.1.4 Diámetro de cubo o de esfera equivalente .....	9
2.2.2 Cálculo de tamaños: estudios granulométricos .....	10
2.2.2.1 Estudio granulométrico partiendo de muestras superficiales.....	11
2.2.2.3 Estudio granulométrico por sedimentación.....	12
2.2.3 Representación del análisis granulométrico.....	13
2.3 Propiedades físico - mecánicas de los sedimentos .....	14
2.3.1 Densidad ( $\rho_{mat}$ ).....	14
2.3.2 Gravedad específica ( $G_{esp}$ ). ....	14
2.3.3 Forma (F). ....	15
2.3.3.1 Factor de forma (FFr).....	15
2.3.3.2 Índices utilizados para la elongación ( $I_{elg}$ ) y de achatamiento ( $I_{ach}$ ). ....	16
2.3.3.3 Esfericidad ( $\epsilon_{sf}$ ). ....	16
2.3.3.4 Redondez.....	17
2.3.4 Velocidad de caída ( $v_{cd}$ ). ....	18

2.3.5 Porosidad ( $p_{rs}$ ).	20
2.3.6 Densidad y peso específico in situ.	21
2.3.7 Ángulo de reposo.	22
2.4 Cuantificación del sedimento de fondo	23
2.4.1 Mediciones directas con muestreadores portátiles de presión diferencial. ...	24
2.4.2 Métodos de muestreo con instrumentos portátiles mecánicos.	24
2.4.3 Mediciones directas de transporte de fondo en instalaciones fijas.	27
2.5 Cuantificación del sedimento en suspensión.	27
2.5.1 Mediciones directas con muestreadores mecánicos portátiles.	28
2.5.1.1 Muestreadores de concentración (C).	28
2.5.1.2 Muestreadores de transporte de sedimentos ( $q_s$ ).	28
2.5.2 Métodos de muestreo de sedimento en suspensión.	30
2.5.3 Mediciones directas de sedimentos en suspensión en instalaciones fijas. ....	31
2.5.3.1 Muestreadores tipo bombeo automáticos.	31
2.5.3.1.1 Método de filtrado.	31
2.5.3.1.2 Método de sedimentación.	32
2.6 Mecanismos de transporte	32
2.6.1 Clasificación del transporte de sedimentos según la modalidad del movimiento.	32
2.6.1.1 Transporte de fondo.	33
2.6.1.2 Transporte en suspensión.	33
2.6.2 Clasificación del transporte según el origen del sedimento.	33
2.6.2.1 Transporte de sedimentos del lecho.	33
2.6.2.2 Transporte de carga foránea o carga de lavado.	34
2.7 Formas de fondo	34
2.7.1 Régimen inferior (Número de Froude (Fr) menor a $0.6 \pm 0.2$ ; no existe una transición brusca).	35
2.7.1.1 Lecho plano.	35
2.7.1.2 Rizos.	35
2.7.1.3 Dunas.	35
2.7.2 Régimen superior (Número de Froude (Fr) mayor $0.6 \pm 0.2$ ).	35
2.7.2.1 Lecho plano.	35
2.7.2.2 Antidunas.	36
2.7.2.3 Hoyas y rápidos.	36

2.7.3 Conceptualización de la propagación de dunas y antidunas. ....	36
2.8 Rugosidad aluvial .....	38
2.8.1 Resistencia del flujo en ríos aluviales con lechos de arena.....	38
2.8.1.1 Lecho plano.....	38
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>41</b>
<b>DINÁMICA DEL FLUJO CON SEDIMENTOS EN LOS TRAMOS CON</b>	
<b>DIFERENTE GEOMETRÍA DE LOS CAUCES ABIERTOS. ....</b>	<b>41</b>
3.1 Dinámica de flujo en los tramos con curvatura .....	41
3.1.1 Determinación del sitio de captación a través de su abscisa en un tramo con curvatura.....	42
3.2 Dinámica de flujo en los tramos rectos.....	46
3.2.1 Análisis de las crestas sumergidas. ....	47
3.2.1.1 Estudio de la sedimentación de tramos de contención en ríos de montaña.....	47
3.2.1.1.1 Características del movimiento de sedimentos en los ríos de montaña.....	48
3.2.1.1.2 Regulación de los procesos del cauce por medio de las crestas sumergidas.....	50
3.2.1.1.3 Determinación del volumen del prisma de sedimentación y su capacidad de retención por medio de las crestas sumergidas. ....	52
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>58</b>
<b>FORMULACIÓN CONCEPTUAL DEL PROYECTO.....</b>	<b>58</b>
4.1 Criterios básicos.....	58
4.2 Retención del sedimento grueso con crestas sumergidas de retención (primera etapa).....	60
4.3 Medidas en el sector de la derivación directa (segunda etapa).....	61
4.3.1 Sitio de captación en un tramo con curvatura. ....	61
4.3.2 Crestas de fondo direccionadoras.....	63
4.3.2.1 Algunas condiciones para la implantación y operación de las crestas de fondo direccionadoras.....	64
4.3.2.2 Conductos de purga.....	66
4.4 Control del sedimento en suspensión (tercera etapa). ....	67
<b>CAPÍTULO V.....</b>	<b>69</b>



<b>CONTROL DE LOS SEDIMENTOS EN CAPTACIONES DE MONTAÑA SIN PRESA.....</b>	<b>69</b>
5.1 Criterios para obtener una dinámica adecuada en las captaciones de montaña sin presa.....	69
5.1.1 Teoría básica de la obra de captación .....	69
5.1.2 Consideraciones especiales respecto a las captaciones directas sin presa ....	72
5.1.3 Criterios de diseño.....	73
5.2 Elementos constructivos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa. ....	76
5.3 Análisis comparativo de los diferentes elementos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa. ....	103
5.4 Dirección de las investigaciones para el control de sedimentos en las captaciones de montaña sin presa. ....	103
<b>CAPÍTULO VI .....</b>	<b>106</b>
<b>CONTROL DE LOS SEDIMENTOS EN CAPTACIONES DE MONTAÑA CON PRESA.....</b>	<b>106</b>
6.1 Esquemas constructivos para limitar el ingreso del sedimento al orificio de entrada de la obra de toma. ....	106
6.1.1 Teoría básica de la obra de captación con presa. ....	106
6.1.2 Clasificación de las captaciones de carga pequeña en los ríos de montaña. ....	109
6.1.3 Captaciones de margen, frontales y de fondo. ....	111
6.2 Esquemas constructivos para el desvío de sedimentos durante la operación de la obra de toma. ....	114
6.3 Elementos constructivos para acumular el sedimento aguas arriba de la obra de toma y permitir su evacuación periódica. ....	116
6.4 Análisis comparativo de los diferentes esquemas y elementos para manejar los sedimentos en las captaciones de montaña con presa.....	117
6.5 Control de sedimentos a través de métodos hidráulicos en la operación del sistema. ....	118
6.6 Dirección de las investigaciones para el control de sedimentos en las captaciones de montaña con presa.....	125
<b>CAPÍTULO VII.....</b>	<b>129</b>
<b>APLICACIONES PRÁCTICAS.....</b>	<b>129</b>

7.1 Estudio comparativo técnico-económico de las tres etapas para el control de los sedimentos en captaciones de montaña con presa y sin presa. ....	129
7.1.1 Ejemplos de cálculo de las tres etapas para el control de sedimentos en captaciones de montaña con presa y sin presa. ....	129
7.1.1.1 Ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de los sedimentos en una captación directa de montaña sin presa. ....	129
7.1.1.2 Ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de los sedimentos en una captación directa de montaña con presa. ....	163
7.2 Análisis técnico-económico de las tres etapas para el control de sedimentos en captaciones de montaña con presa y sin presa. ....	197
7.2.1 Presupuesto del control de sedimentos que conforman las tres etapas para la obra de captación sin presa ....	197
7.2.1.1 Volúmenes de obra.....	209
7.2.1.2 Encofrado de monte de madera.....	217
7.2.1.3 Presupuesto .....	221
7.2.2 Presupuesto del control de sedimentos que conforman las tres etapas para una obra de captación con presa.....	222
7.2.2.1 Volúmenes de obra.....	222
7.2.2.2 Encofrado de monte de madera.....	232
7.2.2.3 Presupuesto .....	236
7.3 Conclusiones para el control de sedimentos en la obra de captación. ....	237
7.3.1 Resultados .....	237
<b>CAPÍTULO VIII .....</b>	<b>243</b>
<b>CONTROL DE SEDIMENTOS AGUAS ABAJO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN.....</b>	<b>243</b>
8.1 Desarenadores de lavado periódico. ....	245
8.1.1 Captación frontal con cámara desarenadora.....	246
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>258</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>269</b>
<b>GLOSARIO .....</b>	<b>271</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>283</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>286</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b>	Rangos de diámetros establecidos para los sedimentos de fondo. _____	10
<b>Tabla 2</b>	Métodos para el análisis granulométrico a partir de muestras superficiales.	11
<b>Tabla 3</b>	Densidades absolutas del sedimento. _____	14
<b>Tabla 4</b>	Clasificación de forma, Zingg (1935). _____	16
<b>Tabla 5</b>	Descripción de características para cada tipo de redondez. _____	17
<b>Tabla 6</b>	Porosidad para distintos sedimentos. _____	21
<b>Tabla 7</b>	Ángulo de reposo en función de $d_{50}$ y la redondez. _____	22
<b>Tabla 8</b>	Métodos de muestreo con instrumentos portátiles mecánicos. _____	26
<b>Tabla 9</b>	Clasificación de los ríos de montaña por su pendiente de río. _____	42
<b>Tabla 10</b>	Clasificación de los ríos de montaña por su caudal medio mensual. _____	43
<b>Tabla 11</b>	Análisis del periodo de crecida con su respectiva conversión de unidades. _____	54
<b>Tabla 12</b>	Tabla del laboratorio del coeficiente de velocidad. _____	91
<b>Tabla 13</b>	Tabla de laboratorio para determinar el coeficiente de velocidad del ejemplo de cálculo para obra de captación sin presa. _____	146
<b>Tabla 14</b>	Tabla de laboratorio para determinar el coeficiente de velocidad del ejemplo de cálculo para obra de captación con presa. _____	180
<b>Tabla 15</b>	Análisis de las fuerzas en el muro. _____	204
<b>Tabla 16</b>	Volumen de hormigón armado del muro a gravedad. _____	209
<b>Tabla 17</b>	Volumen de hormigón armado del canal de transición del desarenador.	209
<b>Tabla 18</b>	Volumen de hormigón armado del canal de transición de la obra de captación. _____	210
<b>Tabla 19</b>	Volumen de hormigón armado de la cámara desarenadora. _____	211
<b>Tabla 20</b>	Volumen de hormigón armado del muro divisorio. _____	212
<b>Tabla 21</b>	Planilla de acero del muro divisorio. _____	212
<b>Tabla 22</b>	Volumen de hormigón armado del conducto de purga. _____	213
<b>Tabla 23</b>	Volumen de hormigón armado de la galería de purga. _____	214
<b>Tabla 24</b>	Planilla de acero de la galería de purga. _____	214
<b>Tabla 25</b>	Volumen de excavación y relleno del muro a gravedad. _____	214
<b>Tabla 26</b>	Volumen de excavación y relleno del canal de transición. _____	215
<b>Tabla 27</b>	Volumen de excavación y relleno del canal de transición. _____	215
<b>Tabla 28</b>	Volumen de excavación y relleno de la cámara desarenadora. _____	215

<b>Tabla 29</b> Volumen de excavación y relleno del muro divisorio. _____	216
<b>Tabla 30</b> Volumen de excavación y relleno del conducto de purga. _____	216
<b>Tabla 31</b> Volumen de excavación y relleno de la galería de purga. _____	216
<b>Tabla 32</b> Encofrado de madera de monte del muro a gravedad. _____	217
<b>Tabla 33</b> Encofrado de madera de monte del canal de transición del desarenador. _____	217
<b>Tabla 34</b> Encofrado de madera de monte del canal de transición de la obra de captación. _____	218
<b>Tabla 35</b> Encofrado de madera de monte de la cámara desarenadora. _____	219
<b>Tabla 36</b> Encofrado de madera del muro a gravedad. _____	219
<b>Tabla 37</b> Encofrado de madera de monte del conducto de purga. _____	219
<b>Tabla 38</b> Encofrado de madera de la galería de purga. _____	220
<b>Tabla 39</b> Presupuesto de las galerías de purga y desarenador aguas abajo. _____	221
<b>Tabla 40</b> Volumen de hormigón armado del conducto de purga. _____	222
<b>Tabla 41</b> Volumen de hormigón armado de la galería de purga. _____	223
<b>Tabla 42</b> Planilla de acero de la galería de purga. _____	223
<b>Tabla 43</b> Volumen de hormigón armado del muro a gravedad. _____	225
<b>Tabla 44</b> Volumen de hormigón armado del canal de transición del desarenador. _____	225
<b>Tabla 45</b> Volumen de hormigón armado del canal de transición de la obra de captación. _____	226
<b>Tabla 46</b> Detalle del volumen de hormigón armado de la cámara desarenadora. _____	226
<b>Tabla 47</b> Volumen de hormigón armado del muro divisorio. _____	228
<b>Tabla 48</b> Planilla de acero del muro divisorio. _____	228
<b>Tabla 49</b> Volumen de excavación y relleno del conducto de purga. _____	230
<b>Tabla 50</b> Volumen de excavación y relleno de la galería de purga. _____	230
<b>Tabla 51</b> Volumen de excavación y relleno del muro a gravedad. _____	230
<b>Tabla 52</b> Volumen de excavación y relleno del canal de transición. _____	231
<b>Tabla 53</b> Volumen de excavación y relleno del canal de transición. _____	231
<b>Tabla 54</b> Volumen de excavación y relleno de la cámara desarenadora. _____	231
<b>Tabla 55</b> Volumen de excavación y relleno del muro divisorio. _____	232
<b>Tabla 56</b> Encofrado de madera de monte del conducto de purga. _____	232
<b>Tabla 57</b> Encofrado de madera de la galería de purga. _____	233
<b>Tabla 58</b> Encofrado de madera de monte del muro a gravedad. _____	233
<b>Tabla 59</b> Encofrado de madera de monte del canal de transición del desarenador. _____	234

<b>Tabla 60</b> Encofrado de madera de monte del canal de transición de la obra de captación. _____	234
<b>Tabla 61</b> Encofrado de madera de monte de la cámara desarenadora. _____	235
<b>Tabla 62</b> Encofrado de madera del muro a gravedad. _____	235
<b>Tabla 63</b> Presupuesto de las galerías de purga y desarenador aguas abajo. _____	236
<b>Tabla 64</b> Tabla general de los resultados para río de piedemonte de caudal pequeño. _____	237
<b>Tabla 65</b> Tabla general de los resultados para río de montaña de caudales pequeños de montaña. _____	238
<b>Tabla 66</b> Tabla general de los resultados para río de montaña de caudales pequeños de piedemonte. _____	238
<b>Tabla 67</b> Velocidades de sedimentación de las partículas sólidas en suspensión conforme a su diámetro (Arkhangelski (1935)). _____	245
<b>Tabla 68</b> Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (Q=15.24m <sup>3</sup> /s) de montaña. _____	260
<b>Tabla 69</b> Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (Q=30m <sup>3</sup> /s) de montaña. _____	261
<b>Tabla 70</b> Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (Q=10m <sup>3</sup> /s) de piedemonte (i=0.02). _____	261
<b>Tabla 71</b> Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (Q=10m <sup>3</sup> /s) de piedemonte (i=0.05). _____	262
<b>Tabla 72</b> Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (Q=10m <sup>3</sup> /s) de piedemonte (i=0.08). _____	263
<b>Tabla 73</b> Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (Q=10m <sup>3</sup> /s) de montaña (i=0.10). _____	263
<b>Tabla 74</b> Tabla de resultados del volumen del sedimento grueso para río de montaña de caudales pequeños (Q=15.24m <sup>3</sup> /s) de montaña (i=0.10). _____	264
<b>Tabla 75</b> Tabla de resultados del volumen del sedimento grueso para río de montaña de caudales pequeños (Q=30m <sup>3</sup> /s) de montaña (i=0.10). _____	264
<b>Tabla 76</b> Tabla de resultados del volumen del sedimento grueso para río de montaña de caudales pequeños (Q=10m <sup>3</sup> /s) de piedemonte (0.02<i<0.05). _____	265
<b>Tabla 77</b> Muestreadores portátiles de medición directas de presión diferencial. _____	286
<b>Tabla 80</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (64 mm-16 mm). _____	300

<b>Tabla 81</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava mediana (16 mm-4 mm). _____	300
<b>Tabla 82</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava fina (4 mm-2 mm). _____	301
<b>Tabla 83</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para arena gruesa (2 mm-1/2 mm). _____	301
<b>Tabla 84</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (64 mm-16 mm). _____	302
<b>Tabla 85</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava mediana (16 mm-4 mm). _____	302
<b>Tabla 86</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava fina (4 mm-2 mm). _____	302
<b>Tabla 87</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para arena gruesa (2 mm-1/2 mm). _____	303
<b>Tabla 88</b> Tabla general del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río. _____	304
<b>Tabla 89</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (64 mm-16 mm). _____	305
<b>Tabla 90</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (16 mm-4 mm). _____	305
<b>Tabla 91</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (4 mm-2 mm). _____	306
<b>Tabla 92</b> Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (2 mm-1/2 mm). _____	306
<b>Tabla 93</b> Tabla general del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual. _____	307
<b>Tabla 94</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 1 kg/m <sup>3</sup> . _____	308
<b>Tabla 95</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 2 kg/m <sup>3</sup> . _____	308
<b>Tabla 96</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 3 kg/m <sup>3</sup> . _____	309

<b>Tabla 97</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 4 kg/m <sup>3</sup> . _____	309
<b>Tabla 98</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 5 kg/m <sup>3</sup> . _____	310
<b>Tabla 99</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 1 kg/m <sup>3</sup> . _____	311
<b>Tabla 100</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 2 kg/m <sup>3</sup> . _____	311
<b>Tabla 101</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 3 kg/m <sup>3</sup> . _____	312
<b>Tabla 102</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 4 kg/m <sup>3</sup> . _____	312
<b>Tabla 103</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 5 kg/m <sup>3</sup> . _____	313
<b>Tabla 104</b> Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río. _____	314
<b>Tabla 105</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 1 kg/m <sup>3</sup> . _____	315
<b>Tabla 106</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 2 kg/m <sup>3</sup> . _____	316
<b>Tabla 107</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 3 kg/m <sup>3</sup> . _____	316
<b>Tabla 108</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 4 kg/m <sup>3</sup> . _____	317
<b>Tabla 109</b> Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 5 kg/m <sup>3</sup> . _____	317
<b>Tabla 110</b> Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual. _____	318

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Procesos de meteorización de las rocas. _____	5
<b>Figura 2</b> Procesos de meteorización de las rocas a partir de las propiedades climáticas. _____	6
<b>Figura 3</b> Tipos de depósitos sedimentarios. _____	7
<b>Figura 4</b> Esquemmatización dimensiones triaxiales de un clasto en vista lateral. ____	9
<b>Figura 5</b> Esquemmatización dimensiones triaxiales de un clasto en corte lateral A-A.	9
<b>Figura 6</b> Métodos para el análisis granulométrico por sedimentación. _____	12
<b>Figura 7</b> F versus d en escala logarítmica. _____	13
<b>Figura 8</b> Redondez para distintos tipos de contornos. _____	17
<b>Figura 9</b> Esquemmatización del ángulo de reposo. _____	22
<b>Figura 10</b> Esquemmatización de franjas (Método SIAC). _____	27
<b>Figura 11</b> Esquemmatización de franjas (Método MIAV). _____	27
<b>Figura 12</b> Métodos de muestreo de sedimento en suspensión. _____	30
<b>Figura 13</b> Esquemmatización de las franjas de caudal constante (Método CIC). ____	31
<b>Figura 14</b> Esquemmatización de franjas de ancho constante (Método AIC). ____	31
<b>Figura 15</b> Método de filtrado para muestreador de tipo bombeo. _____	32
<b>Figura 16</b> Esquema del método de sedimentación para muestreadores de tipo bombeo y foto del sedimentador. _____	32
<b>Figura 17</b> Descripción de formas de fondo en ríos aluviales. _____	36
<b>Figura 18</b> Representación esquemática de migración aguas abajo de una duna. ____	37
<b>Figura 19</b> Representación esquemática de migración aguas arriba de una antiduna.	38
<b>Figura 20</b> Esquemmatización de un lecho con dunas. _____	39
<b>Figura 21</b> Descomposición de la tensión de corte total sobre el fondo. _____	39
<b>Figura 22</b> Relación entre la tensión de corte total sobre el fondo y la velocidad, en ríos con lecho móvil (Engelund y Hansen, 1967). _____	40
<b>Figura 23</b> Diagrama de flujo de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación. _____	46
<b>Figura 24</b> Esquema de un cauce de acercamiento regulado recto. _____	47
<b>Figura 25</b> Esquemmatización de los componentes que presentan los diques en el trayecto de decantación. _____	51
<b>Figura 26</b> Diagrama de flujo para la determinación del prisma de sedimentación. _	57
<b>Figura 27</b> Detalle en planta de la cresta sumergida. _____	60



<b>Figura 28</b> Detalle en corte 1-1 de la cresta sumergida. _____	61
<b>Figura 29</b> Detalle de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación. _____	62
<b>Figura 30</b> Detalle en corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación. _____	62
<b>Figura 31</b> Detalle en corte 1-1 del canal de conducción. _____	62
<b>Figura 32</b> Esquema conceptual de implantación de una captación directa lateral sin presa con una cresta direccionadora para ríos pequeños de montaña. _____	64
<b>Figura 33</b> Detalle en planta de la obra de captación. _____	65
<b>Figura 34</b> Detalle en corte 1-1 de la obra de captación. _____	65
<b>Figura 35</b> Detalle en planta del conducto de purga-galería de purga. _____	66
<b>Figura 36</b> Detalle del corte 1-1 del conducto de purga. _____	66
<b>Figura 37</b> Detalle del corte 2-2 de la galería de purga. _____	67
<b>Figura 38</b> Detalle en planta del desarenador-canal de transición. _____	67
<b>Figura 39</b> Detalle del corte 1-1 del desarenador-canal de transición. _____	68
<b>Figura 40</b> Detalle del corte 2-2 del desarenador-canal de transición. _____	68
<b>Figura 41</b> Detalle del corte 3-3 del desarenador-canal de transición. _____	68
<b>Figura 42</b> Detalle de la captación directa sin presa lateral. _____	70
<b>Figura 43</b> Detalle de la captación directa sin presa frontal. _____	70
<b>Figura 44</b> Captación lateral o frontal. _____	71
<b>Figura 45</b> Captación directa con espigón. _____	73
<b>Figura 46</b> Condiciones de acercamiento a la captación con curvatura. _____	80
<b>Figura 47</b> Esquema de la cresta protectora frente a los sedimentos. _____	88
<b>Figura 48</b> Esquema del conducto de purga. _____	94
<b>Figura 49</b> Corte transversal de una captación con galerías de purga. _____	100
<b>Figura 50</b> Corte y planta de una captación con galerías de purga. _____	100
<b>Figura 51</b> Sistema de pantallas direccionadoras flotantes de M.V. Potapov. ____	104
<b>Figura 52</b> Esquema general de una pantalla direccionadora. _____	104
<b>Figura 53</b> Esquema de un caso de implantación de las pantallas direccionadoras en una captación sin presa. _____	105
<b>Figura 54</b> Selección del sitio de implantación de la presa. _____	107
<b>Figura 55</b> Obra de captación lateral con espigones. _____	108
<b>Figura 56</b> Captación con galerías de purga interceptoras de los sedimentos. ____	111
<b>Figura 57</b> Captación lateral con cámara de sedimentación. _____	113

<b>Figura 58</b> Captación lateral de dos niveles con losa en volado. _____	114
<b>Figura 59</b> Deformación de la superficie del agua aguas arriba de una captación frontal. _____	121
<b>Figura 60</b> Gráfico de la cantidad de sedimento que ingresa a la obra de conducción de una captación frontal. _____	123
<b>Figura 61</b> Esquema de las construcciones de cabecera de un sistema de derivación en ríos de montaña. _____	126
<b>Figura 62</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para la obra de captación sin presa. _____	129
<b>Figura 63</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para obra de captación sin presa. _____	131
<b>Figura 64</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa. _____	135
<b>Figura 65</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa. _____	135
<b>Figura 66</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación sin presa. _____	139
<b>Figura 67</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo de la cresta poligonal en planta para obra de captación sin presa. _____	141
<b>Figura 68</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo de la obra de captación en planta para obra de captación sin presa. _____	149
<b>Figura 69</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo de la obra de captación en corte para obra de captación sin presa. _____	150
<b>Figura 70</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo del conducto-galería de purga para obra de captación sin presa. _____	151
<b>Figura 71</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga. _____	152
<b>Figura 72</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 2-2 de la galería de purga para obra de captación sin presa. _____	155
<b>Figura 73</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa. _____	159
<b>Figura 74</b> Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa. _____	159

<b>Figura 75</b> Esquematzación del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa. _____	161
<b>Figura 76</b> Esquematzación del ejemplo de cálculo del desarenador-canal de transición en planta para obra de captación sin presa. _____	161
<b>Figura 77</b> Presentación esquemática general de las tres etapas de los elementos hidráulicos del control de los sedimentos para la obra de captación sin presa. ____	162
<b>Figura 78</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para una obra de captación con presa. _____	164
<b>Figura 79</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para una obra de captación con presa. _____	165
<b>Figura 80</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa. _____	169
<b>Figura 81</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa. _____	169
<b>Figura 82</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación con presa. ____	173
<b>Figura 83</b> Presentación esquemática del ejemplo de la cresta poligonal en planta para obra de captación con presa. _____	175
<b>Figura 84</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta de la obra de captación para obra de captación con presa. _____	183
<b>Figura 85</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte de la obra de captación para obra de captación con presa. _____	184
<b>Figura 86</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del conducto-galería de purga para obra de captación con presa. _____	185
<b>Figura 87</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga para obra de captación con presa. _____	186
<b>Figura 88</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte de la galería de purga para obra de captación con presa. _____	188
<b>Figura 89</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	193
<b>Figura 90</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	193

<b>Figura 91</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	195
<b>Figura 92</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	195
<b>Figura 93</b> Presentación esquemática general de las tres etapas de los elementos hidráulicos del control de los sedimentos para la obra de captación con presa. ____	197
<b>Figura 94</b> Detalle en planta del desarenador-canal de transición. _____	198
<b>Figura 95</b> Fuerza del peso propio. _____	199
<b>Figura 96</b> Fuerza de la presión hidrostática. _____	199
<b>Figura 97</b> Fuerza de la supresión. _____	200
<b>Figura 98</b> Empuje activo del muro. _____	202
<b>Figura 99</b> Fuerza sísmica cuerpo del muro. _____	203
<b>Figura 100</b> Fuerza sísmica del agua del embalse. _____	203
<b>Figura 101</b> Análisis de las fuerzas en el muro. _____	204
<b>Figura 102</b> Detalle frontal de la compuerta. _____	208
<b>Figura 103</b> Detalle del desarenador-canal de transición. _____	210
<b>Figura 104</b> Detalle en planta del desarenador-canal de transición. _____	211
<b>Figura 105</b> Detalle del corte 3-3 del desarenador-canal de transición. _____	211
<b>Figura 106</b> Detalle del corte 2-2 del desarenador-canal de transición. _____	211
<b>Figura 107</b> Detalle del corte 1-1 del acero de refuerzo del muro divisorio. ____	212
<b>Figura 108</b> Detalle del corte 2-2 del acero de refuerzo del muro divisorio. ____	213
<b>Figura 109</b> Detalle del corte 1-1 del conducto de purga. _____	223
<b>Figura 110</b> Detalle del corte 2-2 de la galería de purga. _____	224
<b>Figura 111</b> Detalle en planta del acero de refuerzo de la galería de purga. ____	224
<b>Figura 112</b> Detalle del desarenador-canal de transición. _____	226
<b>Figura 113</b> Detalle en planta del desarenador-canal de transición. _____	227
<b>Figura 114</b> Detalle del corte 3-3 del desarenador-canal de transición. _____	227
<b>Figura 115</b> Detalle del corte 2-2 del desarenador-canal de transición. _____	227
<b>Figura 116</b> Detalle del corte 1-1 del acero de refuerzo del muro divisorio. ____	228
<b>Figura 117</b> Detalle del corte 2-2 del acero de refuerzo del muro divisorio. ____	229
<b>Figura 118</b> Proceso de sedimentación. _____	244
<b>Figura 119</b> Desarenador de lavado intermitente. _____	246
<b>Figura 120</b> Captación frontal con desarenador integrado de una cámara. _____	256
<b>Figura 121</b> Depósito de materiales en dos desarenadores diferentes. _____	257

<b>Figura 122</b> Mediciones directas de transporte de fondo en instalaciones fijas. ____	287
<b>Figura 123</b> Mediciones directas con muestreadores portátiles de tipo mecánico. _	288
<b>Figura 124</b> Esquematación del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para la obra de captación sin presa. _____	319
<b>Figura 125</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para obra de captación sin presa. _____	319
<b>Figura 126</b> Esquematación del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa. _____	320
<b>Figura 127</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa. ____	320
<b>Figura 128</b> Esquematación del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación sin presa. ____	321
<b>Figura 129</b> Esquematación del ejemplo de cálculo de la cresta poligonal en planta para obra de captación sin presa. _____	321
<b>Figura 130</b> Esquematación del ejemplo de cálculo de la obra de captación en planta para obra de captación sin presa. _____	322
<b>Figura 131</b> Esquematación del ejemplo de cálculo de la obra de captación en corte para obra de captación sin presa. _____	322
<b>Figura 132</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del conducto-galería de purga para obra de captación sin presa. _____	322
<b>Figura 133</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga. _____	323
<b>Figura 134</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del corte 2-2 de la galería de purga para obra de captación sin presa. _____	323
<b>Figura 135</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa. _____	323
<b>Figura 136</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa. _____	324
<b>Figura 137</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa. _____	324
<b>Figura 138</b> Esquematación del ejemplo de cálculo del desarenador-canal de transición en planta para obra de captación sin presa. _____	324
<b>Figura 139</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para una obra de captación con presa. _____	325

<b>Figura 140</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para una obra de captación con presa. _____	325
<b>Figura 141</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa. _____	326
<b>Figura 142</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa. _____	326
<b>Figura 143</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación con presa. ____	327
<b>Figura 144</b> Presentación esquemática del ejemplo de la cresta poligonal en planta para obra de captación con presa. _____	327
<b>Figura 145</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta de la obra de captación para obra de captación con presa. _____	328
<b>Figura 146</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte de la obra de captación para obra de captación con presa. _____	328
<b>Figura 147</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del conducto-galería de purga para obra de captación con presa. _____	328
<b>Figura 148</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga para obra de captación con presa. _____	329
<b>Figura 149</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte de la galería de purga para obra de captación con presa. _____	329
<b>Figura 150</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	329
<b>Figura 151</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	330
<b>Figura 152</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	330
<b>Figura 153</b> Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa. _____	330

## RESUMEN

El presente trabajo de titulación propone un algoritmo para el análisis del control de los sedimentos de fondo (grava gruesa, grava mediana, grava fina y arena gruesa) conformado por tres etapas, los cuales se desarrollan en el área de influencia hidrológica y sedimentológica de un sistema de derivación en un río de montaña.

La primera etapa se desarrolla aguas arriba del sistema de derivación directa (obra de captación), en el cual se realiza un análisis de las crestas sumergidas que permiten la retención del sedimento de fondo con mayor diámetro (grava gruesa).

La segunda etapa se desarrolla en el ámbito de la obra de captación directa (sin presa o con presa) y su ambiente. En esta etapa se consideran dos puntos importantes: 1) el análisis del sitio de captación en un tramo con curvatura y 2) la inclusión de medidas para evitar el ingreso de material sólido de fondo a la estructura de captación, la cual está conformada por elementos hidráulicos como crestas de fondo direccionadas, galerías y conductos de purga.

La tercera etapa se desarrolla aguas abajo del sistema de derivación directa (obra de captación), en el cual los componentes principales para el análisis y retención de las partículas de fondo de menor diámetro (arena gruesa) son los desarenadores.

De esta manera por medio de los diferentes elementos hidráulicos que conforman cada etapa y realizando un análisis técnico-económico de los mismos, se garantiza un buen funcionamiento, eficiencia y operatividad de la obra de toma y de los componentes del sistema de derivación, para que no exista un deterioro de la calidad de agua y pueda satisfacer las demandas de los usuarios y de los diferentes sectores del país (agrícola, energético, municipal, ambiental).

**Palabras claves:** Obra de captación, desarenador, sedimentos de fondo, grava gruesa, galerías de purga, conductos de purga, desarenador, crestas sumergidas, sitio de captación.



## ABSTRACT

The present degree work proposes an algorithm for the analysis of the control of bottom sediments (coarse gravel, medium gravel, fine gravel, and coarse sand) made up of three stages, which are developed in the hydrological and sedimentological area of influence of a derivation system in a mountain river.

The first stage is carried out upstream of the direct derivation system (catchment work), in which an analysis of the submerged ridges is carried out that allow the retention of the bottom sediment with a larger diameter (coarse gravel).

The second stage is developed in the field of direct catchment work (without water dam or with water dam) and its environment. At this stage, two important points are considered: 1) the analysis of the catchment site in a section with curvature and 2) the inclusion of measures to prevent the entry of solid bottom material into the catchment structure, which is made up of elements hydraulics such as directed bottom ridges, galleries, and purge lines.

The third stage is carried out downstream of the direct derivation system (catchment work), in which the main components for the analysis and retention of the bottom particles of smaller diameter (coarse sand) are the grit sinks.

In this way, by means of the different hydraulic elements that make up each stage and carrying out a technical-economic analysis of them, a good functioning, efficiency and operability of the catchment work and the components of the derivation system is guaranteed, so that there is no deterioration of the water quality and can satisfy the demands of users and the different sectors of the country (agriculture, energy, municipal, environmental).

**Keywords:** Catchment site, desander, bottom sediments, coarse gravel, purge galleries, purge ducts, submerged ridges, catchment site.

## **CAPÍTULO I**

### **ANTECEDENTES Y GENERALIDADES**

#### **1.1 Introducción**

El Ecuador posee en sus cuencas hidrográficas una amplia reserva de recursos hídricos que, en el transcurso de los años han sido y son fuente para satisfacer las demandas de los diferentes sectores del país como son: agrícola, energético, municipal, ambiental. Sin embargo, el manejo y uso de estos recursos involucran problemas crecientes, particularmente en el área de la ingeniería civil, debido a diferentes factores como: distribución no uniforme de las fuentes de agua dulce; deterioro cada vez mayor de la calidad de agua en las fuentes naturales, especialmente por la concentración de sedimentos; incremento permanente de la demanda del recurso hídrico; disponibilidad limitada de los recursos económicos requeridos para las demandas del desarrollo; problemas de operación y baja eficiencia en buena parte de los sistemas hidráulicos fluviales existentes, particularmente de los sistemas de derivación; falta de normas en el país que permitan uniformizar criterios, medidas y procedimientos para la formulación y diseño integral de los proyectos de infraestructura fluvial, en un marco de confiabilidad, seguridad, eficiencia operativa y económica.

En la mayoría de los casos, el principal problema de los sistemas de derivación de agua desde las fuentes naturales está relacionado con las altas concentraciones de sedimento, en especial en los periodos de crecidas; es por esta razón por lo que la obra de captación es en realidad el primer nodo del sistema, cuya función es la de barrera protectora que evita el ingreso de sólidos en el sistema de derivación. El cumplimiento de esta función normalmente constituye el principal problema que se enfrenta en el diseño de la obra de captación.

## **1.2 Justificación**

En el Ecuador, el aprovechamiento de los recursos hídricos con mayor frecuencia se realiza a través de sistemas de derivación desde cauces naturales que se caracterizan por la alta concentración de sedimentos en el agua, por esta razón, cualquier alteración en las condiciones de operación en la obra de captación origina riegos para el funcionamiento de todo el sistema.

El problema del manejo de sedimentos en las captaciones directas desde diferentes tipos de ríos es un problema actual en todas las regiones del planeta, debido a las consecuencias negativas en la vida útil y operatividad de la obra de toma y la magnitud de los impactos y su costo, sin que existan aun modelos de manejo claramente definidos, además este problema es diferente inclusive en un mismo río, dependiente de la configuración del tramo y de la dinámica del flujo.

Este trabajo permitirá tanto al egresado de ingeniería civil como a los profesionales ampliar su conocimiento en el campo del manejo de sedimentos con el fin de minimizar las concentraciones altas de sedimentos en las captaciones directas de los ríos de montaña.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo general**

Estructurar un manual para el control de sedimentos en las captaciones directas de los ríos de montaña, a fin de minimizar el ingreso de altas concentraciones de sedimentos a partir de medidas de diseño.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

Identificar y analizar las medidas de diseño generalmente adoptadas para evitar el ingreso de sedimento grueso a través del orificio de captación, en diferentes esquemas de derivación, identificando las ventajas y desventajas.

Identificar y analizar las medidas de diseño generalmente adoptadas para retener el sedimento grueso que ha ingresado a través del orificio de entrada a la obra de captación, identificando sus ventajas y desventajas.

Realizar el análisis comparativo técnico- económico de al menos dos diferentes esquemas de manejo de sedimentos, para minimizar el ingreso de partículas gruesas, tanto a través del orificio de entrada de la obra de captación como aguas debajo de dicho orificio.

## **CAPÍTULO II**

### **TEORÍA BÁSICA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CAUCES ABIERTOS.**

#### **2.1 Tipos de depósitos sedimentarios.**

Con el pasar de los años y el avance de las investigaciones es posible establecer que el relieve que tiene el planeta tierra desde el pasado ha sido y a futuro seguirá siendo formado por los procesos de desgaste, transporte, degradación y consolidación de sedimentos, en los cuales las propiedades dinámicas externas más importantes que actúan sobre estos procesos son: la aceleración de gravedad, el agua, la lluvia, el viento y el hielo. La palabra sedimento se utiliza en el sentido de sedimento aluvial<sup>1</sup>, el cual quiere decir, que son porciones de roca y/o partículas de minerales, que por medio del flujo de agua han experimentado un proceso de erosión, transporte y deposición.

El subcomité de Terminología Sedimentológica de la Unión Americana de Geofísicos (AGU) emplea como definición de los sedimentos, refiriéndose a partículas de material que es suspendido en, transportado por, depositado por o acumulado en los lechos, por el agua, el aire, o por otras propiedades naturales. (Basile, 2018, pág. 107).

##### **2.1.1 Procesos de meteorización de rocas**

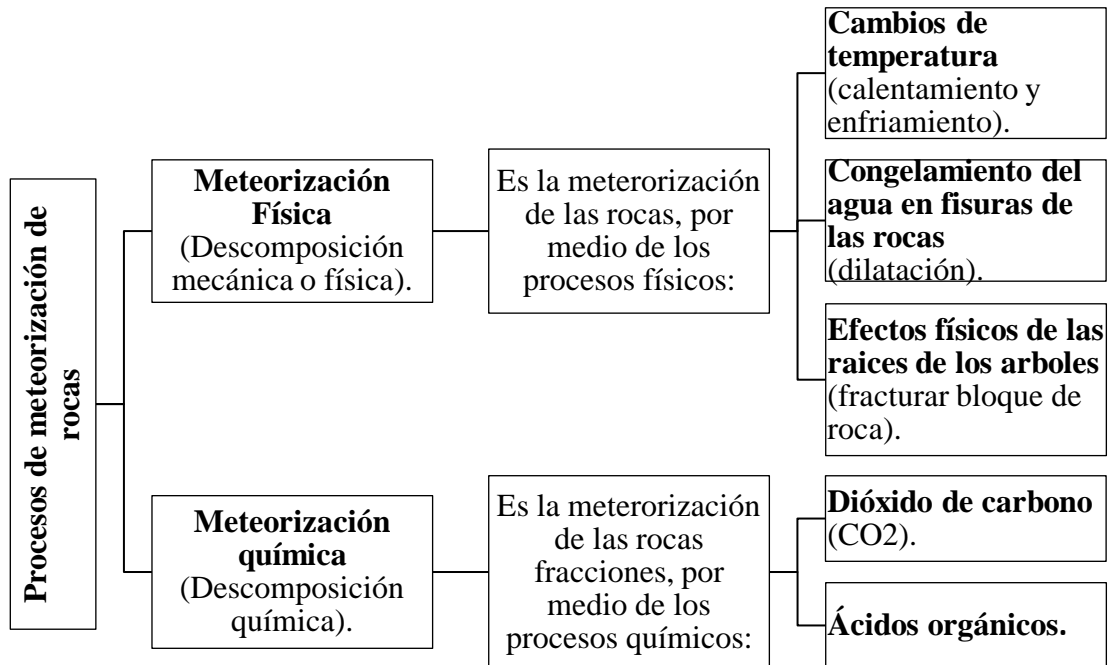
Para la meteorización o intemperización de las rocas se debe considerar que las rocas han experimentados algunos procesos en su transporte. En la tierra actúan diferentes propiedades externas y condiciones climáticas, que producen procesos químicos y físicos que llegan a descomponer y convertir las rocas desde su composición inicial. Cuando se produce este suceso, se concluye que la roca ha experimentado un proceso de intemperización o meteorización” (Basile, 2018, pág. 1).

---

<sup>1</sup> **Sedimento aluvial.** – Son aquellos fragmentos de roca parental, que han sido erosionados, transportados y depositados por el flujo hídrico.

Esto nos indica que a través de los diferentes procesos que actúan sobre las rocas, permiten que estas experimenten el proceso de meteorización, el cual se describe en la Figura 1.

**Figura 1**  
*Procesos de meteorización de las rocas.*



*Nota:* Descripción breve de los diferentes procesos de meteorización con respecto a las rocas originarias. Fuente: (Basile, 2018, pág. 2).

Como resultado de la meteorización física se origina mayoritariamente sedimentos o detritos<sup>2</sup> nombrados como clásticos, mientras que, como resultado de la intemperización química se produce material compuesto por partículas residuales de cuarzo. Las propiedades climáticas existentes en las diferentes regiones permiten determinar las clases de proceso de meteorización de las rocas, como se observa en la Figura 2.

<sup>2</sup> **Detritos.** – Se denomina detritos aquellas partículas sólidas producto de la meteorización de las rocas parentales. (Basile, 2018, p. 2)

## Figura 2

Procesos de meteorización de las rocas a partir de las propiedades climáticas.

<b>Meteorización química.</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Climas cálidos,</li><li>• Climas húmedos.</li></ul>
<b>Meteorización física.</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Climas secos,</li><li>• Climas fríos (polos),</li><li>• Climas cálidos,</li><li>• Climas secos (semiáridos, desérticos).</li></ul>
<b>Meteorización química - física.</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Climas templados.</li></ul>

*Nota:* Descripción del proceso de meteorización en función de las propiedades climáticas. Fuente: (Basile, 2018, pág. 2).

Los materiales que se tienen como resultado de la descomposición física y química de las rocas generan una diversidad extensa de depósitos sedimentarios<sup>3</sup>, los cuales pueden ser:

1. **Residuales.** - Se caracterizan por que se mantienen en el lugar en el cual se crearon, o reposan encima de la roca parental de la cual fueron formados.
2. **Transportados.** - Se caracterizan por ser acumulados en las superficies distantes en el cual fueron formados originalmente, ya que sobre ellos actuaron algunas de las propiedades de transporte.

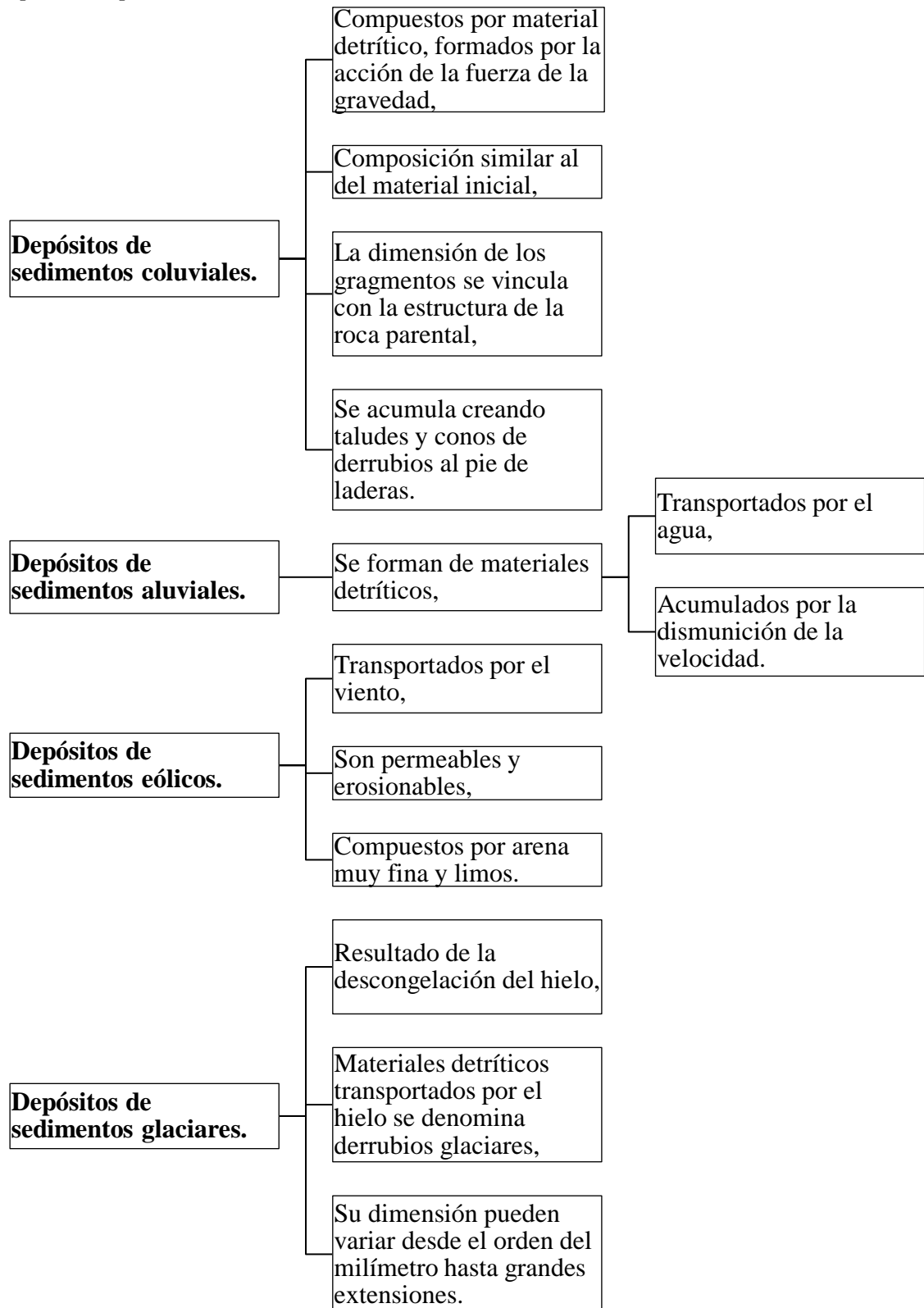
### 2.1.2 Clases de depósitos sedimentarios

Las diferentes clases de depósitos sedimentarios que se producen en la tierra se explicaran mediante la Figura 3.

<sup>3</sup> **Depósitos sedimentarios.** – Se denomina deposito sedimentario o también conocido como depósito de sedimentos, al conjunto de detritos. (Basile, 2018, p. 2)

**Figura 3**

*Tipos de depósitos sedimentarios.*



*Nota:* Descripción breve de los diferentes tipos de depósitos sedimentarios. Fuente: (Basile, 2018, págs. 3-4).



Cabe mencionar que los sedimentos fluviales se utilizan para describir a los detritos formados por los depósitos que deja un río, los cuales incluyen material grueso como: arena, grava, entre otros, y material fino como: limo y arcilla. Este tipo de sedimentos se pueden encontrar en los lugares que se describen a continuación:

1. Cauce principal del río,
2. La planicie aluvial, formada por medio de la divagación del cauce y depósitos producidos durante las inundaciones,
3. El fondo de lagos,
4. Los conos de deyección,
5. El fondo de estuarios<sup>4</sup>,
6. Las formaciones deltaicas<sup>5</sup>.

## **2.2 Tamaño de los sedimentos**

### **2.2.1 Diferentes definiciones para caracterizar el tamaño.**

La principal característica física para identificar una partícula de sedimento es su tamaño. Las partículas de sedimento formadas en los diferentes lechos de los ríos pueden presentarse de diferentes aspectos que pueden ser desde esféricas hasta achatadas y alargadas, por esa razón a continuación se presentan algunas definiciones del tamaño de los sedimentos según su diámetro.

#### **2.2.1.1 Diámetro de tamiz**

Se puede definir como aquella abertura de forma cuadrada que se ubicada en la malla que posee el tamiz, y por medio de la cual puede atravesar una partícula de sedimento.

---

<sup>4</sup> **Estuarios.** – Es la desembocadura de un río amplio y profundo en el mar, el cual intercambia en esta agua salada y dulce, debido a las mareas, en algunos se acumulan extensos depósitos de lodo.

<sup>5</sup> **Formaciones deltaicas.** – Es un accidente geográfico formado por la desembocadura de un río por los sedimentos fluviales que ahí se depositan.

### 2.2.1.2 Diámetro de sedimentación

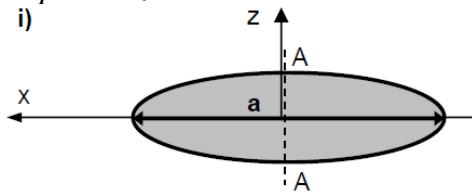
Es el diámetro que posee una esfera que tiene la misma densidad y velocidad, al encontrarse en el mismo fluido y a la misma temperatura.

### 2.2.1.3 Diámetros triaxiales

Se los puede definir como un elipsoide que posee tres ejes en forma perpendicular (Eje “X”, Eje “Y”, y el Eje “Z”), como se esquematizan en las siguientes figuras:

**Figura 4**

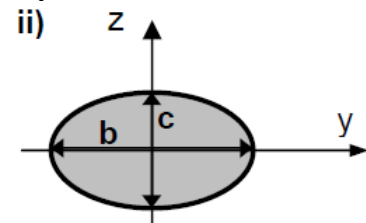
*Esquemización dimensiones triaxiales de un clasto en vista lateral.*



**Nota:** Esquema de las dimensiones triaxiales de un clasto en vista lateral. Fuente: (Basile, 2018, pág. 108).

**Figura 5**

*Esquemización dimensiones triaxiales de un clasto en corte lateral A-A.*



**Nota:** Esquema de las dimensiones triaxiales del clasto en corte lateral A-A. Fuente: (Basile, 2018, pág. 108).

Se puede observar en las figuras antes propuestas, que el largo medido sobre los ejes es: a (mayor), b (intermedia) y c (menor) respectivamente. Se emplea b como el indicador del tamaño de la partícula.

### 2.2.1.4 Diámetro de cubo o de esfera equivalente

Se lo puede definir como el diámetro de un cubo que posee un volumen equivalente ( $d_{cubeq}$ ), o a el diámetro que posee una esfera de volumen equivalente ( $d_{esq}$ ).

El cual puede ser determinado por medio de las siguientes expresiones (Basile, 2018):

$$d_{cueq} = \left( \frac{M_{enr}}{\rho_{mat}} \right)^{1/3}, \quad [\text{Ec. 1}]$$

$$d_{cueq} = 0.806 * d_{eseq}, \quad [\text{Ec. 2}]$$

$$d_{eseq} = \left( \frac{6 * M_{enr}}{\pi * \rho_{mat}} \right)^{1/3}, \quad [\text{Ec. 3}]$$

Donde:  $M_{enr}$ : Masa del enrocado (kg);  $\rho_{mat}$ : Densidad del material ( $\text{kg/m}^3$ ).

Una vez analizados los diferentes tamaños que pueden presentar los sedimentos, se estudiará la teoría para obtener el sedimento de fondo<sup>6</sup>, para la cual se tomará en cuenta la Escala Sedimentológica de Udden- Wentworth, en la que se establecerán diferentes rangos de diámetro (d (mm)) de los sedimentos de grava y arena gruesa para la realización del trabajo de investigación:

**Tabla 1**

*Rangos de diámetros establecidos para los sedimentos de fondo.*

	<b>Denominación</b>	<b>Diámetro (d(mm))</b>
	<b>GRAVA</b>	
<b>SEDIMENTO</b>	Grava Gruesa	64 - 16
<b>DE FONDO</b>	Grava Mediana	16 - 4
	Grava Fina	4 - 2
	<b>ARENA GRUESA</b>	
	Arena Gruesa	2 - 1/2

*Nota:* Descripción de los rangos establecidos de los sedimentos de fondo para el trabajo de titulación. Elaborado por: El autor.

### 2.2.2 Cálculo de tamaños: estudios granulométricos

Para el cálculo de la resistencia al flujo, es necesario comprender la estructura granulométrica en un lecho fluvial<sup>7</sup>, así como también para el análisis del transporte de sedimentos, los procesos relacionados a su forma y la calidad existente en el ambiente fluvial de las especies.

<sup>6</sup> **Sedimento de fondo.** - Es aquella partícula proveniente del cauce natural, cuya densidad es mayor que la del agua.

<sup>7</sup> **Lecho fluvial.** - Denominación que se le da a un río.

Por lo general cuando el lecho fluvial contiene sedimentos gruesos como grava muy gruesa, cascajos y cantos rodados, es necesario efectuar un muestreo externo (superficial) de forma individual, que permite obtener como resultado una distribución de frecuencia por número, mientras, que para los sedimentos finos es necesario efectuar un análisis de muestras volumétricas que permite obtener la distribución granulométrica.

### 2.2.2.1 Estudio granulométrico partiendo de muestras superficiales

Como se explicó anteriormente, para el estudio granulométrico en sedimentos gruesos es necesario realizar un muestreo externo (superficial). Algunos métodos se describen en la Tabla 2.

**Tabla 2**

*Métodos para el análisis granulométrico a partir de muestras superficiales.*

<b>Método</b>	<b>Descripción</b>	<b>Procedimiento</b>	<b>Características</b>
<b>Método del conteo de clastos de Wolman (Wolman, 1954)</b>	Muestreo de manera aleatoria, Abarca una superficie de 100m <sup>2</sup> .	Se recorre la transecta a pie y después de un paso o dos pasos se recolecta el clasto que queda debajo del pie.	Toma mínimo 100 clastos a lo largo de una transecta, Medición se realiza de forma directa (regla, calibre o plantilla).
<b>Método de grillado</b>	Abarca una superficie de 1m <sup>2</sup> a 10m <sup>2</sup> materializando una grilla cuadrada.	Se considera una separación de 2*d <sub>máx</sub> , Todos los clastos se encuentran ubicados en los puntos de intersección de la malla son mostrados.	Puede realizar mediante fotografías del lecho, Y con posterior análisis del gabinete, Medición se realiza de forma directa (regla, calibre o plantilla).
<b>Método de muestreo areal (Bunte y Abt, 2001)</b>	Abarca una superficie de 0.1m <sup>2</sup> a 1 m <sup>2</sup> .	Muestreo puede ser manual, Con elementos adhesivos (Muestra debe tamizada en el laboratorio).	Realizar mediante fotografías, Realizar en lechos de grava con proporción de grava fina y arena.

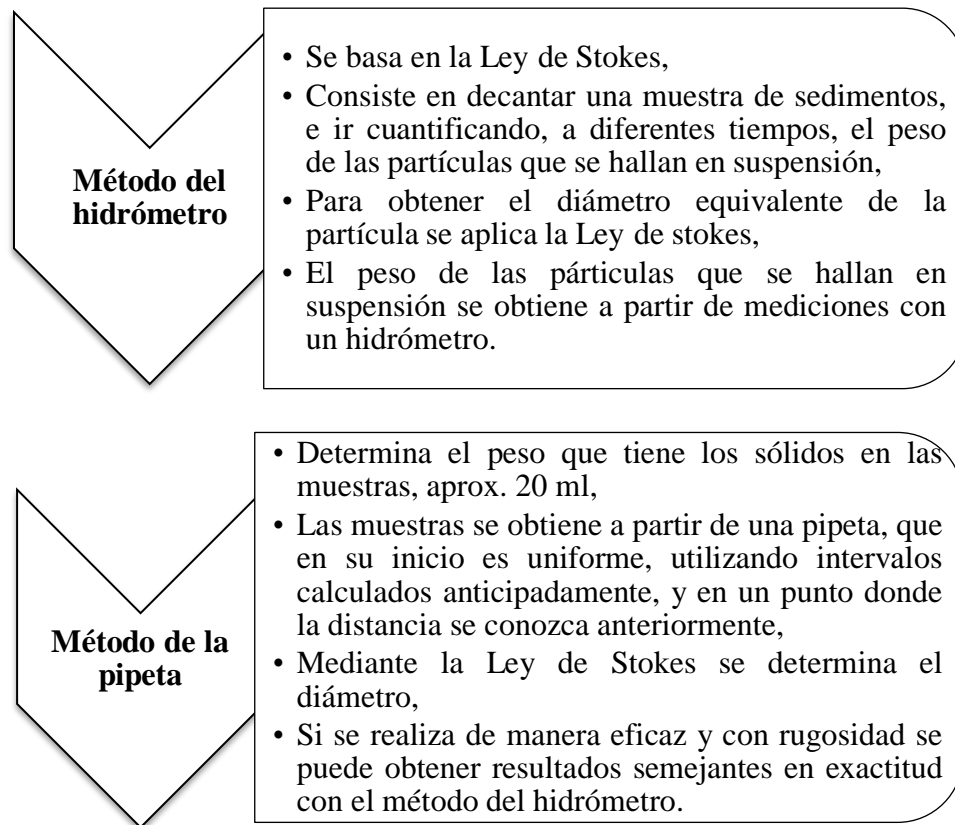
**Nota:** Descripción de los métodos para el análisis granulométrico a partir de muestras superficiales. Fuente: (Basile, 2018, pág. 111).

### 2.2.2.3 Estudio granulométrico por sedimentación

Las técnicas y métodos fundamentadas en el tratamiento de sedimentación se emplean especialmente para los sedimentos finos, que tienen un diámetro menor a 1/16 mm (62.5  $\mu\text{m}$ ) tomando en cuenta un margen inferior de 1/2048 mm (0.5  $\mu\text{m}$ ) (debido a que, en valores inferiores a este, el movimiento browniano<sup>8</sup> efectuado por las moléculas de agua empieza a perjudicar la decantación en las partículas). Para este caso el índice de tamaño está definido por el diámetro de sedimentación.

#### Figura 6

*Métodos para el análisis granulométrico por sedimentación.*



**Nota:** Descripción de los métodos para el análisis granulométrico por sedimentación.  
Fuente: (Basile, 2018, págs. 113-114).

<sup>8</sup> **Movimiento browniano.** – Es aquel movimiento aleatorio que se observa en las partículas que se hallan en un medio fluido, como resultado de choques contra las moléculas de dicho fluido.

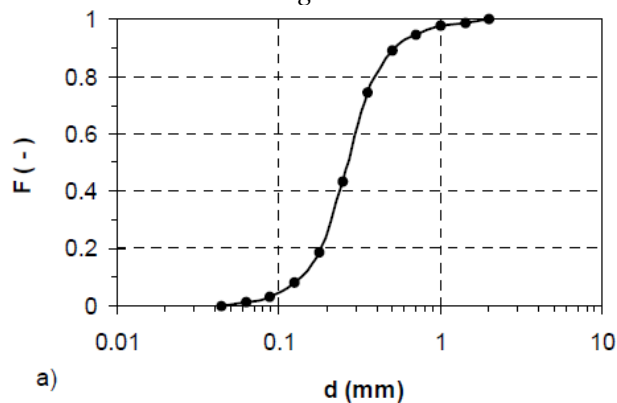
Algunas consideraciones que se debe tomar en cuenta para para el método del hidrómetro<sup>9</sup>:

1. Es necesario confirmar que exista una dispersión total de las partículas (no debe existir floculación),
2. Se debe mantener una temperatura constante para proceso de la sedimentación y,
3. Con el fin de no afectar a la viscosidad, se debe tener la concentración diluida (25-50 g/l).

### 2.2.3 Representación del análisis granulométrico

La representación de los datos del análisis granulométrico, tanto por tamizado como por sedimentación se lo realiza por medio de un gráfico semilogarítmico, donde el eje “Y” representa la fracción acumulada en peso de material más fino, a un determinado diámetro (F), mientras que en las abscisas se representa el diámetro (d) en escala logarítmica.

**Figura 7**  
*F versus d en escala logarítmica.*



**Nota:** Grafica de la fracción acumulada (F) en función del diámetro (d). Fuente: (Basile, 2018, pág. 114).

<sup>9</sup> **Hidrómetro.** - Es un densímetro cuyas lecturas pertenecen a la cantidad de sedimentos en suspensión en g/l.

## 2.3 Propiedades físico - mecánicas de los sedimentos

Posteriormente, se describirán las propiedades físico - mecánicas de los sedimentos, pero primeramente se describirán las propiedades a considerarse.

### 2.3.1 Densidad ( $\rho_{mat}$ )

Se entiende por densidad, a la masa por unidad de volumen, donde se puede constituir que:

1. La arcilla está conformada por fracciones diminutas de micas y feldespato,
2. La arena y el limo están conformado por cuarzo y sílice respectivamente, y,
3. Los cantos rodados y las gravas son porciones de la base rocosa.

A continuación, se presenta una tabla de las densidades absolutas de los sedimentos naturales:

**Tabla 3**  
*Densidades absolutas del sedimento.*

<b>Material</b>	<b><math>\rho_{mat}</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Montmorillonita	2400
Illita	2600
Caolinita	2600
Cuarzo	2650
Calcita	2700
Basalto	2800
Biotita	3000
Magnetita	5170
Hematita	5200

*Nota:* Valores de las densidades absolutas del sedimento. Fuente: (Basile, 2018, pág. 131).

### 2.3.2 Gravedad específica ( $G_{esp}$ ).

Se determina a través de la relación que existe entre la densidad del sedimento y la densidad del agua, la cual se puede expresar de la siguiente manera (Basile, 2018):

$$G_{esp} = \frac{\rho_{mat}}{\rho_{H2O}}, \quad [\text{Ec. 4}]$$

Donde:  $\rho_{H2O}$ : Densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>).

El **peso específico del sedimento** ( $\gamma_{sed}$ ) es expresado de la siguiente manera (Basile, 2018):

$$\gamma_{sed} = g * \rho_{mat} , \quad [Ec. 5]$$

Donde: g: Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

Consecuentemente, el **peso específico del sedimento sumergido** ( $\gamma_{sedsum}$ ) se expresa de la siguiente manera (Basile, 2018):

$$\gamma_{sedsum} = g * (\rho_{mat} - \rho_{H2O}) , \quad [Ec. 6]$$

Donde:  $\gamma_{sedsum}$ : Peso específico del sedimento sumergido ( $kN/m^3$ ).

### 2.3.3 Forma (F).

Mediante la forma es posible explicar la geometría que posee la partícula sin considerar su volumen, densidad o combinación de materiales, además también se caracteriza por influir en el desplazamiento de la partícula cuando se encuentra en la corriente de agua.

#### 2.3.3.1 Factor de forma (FFr).

La forma que posee una partícula de sedimento influencia directamente en su velocidad de caída<sup>10</sup>, después de realizarse varios estudios se ha determinado que esta influencia se puede representar por medio de la utilización del factor de forma de Corey (McNown y Malaika, 1950; Albertson, 1952; Schultz, 1954), el cual se presenta a continuación:

$$FFr = \frac{c}{\sqrt{a * b}} , \quad [Ec. 7]$$

Donde: a, b y c: Dimensiones triaxiales, a (mayor), b (intermedia) y c (menor).

Para una esfera perfecta  $FFr = 1$  y para arenas naturales  $FFr = 0.7$ .

---

<sup>10</sup> **Velocidad de caída.** – Depende del diámetro de la partícula, del factor de forma, de la densidad del sedimento, de la viscosidad del fluido, de la concentración de sedimentos en la corriente hídrica y de la turbulencia del flujo. (Basile, 2018, p. 152)



### 2.3.3.2 Índices utilizados para la elongación ( $I_{elg}$ ) y de achatamiento ( $I_{ach}$ ).

La determinación de los índices de elongación ( $I_{elg}$ ) y de achatamiento ( $I_{ach}$ ) se realiza por medio de la función de las dimensiones triaxiales, que se presenta a continuación (Basile, 2018):

$$I_{elg} = \frac{b}{a}, \quad [\text{Ec. 8}]$$

$$I_{ach} = \frac{c}{b}, \quad [\text{Ec. 9}]$$

También se debe considerar que, Zingg (1935), relaciona la forma de las partículas como círculos, esferas, laminas o cilindros, partiendo de los valores asumidos para  $I_{elg}$  y  $I_{ach}$ , como se puede visualizar en la siguiente tabla presentada a continuación.

**Tabla 4**

*Clasificación de forma, Zingg (1935).*

Clase	$I_{elg}=b/a$	$I_{ach}=c/b$	Forma
1	$> 2/3$	$< 2/3$	Discoidal
2	$> 2/3$	$> 2/3$	Esférica
3	$< 2/3$	$< 2/3$	Laminar
4	$< 2/3$	$> 2/3$	Cilíndrica

*Nota:* Descripción de los valores de forma según Zingg. Fuente: (Basile, 2018, pág. 132).

### 2.3.3.3 Esfericidad ( $\epsilon_{sf}$ ).

Este parámetro se asocia al grado de proximidad que tiene la partícula con una esfera de igual volumen. Las curvas de isoesfericidad son construidas por medio de la utilización de los índices antes mencionados, usando la siguiente fórmula (Krumbein, 1941):

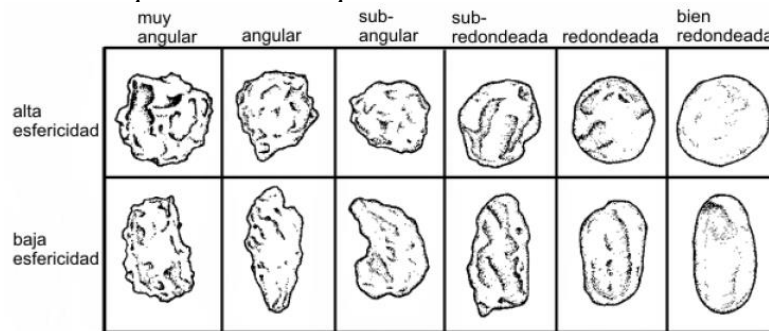
$$\epsilon_{sf} = \sqrt[3]{\left(\frac{b}{a}\right)^2 * \frac{c}{b}} = \sqrt[3]{\frac{b * c}{a^2}}, \quad [\text{Ec. 10}]$$

### 2.3.3.4 Redondez.

Este parámetro es utilizado para determinar la silueta o extremos de las partículas de sedimento, y está asociado con el nivel de agudeza que poseen los bordes y ángulos, indicando el nivel de fricción experimentado por los granos, y reflejando los sucesos ocurridos durante su transporte.

**Figura 8**

*Redondez para distintos tipos de contornos.*



Fuente: (Basile, 2018, pág. 134).

Este parámetro también tiene una correspondencia directa con el comportamiento del agua en los ríos. Para realizar el traslado en suspensión, generalmente las partículas que poseen formas más esféricas se distinguen de las otras que poseen formas menos esféricas, y se sedimentan teniendo una velocidad más baja, mientras que, en el transporte de fondo, las partículas con menor esfericidad tienen una menor velocidad que a las partículas con mayor esfericidad.

**Tabla 5**

*Descripción de características para cada tipo de redondez.*

Redondez	Descripción
Muy angular	Partículas de fracturas recientes, múltiple aristas vivas, bordes cortantes
Angular	Superficie áspera, bordes menos cortantes/afilados, formas prismáticas
Subangular	Se distinguen bordes y aristas ligeramente redondeadas
Subredondeada	Se distinguen aristas pero al tacto no se "sienten"
Redondeada	No se distinguen bordes ni aristas y no se "sienten" al tacto
Bien redondeada	Superficie pulida, partículas aproximadamente esféricas o elipsoidales

**Nota:** Descripción breve de las características para cada tipo de redondez. Fuente: (Basile, 2018, pág. 134).

Cabe mencionar que tanto la forma como la redondez final de los fragmentos de roca se encuentran influenciados por los siguientes criterios, (Basile, 2018, pág. 134):

- a) Forma inicial de los fragmentos,
- b) Resistencia que poseen los minerales de la base rocosa,
- c) La duración del transporte y
- d) La distancia que fue recorrida por los fragmentos.

Por lo tanto, mientras mayor redondez presenta el sedimento, menor es su ángulo de reposo.

#### **2.3.4 Velocidad de caída ( $v_{cd}$ ).**

La velocidad de caída de los sedimentos depende de varios factores como:

1. Diámetro y forma que posee la partícula,
2. La densidad y concentración de sedimentos,
3. Viscosidad del fluido, y
4. Flujo turbulento.

A continuación, se presentan algunas ecuaciones con las que se puede determinar la velocidad de caída tanto para partículas esféricas, como para sedimentos naturales:

Para determinar la velocidad de caída de partículas esféricas ( $v_{cd}$ ) se lo realiza a partir de la siguiente ecuación (Basile, 2018):

$$v_{cd} = \left[ \frac{4}{3} * \frac{(s - 1) * g * d}{C_d} \right]^{1/2}, \quad [\text{Ec. 11}]$$

Donde:  $C_d$ : Coeficiente de resistencia;  $v_{cd}$ : Velocidad de caída de la partícula.

A partir del análisis de las ecuaciones de Navier- Stokes, se obtuvo que el coeficiente de resistencia se expresa (Basile, 2018, pág. 135):

$$C_D = \frac{24 * v}{v_{cd} * d} = \frac{24}{Re}, \quad [\text{Ec. 12}]$$

La ecuación [Ec. 12] se debe utilizar únicamente, en partículas de forma esférica, con un diámetro (d) aproximadamente inferior a 0.1 mm ( $d < 0.1$  mm) y cuando se tiene un flujo laminar menor que uno.

Consecuentemente para determinar la velocidad de caída para sedimentos naturales, según algunos investigadores, el coeficiente de resistencia para flujo laminar<sup>11</sup> en relación con la partícula ( $Re < 1$ ), es igual a:

Van Rijn, 1984:

$$C_D = \frac{24}{Re}, \quad [\text{Ec. 13}]$$

Cuando se desarrolla totalmente un flujo turbulento<sup>12</sup>, el coeficiente de resistencia varía entre 1 y 1.2 ( $1 < C_D < 1.2$ ).

Van Rijn (1984) evaluó la velocidad de caída terminal, empleando  $C_D = 1.1$  en circunstancias donde se tiene un flujo turbulento alrededor de la partícula:

$$v_{cd} = \frac{1}{18} * \frac{(s - 1) * g * d^2}{\nu}, \quad d \leq 1 \text{ mm}, \quad [\text{Ec. 14}]$$

$$v_{cd} = 10 * \frac{\nu}{d} * [(1 + 0.01 * D_*^3)^{1/2}], \quad 0.1 \text{ mm} < d \leq 1 \text{ mm}, \quad [\text{Ec. 15}]$$

$$v_{cd} = 1.1 * [(s - 1) * g * d]^{1/2}, \quad d > 1 \text{ mm}, \quad [\text{Ec. 16}]$$

Donde  $D_*$ : Diámetro adimensional, que se expresa como:

$$D_* = d * \left[ \frac{(s - 1) * g}{\nu^2} \right]^{1/3}, \quad [\text{Ec. 17}]$$

<sup>11</sup> **Flujo laminar.** – Se denomina flujo laminar al movimiento de un fluido cuando este es ordenado, suave; el fluido se mueve en laminas paralelas sin entremezclarse y cada partícula de fluido sigue una trayectoria suave.

<sup>12</sup> **Flujo turbulento.** – Se denomina flujo turbulento al movimiento de un fluido que se da en forma caótica, en el que las partículas se mueven desordenadamente y las trayectorias de las partículas se encuentran formando pequeños remolinos periódicos.

### 2.3.5 Porosidad ( $p_{rs}$ ).

Este parámetro se determina a partir de la relación existente entre el volumen de vacíos ( $V_{vac}$ ) y el volumen total ( $V_T$ ).

$$p_{rs} = \frac{V_{vac}}{V_T} = \frac{V_T - V_{sol}}{V_T} = 1 - \frac{V_{sol}}{V_T}, \quad [\text{Ec. 18}]$$

En el cual se ha aplicado el significado del volumen total ( $V_T$ ) como la suma del volumen sólido ( $V_{vac}$ ) y el volumen de vacíos ( $V_{sol}$ ).

$$V_T = V_{sol} + V_{vac}, \quad [\text{Ec. 19}]$$

La **relación de vacíos** ( $ev$ ) se puede definir como la relación existente entre el volumen de vacíos ( $V_{vac}$ ) y el volumen sólido ( $V_{sol}$ ) (Basile, 2018):

$$ev = \frac{V_{vac}}{V_{sol}} = \frac{V_{vac}}{V_T - V_{vac}}, \quad [\text{Ec. 20}]$$

La fracción de huecos (porosidad) y la relación de vacíos se encuentran vinculados a través de la siguiente expresión (Basile, 2018):

$$ev = \frac{p_{rs}}{1 - p_{rs}}, \quad [\text{Ec. 21}]$$

La ecuación que se presenta a continuación es fundamental para determinar correctamente los niveles del fondo del río que se encuentran vinculados a los procesos de erosión o deposición de sedimentos (Basile, 2018).

$$V_T = \frac{V_{sol}}{(1 - p_{rs})}, \quad [\text{Ec. 22}]$$

Cabe mencionar que la fracción de huecos (porosidad) se encuentra afectada por:

- La distribución granulométrica,
- La forma de fijación y de las partículas, y
- Las condiciones para la deposición.

Para el caso de arenas se emplea valores de porosidad comprendidos entre 0.35 y 0.45, mientras que, para el caso de gravas, la porosidad disminuye hasta valores

próximos a 0.2, debido a que las partículas más minúsculas pueden llenar los vacíos (Khullar et al., 2013).

**Tabla 6**  
*Porosidad para distintos sedimentos.*

<b>Denominación sedimento</b>	<b>P<sub>rs</sub></b>
Grava gruesa	0.18
Grava mediana	0.23
Grava fina	0.33
Arena gruesa	0.35
Arena mediana	0.42
Arena fina	0.44
Limos	0.54

*Nota:* Descripción de los valores de porosidad para diferentes sedimentos. Fuente: (Basile, 2018, pág. 141).

### 2.3.6 Densidad y peso específico in situ.

La densidad seca global in situ ( $\rho_{sec}$ ) es muy importante para definir el tiempo de vida útil que tiene un embalse, es cual será, gradualmente colmatado<sup>13</sup> por medio de los sedimentos que se van depositando allí, además esta densidad se encuentra vinculada a la porosidad acuosa, como se muestra en la ecuación a continuación (Basile, 2018).

$$\rho_{sec} = (1 - \rho_{H2O}) * \rho_{mat} , \quad [Ec. 23]$$

A partir de la ecuación [Ec. 23] es posible obtener el peso específico seco global de los sedimentos ( $\gamma_{sedsec}$ ):

$$\gamma_{sedsec} = g * \rho_{sec} , \quad [Ec. 24]$$

Según, (Basile, 2018, pág. 142), la densidad global de los depósitos de sedimentos puede variar cuando se encuentra relacionada con los siguientes parámetros:

<sup>13</sup> **Colmatado.** – Es el proceso por el cual los sedimentos presentes en una sustancia líquida se precipitan de manera progresiva al fondo de la superficie que lo contiene, debido a su densidad.

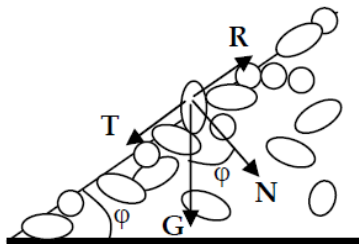
1. La constitución granulométrica que tienen los sedimentos finos,
2. La clase de operación que tiene el embalse (depósitos de sedimentos que se encuentren expuestos),
3. El periodo para la consolidación.

### 2.3.7 Ángulo de reposo.

Es el ángulo estable que permite mantener en equilibrio a un conjunto de partículas de sedimento granular cuando estas partículas se colocan apiladas como se visualiza en la figura a continuación.

**Figura 9**

*Esquemática del ángulo de reposo.*



Fuente: (Basile, 2018, pág. 144).

El ángulo de reposo es de gran importancia para diseñar los canales estables, y para estimar las tensiones de corte críticas que se encuentren en los planos inclinados. A continuación, se presenta los valores recomendados por Simons (1975), que se encuentran como una función de  $d_{50}$  y de las propiedades de redondez de las partículas, (Basile, 2018, pág. 145).

**Tabla 7**

*Ángulo de reposo en función de  $d_{50}$  y la redondez.*

d <sub>50</sub> (mm)	φ (en grados)		
	Muy angular	Subangular/ Subredondeada	Bien redondeada
0.3	32.0	31.4	29.2
1.5	34.5	32.9	29.5
3	36.6	33.8	29.9
15	40.0	37.5	32.5
30	40.8	39.1	34.8
150	42.0	41.2	38.3
300	42.2	41.5	39.2

**Nota:** Descripción de los valores del ángulo de reposo en función de la redondez y de  $d_{50}$ . Fuente: (Basile, 2018, pág. 145).

Como se puede observar en la tabla propuesta anteriormente, el ángulo de reposo puede variar entre valores de 29 a 42 grados, según la redondez y el tamaño que tenga la partícula, (Basile, 2018, pág. 145).

Es posible obtener el coeficiente de fricción estática de Coulomb ( $\mu_s$ ) mediante las condiciones de equilibrio existente entre la fuerza resistente (R) y la fuerza desestabilizante (T) (Basile, 2018):

$$R = \mu_s * N = \mu_s * G * \cos \varphi , \quad [\text{Ec. 25}]$$

$$T = G * \sin \varphi , \quad [\text{Ec. 26}]$$

Como se puede observar, las dos fuerzas intervienen sobre una partícula genérica. Cuando la partícula se encuentra en las condiciones de equilibrio, se tiene que el límite  $R=T$ . En consecuencia, al igualar ambas ecuaciones propuestas anteriormente, se tiene que:

$$\mu_s = \tan \varphi , \quad [\text{Ec. 27}]$$

Concluyendo, que el coeficiente de fricción estática de Coulomb se puede obtener por medio de la tangente del ángulo de reposo.

#### **2.4 Cuantificación del sedimento de fondo**

El transporte de fondo está compuesto por el sedimento que es desplazado por el empuje, saltación o rodadura en un sedimento que se encuentra próximo al lecho del río. Es complicado realizar la medición de esta clase de transporte, debido a que cuando se instala cualquier dispositivo encima o próximo al lecho del río puede alterar la velocidad y el flujo de transporte de la carga sólida, (Basile, 2018, pág. 150).



Se debe tomar en cuenta que la velocidad del agua y el transporte de fondo en las cercanías del lecho se modifican en relación con el tiempo y el espacio, por esa razón, un muestreador de transporte de fondo tiene la capacidad de muestrear el volumen de las partículas de sedimento cuando estas se desplazan al estar en contacto o en cercanía al lecho. El muestreo ejecuta durante un periodo específico de tiempo y en un ancho determinado de una manera representativa, directa e indirecta.

Para realizar mediciones directas, mediante dispositivos mecánicos invasivos, la eficiencia hidráulica mide la alteración del flujo producida por el dispositivo. Estas mediciones se pueden realizar mediante instalaciones fijas ubicadas en el río o muestreadores portátiles (Basile, 2018, pág. 150).

#### **2.4.1 Mediciones directas con muestreadores portátiles de presión diferencial.**

Estos tipos de muestreadores se diseñan con una boca de entrada conformada por un canal divergente para producir la dilatación del flujo y crear un declive de la presión a la salida del muestreador, lo cual permite:

1. Que las velocidades de entrada y la velocidad local sean similares,
2. Mejora de manera considerable la eficiencia hidráulica, y la eficacia del muestreo al compararse con los muestreadores de tipo canasta.

Los muestreadores de presión diferencial se describen en ANEXOS (Descripción de muestreadores de presión diferencial)

#### **2.4.2 Métodos de muestreo con instrumentos portátiles mecánicos.**

El transporte de fondo se debe cuantificar basándose en la cantidad de sedimento que retiene el muestreador que se encuentra localizado en el lecho, por la unidad de tiempo, y en los puntos de una sección transversal. Esta sección transversal debe estar normal con respecto a la dirección de flujo, constante, y localizarse en una parte recta del río, (Basile, 2018, pág. 155).

El tiempo para realizar el muestreo generalmente se encuentra en un rango entre 1 a 10 minutos por punto, este tiempo depende de:

- El tamaño del depósito o contenedor que dispone el muestreador,
- La dimensión del transporte,
- La estructura granulométrica.

Cabe mencionar que para no disminuir la eficacia hidráulica que dispone el muestreador, su contenedor no se debe llenar por completo, para lo cual se aconseja que su llenado sea de alrededor del 40% de su capacidad máxima.

Previo a realizar las mediciones, en los ríos que contienen lechos de arena, se recomienda realizar un relevamiento longitudinal en las profundidades del agua, en la zona en la cual se va a realizar el muestreo, con el objetivo de encontrar la longitud que tienen las formas de fondo.

**Tabla 8**

*Métodos de muestreo con instrumentos portátiles mecánicos.*

**Método simple con incremento de ancho constante (SIAC).**

- Es necesario que la sección transversal en 20 fajas del mismo ancho,
- Realizar un muestreo en los 20 verticales centrales de cada faja, partiendo de una margen hasta alcanzar la otra,
- A continuación, regresar y realizar una vez más la acción de muestreo en cada vertical,
- Concluyendo se efectuan dos recorridos y en total se realizan 40 muestreos en la sección vertical.

**Método multiple con incremento de ancho constante (MIAC).**

- Es necesario que la sección transversal sea dividida en 4 fajas del mismo ancho,
- Realizar el muestreo en los 4 verticales centrales que disponen cada faja, partiendo de una margen hasta alcanzar la otra,
- A continuación regresar y realizar nueve veces mas la acción de muestreo de cada vertical.
- Concluyendo se efectuan 10 recorridos y en total se realizan 40 muestreos en la sección transversal,
- Se debe precautelar el no llenar el contenedor con mas del 40 % de su capacidad máx.
- Permite extender en cada vertical su intervalo de integración temporal.

**Método múltiple con incrementos de ancho variable (MIAV).**

- El procedimiento para realizar este método es similar al explicado previamente (MIAC), sin embargo en este método el aumento del ancho es diferente para todas las fajas,
- Se necesita tener un entendimiento previo de la morfa de la sección, las velocidades y las profundidades,
- Las fajas necesitan ser materializadas evidenciando las peculiaridades geométricas de la sección,
- En otras palabras, los cambios de profundidad, los puntos de quiebre, variaciones de profundidad y las verticales de muestreo tienen que ser ubicadas en los puntos intermedios de cada faja.

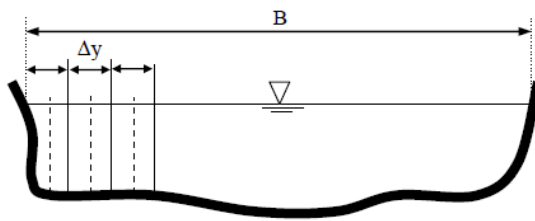
*Nota:* Resumen de los métodos de muestreo con instrumentos portátiles mecánicos.

Fuente: (Basile, 2018, págs. 157-158).

A continuación, se presentan algunas figuras de los métodos de muestreo portátiles mecánicos:

**Figura 10**

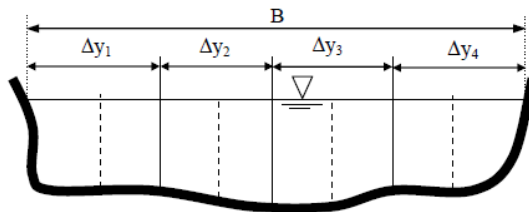
*Esquemización de franjas (Método SIAC).*



*Nota:* Esquema de las franjas por el método SIAC. Fuente: (Basile, 2018, pág. 156).

**Figura 11**

*Esquemización de franjas (Método MIAV).*



*Nota:* Esquema de las franjas por el método MIAV. Fuente: (Basile, 2018, pág. 157).

### **2.4.3 Mediciones directas de transporte de fondo en instalaciones fijas.**

Este tipo de mediciones directas, tienen la capacidad de incorporar transitoriamente el transporte, determinar el transporte de una manera continua, y han sido establecidas especialmente para ríos de tamaños pequeños, por lo general accesibles, por medio de lechos de sedimentos gruesos, (Basile, 2018, pág. 158). Las mediciones directas de transporte de fondo en instalaciones fijas se describen en ANEXOS (Mediciones directas de transporte de fondo en instalaciones fijas).

### **2.5 Cuantificación del sedimento en suspensión.**

El transporte en suspensión de sedimentos ubicados en el lecho<sup>14</sup> del río, en otras palabras, producido por medio del material que se encuentra presente en el lecho, está constituido por el transporte que ocurre en la columna formada por agua del material del lecho y por la carga de lavado. Este tipo de transporte tiene una dependencia principalmente de sus propiedades hidrodinámicas y de su estructura

---

<sup>14</sup> **Lecho.** – Se denomina fondo o cauce de un río, el cual está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños.

granulométrica. Al realizar este tipo de transporte las partículas dejan de estar en contacto con el lecho por lo cual hacen trayectorias largas, semejantes a la profundidad que tiene el flujo, y se mantiene por medio del flujo turbulento que existen en la corriente de agua (Basile, 2018, pág. 167).

La concentración de los sedimentos en suspensión <sup>15</sup> se reduce mientras se va desplazando del fondo a la superficie. La carga de lavado se encuentra compuesta por partículas muy finas ( $d < 62.5 \mu\text{m}$ ), que su existencia en el lecho habitualmente no se considera, debido a que se pueden conservar en suspensión fácilmente por medio de la corriente de agua. (Basile, 2018, pág. 167)

### **2.5.1 Mediciones directas con muestreadores mecánicos portátiles.**

Esto tipo de muestreadores se pueden clasificar como:

#### **2.5.1.1 Muestreadores de concentración (C).**

Este tipo de muestreadores extraen una muestra de sedimentos y agua, tomando en cuenta toda la profundidad o tomando algún punto de la vertical, después esta muestra es llevada al laboratorio para establecer la concentración de sedimentos en suspensión, para llevar a cabo la medición también se debe determinar la velocidad de la corriente de agua, (Basile, 2018, pág. 168).

#### **2.5.1.2 Muestreadores de transporte de sedimentos ( $q_s$ ).**

La medición de este tipo de muestreadores se efectúa, en un punto vertical y en un periodo de tiempo, recogiendo únicamente el sedimento que es transportado. El sedimento recogido es llevado al laboratorio, para secarlo, pesarlo y dividirlo según el tiempo de muestreo, obteniendo el transporte medio de sedimentos exactamente en el punto de la vertical (Basile, 2018, pág. 168).

---

<sup>15</sup> **Sedimento en suspensión.** - Es aquella partícula proveniente del cauce natural, cuya densidad es menor que la del agua.

A continuación, se presentan los requerimientos más importantes que deben satisfacer estos tipos de muestreadores de sedimentos, (Basile, 2018, pág. 169):

- 1) En la boquilla, la velocidad de entrada debe ser el mismo valor local que la velocidad de flujo,
- 2) Se necesita que la boquilla de admisión sobresalga aguas arriba de donde se encuentre el área de perturbación,
- 3) Es necesario que el contenedor donde se obtiene la muestra se pueda desmontar y sea apropiado para el transporte del sedimento muestreado al laboratorio sin que exista pérdidas,
- 4) Se debe llenar progresivamente sin que existan problemas, o interrupciones imprevistas de la mezcla,
- 5) Debe utilizarse cerca del lecho del río para realizar el muestreo,
- 6) Tener el peso adecuado para que no exista la excesiva deriva aguas abajo y un perfil hidrodinámico,
- 7) Sea de construcción sencilla y resistente para disminuir casi completamente la obligación de realizar reparaciones en el campo,
- 8) Ser asequible en mantenimiento y fabricación, teniendo una eficiencia de muestreo.

Al diseñarse todo tipo de muestreadores se debe considerar que realicen un muestreo de tipo isocinético (que la mezcla de sedimentos y agua se mueva sin la existencia de la aceleración producida por el flujo circundante en dirección a la boquilla de ingreso del muestreador), esta característica es de vital importancia si se desea adquirir una muestra típica de la concentración de sedimentos en suspensión (Basile, 2018, pág. 169). Las mediciones directas con muestreadores portátiles de tipo

mecánico se describen en ANEXOS (Mediciones directas con muestreadores portátiles de tipo mecánico).

### 2.5.2 Métodos de muestreo de sedimento en suspensión.

A continuación, se presentan los métodos de muestreo de sedimento en suspensión:

**Figura 12**

*Métodos de muestreo de sedimento en suspensión.*

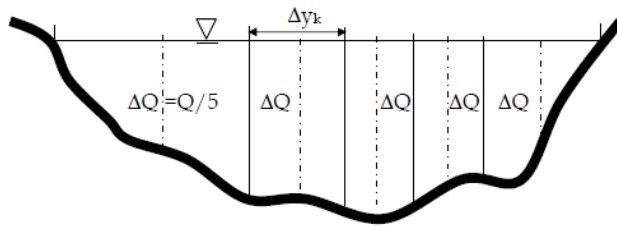
<b>Método de caudal incremental constante (CIC)</b>	Necesita un aforo líquido,
	Con el fin de convertir mediciones de nivel hidrométrico en caudal, es posible emplear una ley altura-caudal,
	A continuación, en la sección transversal se efectúa la distribución lateral de la totalidad del caudal,
	Se levanta la curva del caudal y la sección transversal es dividida en máximo de 9 fajas y mínimo de 4 fajas,
	Finalmente se efectúa el muestreo de concentración de sedimentos.
<b>Método de ancho incremental constante (AIC)</b>	Se emplea generalmente en ríos de magnitudes pequeñas o medianas, y principalmente en ríos con baja profundidad,
	En la sección transversal del río, se realizan de 10 a 20 fajas de igual ancho,
	Se aconseja que el contenedor sea llenado como máximo hasta el 75 % de su capacidad,
	El volumen que tiene la muestra cambiara según el muestreo realizado en cada vertical.

**Nota:** Descripción breve de los métodos de muestreo de sedimento en suspensión. Fuente: (Basile, 2018, págs. 177-178).

A continuación, se presentan algunas imágenes de los métodos de muestreo de sedimento en suspensión:

**Figura 13**

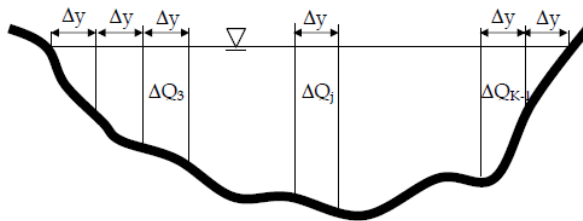
*Esquematación de las franjas de caudal constante (Método CIC).*



*Nota:* Esquema de las franjas por el método CIC. Fuente: (Basile, 2018, pág. 177).

**Figura 14**

*Esquematación de franjas de ancho constante (Método AIC).*



*Nota:* Esquema de las franjas por el método AIC. Fuente: (Basile, 2018, pág. 178).

### **2.5.3 Mediciones directas de sedimentos en suspensión en instalaciones fijas.**

A continuación, se describen las mediciones directas de sedimentos en suspensión en instalaciones fijas:

#### **2.5.3.1 Muestreadores tipo bombeo automáticos.**

Por medio del uso de una bomba acoplada a una boquilla de admisión, y a través de un conducto flexible, este tipo de muestreador toma una muestra de agua y sedimento en suspensión. Por lo general, estas instalaciones cuentan con un sistema que permite comenzar y suspender el lapso de muestreo, (Basile, 2018, pág. 179).

Es necesario que posea un sistema que permita separar las dos fases, para impedir la acumulación de grandes cantidades de agua, lo cual es posible realizar por medio de:

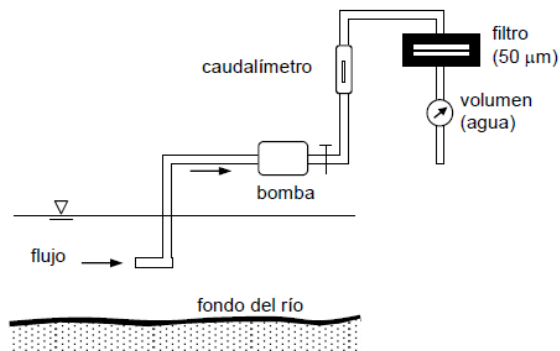
##### **2.5.3.1.1 Método de filtrado.**

Este método no se aconseja utilizar en ríos con mucha carga de lavado debido a que el filtro se bloquea con facilidad, (Basile, 2018, pág. 179).



### Figura 15

Método de filtrado para muestreador de tipo bombeo.



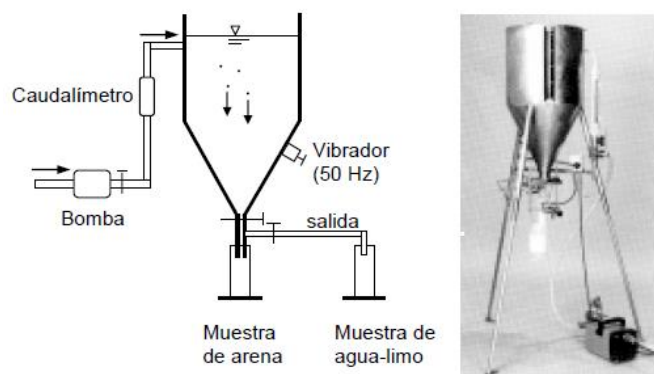
**Nota:** Esquema del método de filtrado con sus respectivos componentes. Fuente: (Basile, 2018, pág. 179).

### 2.5.3.1.2 Método de sedimentación.

Por medio de este método es posible obtener la concentración de arenas, en ambos lados, y la concentración de limos y arcillas al muestrear en los conductos de salida del sedimentador, (Basile, 2018, pág. 179).

### Figura 16

Esquema del método de sedimentación para muestreadores de tipo bombeo y foto del sedimentador.



**Nota:** Esquema del método de sedimentación con sus respectivos componentes. Fuente: (Basile, 2018, pág. 180).

## 2.6 Mecanismos de transporte

### 2.6.1 Clasificación del transporte de sedimentos según la modalidad del movimiento.

Tomando en cuenta la forma en que partículas se desplazan en el campo de flujo, el transporte de sedimentos se puede clasificar en:

### **2.6.1.1 Transporte de fondo.**

En este tipo de transporte, las partículas tienen la capacidad de girar o brincar longitudes semejantes a su propio diámetro. La dimensión del transporte tiene una dependencia hacia el diámetro y tensión de corte, sin embargo, cuando la tensión de corte aplicada es considerablemente superior a la crítica, este tipo de transporte no depende del diámetro (Basile, 2018, pág. 230).

### **2.6.1.2 Transporte en suspensión.**

En este tipo de transporte, las partículas realizan trayectos comparativamente largos debido a que dejan de tener contacto con el fondo, en otras palabras, los trayectos realizados son semejantes a la profundidad de flujo, pero no a del diámetro (el flujo turbulento causado por corriente de agua retiene las partículas). Este transporte tiene una dependencia hacia la velocidad de caída y la velocidad de corte <sup>16</sup> de las partículas, por lo cual, constantemente tiene una dependencia con el diámetro del sedimento, (Basile, 2018, pág. 230).

## **2.6.2 Clasificación del transporte según el origen del sedimento.**

El transporte de sedimentos, según la fuente del material transportado, se clasifica en:

### **2.6.2.1 Transporte de sedimentos del lecho.**

Este tipo de transporte se genera por las características del material que conforma el lecho, el cual tiene una dependencia con las propiedades hidrodinámicas y la estructura del sedimento del lecho, (Basile, 2018, pág. 232).

---

<sup>16</sup> **Velocidad de corte.** – Es aquella velocidad característica de fondo, es la más indicada para constituir el número de Reynolds granular.

### **2.6.2.2 Transporte de carga foránea o carga de lavado<sup>17</sup>.**

Este tipo de transporte no tiene dependencia con las condiciones del agua y de los sedimentos locales, por lo cual es dirigido por la forma de suministro de agua que tiene la cuenca superior (desgaste en el sector de producción), (Basile, 2018, pág. 232).

Esta carga es importante para la sedimentación de embalses, llanuras con crecidas y en todas las zonas donde se tiene una velocidad de flujo menor a 0.15 m/s o 0.2 m/s, y también es significativa si se considera desde la parte ambiental, debido a que los sedimentos finos que componen la carga foránea poseen la característica de adsorber las sustancias con contaminación, (Basile, 2018, pág. 232).

## **2.7 Formas de fondo**

Es necesario realizar un análisis de las formas de fondo que se originan en el lecho de los ríos, debido a que son fundamentales por las siguientes razones:

- Las formas de fondo permiten establecer la rugosidad que tiene el lecho. Cuando existe una variación en las medidas de las formas de fondo puede originar cambios en el factor de fricción de 5 veces o más,
- El transporte de sedimentos y las formas de fondo se influyen mutuamente, en donde, al cambiar sus medidas (en una inundación) cambia la rugosidad del lecho, y origina un cambio en la profundidad y en la velocidad de flujo (parámetros que dependen del transporte de sedimentos).

A continuación, se representan las diferentes formas de fondo, que son posibles de hallar en el lecho del río:

---

<sup>17</sup> **Carga de lavado.** – Es el acarreo del material más fino transportado por el río proveniente de la cuenca.

**2.7.1 Régimen inferior (Número de Froude (Fr) menor a  $0.6\pm 0.2$ ; no existe una transición brusca).**

**2.7.1.1 Lecho plano.**

Cuando se tiene una velocidad superior a la velocidad crítica en el movimiento crítico, se puede originar un transporte de fondo sin que exista una desproporción notable del lecho, las partículas giran o producen saltos pequeños, (Basile, 2018, pág. 233).

**2.7.1.2 Rizos.**

Son pequeñas ondulaciones regulares que se originan cuando existe un ligero aumento de la velocidad, las cuales son demostrados en los lechos que tienen diámetros de sedimentos menores a 0.6 mm, (Basile, 2018, pág. 233).

**2.7.1.3 Dunas<sup>18</sup>.**

Son ondulaciones que tienen alturas del orden de  $h/6$  y amplitudes del orden de  $7*h$ , donde  $h$  se define como la profundidad media de flujo, y son producidas cuando se aumenta en mayor nivel la velocidad. Las crestas de las ondulaciones son cercanas a la perpendicular que existe con la dirección del flujo, y tienen una forma similar a un triángulo, y una pendiente fuerte aguas abajo de la cresta y suaves aguas arriba (Basile, 2018, pág. 233).

**2.7.2 Régimen superior (Número de Froude (Fr) mayor  $0.6\pm 0.2$ ).**

**2.7.2.1 Lecho plano.**

Cuando se aumenta en un mayor nivel la velocidad, las dunas son gradualmente barridas, desapareciendo y formando un lecho plano, sin embargo, posee altas tasas de transporte, (Basile, 2018, pág. 233).

---

<sup>18</sup> **Dunas.** – Son formas de fondo en un río, que presentan ondulaciones triangulares, pero con taludes diferentes en su formación.

### 2.7.2.2 Antidunas.

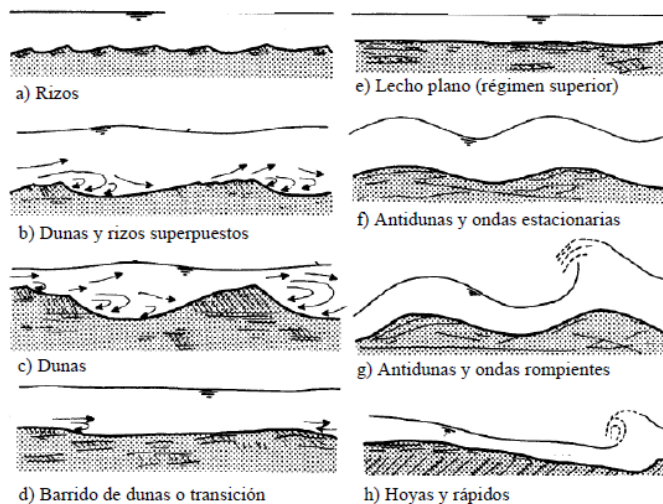
Cuando se tienen valores del número de Froude próximos a 1 (mayores velocidades), la superficie del agua no es estable. Las antidunas se forman por la interrelación entre el lecho y las ondas superficiales que permite que se formen formas de fondo cuasi sinusoidales llamadas antidunas, cuando estas aumentan en extensión, pueden provocar ondas rompientes en la superficie del agua, (Basile, 2018, pág. 233).

### 2.7.2.3 Hoyas y rápidos.

Cuando se aumenta aún más las velocidades se pueden originar hoyas y rápidos, las cuales son propiedades de los ríos que tienen fuertes pendientes, (Basile, 2018, pág. 233).

### Figura 17

*Descripción de formas de fondo en ríos aluviales.*



**Nota:** Esquema de las diferentes formas de fondo en ríos aluviales. Fuente: (Basile, 2018, pág. 234).

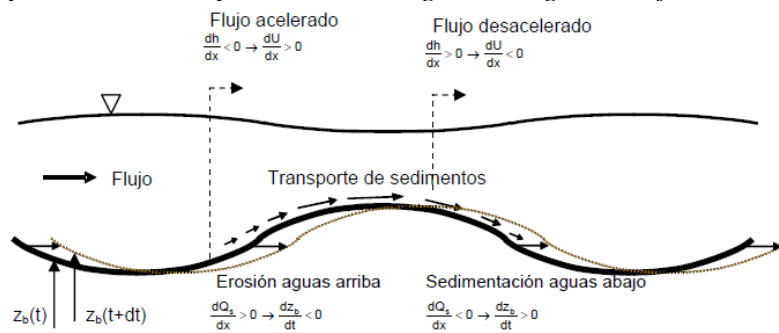
### 2.7.3 Conceptualización de la propagación de dunas y antidunas.

Para la propagación de dunas y antidunas, se debe considerar que las dunas se definen como formas de fondo características de los ríos con lechos de arena, por lo cual, el régimen de flujo se puede identificar como subcrítico ( $Fr < 1$ ).

Para este caso, la profundidad de flujo y el nivel del lecho se encuentran desfasados, por lo cual el flujo se precipita (iniciando en el valle hasta llegar a la cresta de la duna) y, por consiguiente, se forma un gradiente espacial positivo del transporte de sedimentos, la cual causa un desgaste del lecho del río aguas abajo de la cresta. Mientras que al contrario cuando el flujo disminuye su aceleración (iniciando en la cresta al valle) produce un gradiente negativo del transporte de sedimentos, llevando a la deposición de esa zona (Basile, 2018, pág. 234).

**Figura 18**

*Representación esquemática de migración aguas abajo de una duna.*

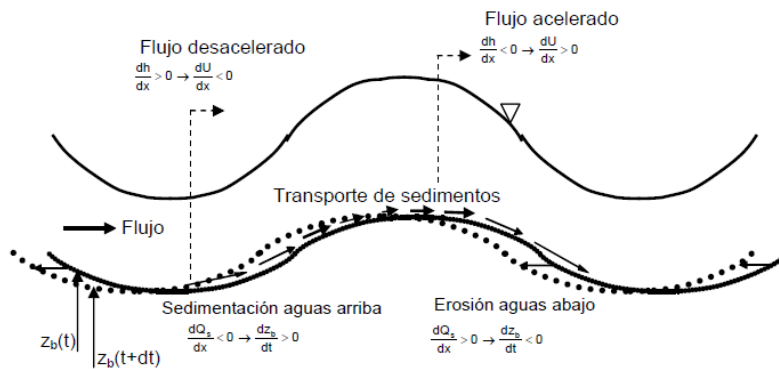


**Nota:** Esquema de la migración aguas abajo de una duna con sus respectivos componentes. Fuente: (Basile, 2018, pág. 235).

Para las formas de fondo tipo antidunas, la profundidad que tiene el flujo y el nivel del lecho se encuentran en fase, produciendo que el flujo disminuya su aceleración (comenzando en el valle y llegando hasta la cresta de la antiduna) y, por consiguiente, se origina un gradiente espacial negativo del transporte de sedimentos la cual causa una degradación aguas arriba, mientras que al contrario, cuando el flujo se acelera produce un gradiente positivo del transporte de sedimentos, causando el desgaste del lecho del río en este lugar, (Basile, 2018, pág. 235).

**Figura 19**

*Representación esquemática de migración aguas arriba de una antiduna.*



**Nota:** Esquema de la migración aguas arriba de la antiduna con sus respectivos componentes. Fuente: (Basile, 2018, pág. 235).

## 2.8 Rugosidad aluvial

### 2.8.1 Resistencia del flujo en ríos aluviales con lechos de arena.

La evaluación de la rugosidad es un aspecto que adquiere fundamental importancia en muchos problemas de hidráulica fluvial, como por ejemplo la estimación del transporte de sedimentos, la determinación de las tasas de erosión o depósito de un río, la determinación de la curva altura-caudal en una determinada sección de un río aluvial, (Basile, 2018, pág. 258).

A continuación, se describe las distintas rugosidades de las diferentes formas de fondo, que depende del tipo, las dimensiones de estas y el material del lecho:

#### 2.8.1.1 Lecho plano.

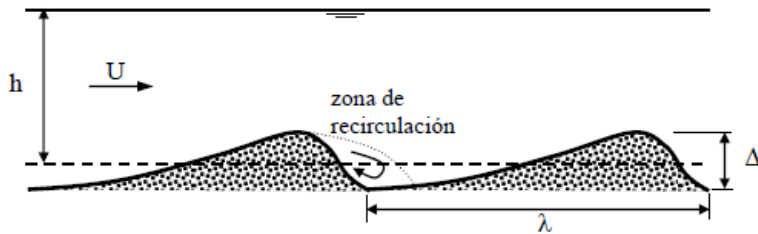
Una característica fundamental de los inconvenientes que surgen en la hidráulica fluvial es la estimación de la rugosidad.

A continuación, se describe las distintas rugosidades de las diferentes formas de fondo, las cuales dependen de sus dimensiones, el tipo, y el material del cual está compuesto el lecho. Cuando se tiene un lecho plano es posible asumir que el alto de la rugosidad equivalente tiene el mismo orden que los diámetros de mayor grosor ubicados en el lecho.

Para formas de fondo que se encuentran en el lecho, y considerando un flujo originado sobre las dunas, la resistencia al flujo está formada por dos resistencias, (Basile, 2018, pág. 241):

- La resistencia superficial que se relaciona con el volumen que poseen las partículas de los sedimentos, si se considera un fondo plano es designado como resistencia de grano.
- La resistencia de forma que se relaciona con las ondulaciones del fondo, y se origina por la disminución de la energía que se encuentra aguas abajo de la cresta.

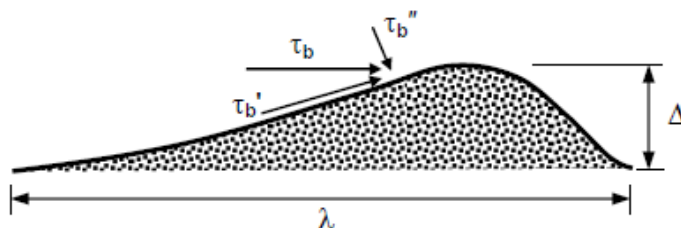
**Figura 20**  
*Esquemización de un lecho con dunas.*



**Nota:** Esquema de un lecho con dunas con sus respectivos componentes. Fuente: (Basile, 2018, pág. 242).

Por otro lado, se puede examinar el fenómeno que se produce en la resistencia al flujo en el lecho móvil, si se considera que la tensión existente en el corte total sobre el fondo se puede representar por medio de la adición de un elemento relacionado con la resistencia de grano, y de un elemento relacionado con la resistencia de forma, (Basile, 2018, pág. 242).

**Figura 21**  
*Descomposición de la tensión de corte total sobre el fondo.*



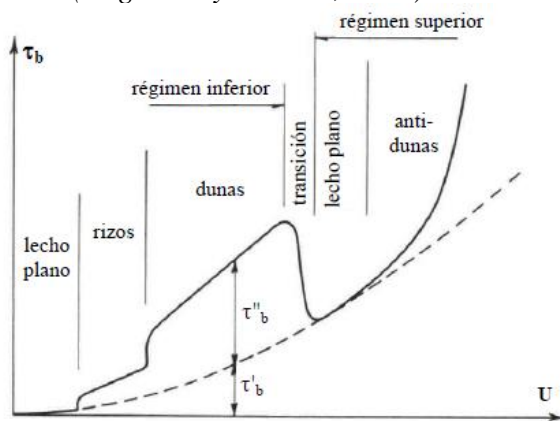


**Nota:** Esquema de la descomposición de la tensión de corte total sobre el fondo.  
Fuente: (Basile, 2018, pág. 242).

Las resistencias de forma de mayor valor proceden de las dunas, como es posible visualizar en la siguiente figura, en la cual se vinculan las formas de fondo y los dos elementos de la velocidad media en el flujo y de la tensión de corte total producida en el fondo, (Basile, 2018, pág. 242).

**Figura 22**

*Relación entre la tensión de corte total sobre el fondo y la velocidad, en ríos con lecho móvil (Engelund y Hansen, 1967).*



**Nota:** Descripción del diagrama de la relación entre la tensión de corte total y la velocidad. Fuente: (Basile, 2018, pág. 242).

### CAPÍTULO III

## DINÁMICA DEL FLUJO CON SEDIMENTOS EN LOS TRAMOS CON DIFERENTE GEOMETRÍA DE LOS CAUCES ABIERTOS.

### 3.1 Dinámica de flujo en los tramos con curvatura

La dinámica del flujo<sup>19</sup> en los tramos con curvatura de los cauces naturales se caracteriza por la presencia de flujos transversales rotacionales que socavan la margen cóncava transportando el suelo hacia la margen convexa; este proceso da lugar a que la margen cóncava sea más profunda y con menos contenido de sedimento y la margen convexa sea menos profunda debido a la acumulación de sedimentos.

Esta dinámica determina que las márgenes cóncavas sean las recomendables para implantar una captación directa. Está claro que el proceso de socavación<sup>20</sup> no involucra riesgos debido a que el entorno de la obra de captación en la parte cóncava está protegido por muros y otros elementos de hormigón.

Por otra parte, las márgenes convexas no son aceptables para implantar una captación directa; en los casos en el que el tramo del río donde está prevista la captación directa no se encuentre con una margen cóncava, es preferible optar por un sector sin curvatura.

Cabe mencionar que para la dinámica de flujo en un tramo con curvatura la mejor opción que se puede adoptar para un sistema de derivación directa (obra de captación) es la obra de captación sin presa.

Para el análisis respectivo de los sedimentos en los tramos con curvatura, se procede a determinar la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), que a continuación se explica.

---

<sup>19</sup> **Dinámica de flujo.** - Determina que las márgenes cóncavas sean los recomendables para implantar una captación correcta.

<sup>20</sup> **Socavación.** – Es la acción erosiva del agua de una corriente, excavando y transportando el suelo del lecho y de las márgenes.

### 3.1.1 Determinación del sitio de captación a través de su abscisa en un tramo con curvatura.

Para el diseño de la obra de captación<sup>21</sup>, se debe tomar en cuenta importantes parámetros para garantizar de manera eficaz y viable su respectivo funcionamiento, operatividad y además para satisfacer los caudales requeridos por el usuario o usuarios del sistema.

Es por esa razón que se debe analizar la ubicación ideal u óptima de una captación directa<sup>22</sup> en un tramo con curvatura a través de su abscisa, la cual se va a realizar con la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$X = \sqrt{\frac{k_r^2 * b * r * C * (V - 15.3 * d_m^{0.633}) * h}{\sqrt{g} * h * V}}, \quad [\text{Ec. 28}]$$

Donde:  $k_r$ : Coeficiente de Karman;  $b$ : Ancho en el fondo del río (m);  $r$ : Radio de la curvatura (m);  $C$ : Coeficiente de Chezy ( $\text{m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$ );  $V$ : Velocidad media (m/s);  $d_m$ : Tamaño medio de partículas (m);  $h$ : Profundidad de flujo (m);  $g$ : Aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ ), cuyas unidades son [m].

Para el análisis del algoritmo del control de sedimentos se va a tomar en cuenta la clasificación del caudal medio mensual para ríos de montaña y la clasificación de la pendiente de río para ríos de montaña, los cuales se presentan en la Tabla 9 y la Tabla 10, respectivamente.

**Tabla 9**

*Clasificación de los ríos de montaña por su pendiente de río.*

<b>Clasificación de los ríos de montaña por su pendiente de río (i), ()</b>	
<b>Tramos de alta montaña</b>	$i \geq 0.10$
<b>De montaña</b>	$0.05 < i < 0.10$
<b>Pie de monte</b>	$0.02 < i < 0.05$
<b>Llanura</b>	$i \leq 0.02$

<sup>21</sup> **Obra de captación.** – Son estructuras hidráulicas que se caracterizan por almacenar y disponer adecuadamente del agua superficial.

<sup>22</sup> **Captación directa.** - Es la construcción que permite tomar de la fuente parte de los caudales naturales disponibles; normalmente tiene orificio de entrada superficial.

**Nota:** Descripción de los valores de la clasificación de los ríos de montaña por su pendiente de río. Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014).

**Tabla 10**

*Clasificación de los ríos de montaña por su caudal medio mensual.*

**Clasificación de los ríos de montaña por su caudal medio mensual (Q), (m<sup>3</sup>/s).**

<b>Pequeños</b>	$Q \leq 30$
<b>Medianos</b>	$30 < Q < 100$
<b>Grandes</b>	$Q \geq 100$

**Nota:** Descripción de los valores de la clasificación de los ríos de montaña por su caudal medio mensual. Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014).

Una vez establecida la ecuación para determinar la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), se procede a explicar su respectivo procedimiento de cálculo:

- Se establecen los valores del tamaño medio de las partículas (dm) del sedimento de fondo, en este caso, se tomará en cuenta los límites de los diámetros de la grava mediana (16 mm – 4 mm),
- Se asume el valor de la profundidad de flujo (h), el cual, es necesario iterar hasta que los valores del módulo del caudal necesario ( $K_{NEC}$ ) y del módulo del caudal (k) sean iguales ( $K_{NEC}=k$ ), para que este valor sea el ideal,
- Se determina la sección del flujo del río ( $\omega$ ) y su respectivo perímetro mojado ( $\chi$ ). Los cuales se determinan a partir de las ecuaciones [Ec. 29] y [Ec. 30], respectivamente (Krochin, 1986).

$$\omega = b * h + m * h^2, \quad [\text{Ec. 29}]$$

Donde: b: Ancho en el fondo del río (m); h: Profundidad de flujo (m); m: Coeficiente del talud, cuyas unidades son [m<sup>2</sup>].

$$\chi = b + 2 * h * \sqrt{1 + m^2}, \quad [\text{Ec. 30}]$$

Donde: b: Ancho en el fondo del río (m); h: Profundidad de flujo (m); m: Coeficiente de talud, cuyas unidades son [m].

- d) Se calcula el radio hidráulico (R) y el coeficiente de Chezy (C). Los cuales se determinan con las ecuaciones [Ec. 31] y [Ec. 32], respectivamente (Krochin, 1986).

$$C = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R}, \quad [\text{Ec. 31}]$$

Donde: n: Coeficiente de rugosidad de Manning; R: Radio hidráulico (m), cuyas unidades son  $[m^{1/2} * s^{-1}]$ .

$$R = \frac{w}{\chi}, \quad [\text{Ec. 32}]$$

Donde: w: Sección de flujo ( $m^2$ );  $\chi$ : Perímetro mojado (m), cuyas unidades son [m].

- e) Se calcula el valor del módulo del caudal necesario ( $K_{NEC}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 33] (Krochin, 1986);

$$K_{NEC} = \frac{Q}{\sqrt{i}}, \quad [\text{Ec. 33}]$$

Donde: Q: Caudal ( $m^3/s$ ); i: Pendiente del fondo (), cuyas unidades son  $[m^3 * s^{-1}]$ .

- f) Luego se procede a determinar el módulo del caudal (k), mediante la ecuación [Ec. 34] (Krochin, 1986):

$$k = w * C * \sqrt{R}, \quad [\text{Ec. 34}]$$

Donde: w: Sección de flujo ( $m^2$ ); C: Coeficiente de Chezy ( $m^{1/2} * s^{-1}$ ); R: Radio hidráulico (m), cuyas unidades son  $[m^3 * s^{-1}]$ .

- g) Se comprueba que los valores del módulo del caudal necesario ( $K_{NEC}$ ) y del módulo del caudal (k) sean iguales para que el valor asumido de la profundidad

de flujo sea el ideal (h), de no ser iguales los valores ( $K_{NEC}=k$ ) se asume otro valor de la profundidad de flujo (h), y se vuelven a calcular los valores de los pasos b), c), d), e) y f),

- h) Una vez verificado que el valor de la profundidad de flujo (h) es ideal, se determina el valor de la velocidad media (V), a partir de la ecuación [Ec. 35] (Krochin, 1986):

$$V = \frac{Q}{w}, \quad [\text{Ec. 35}]$$

Donde: Q: Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ ); w: Sección del flujo (m), cuyas unidades son [m/s].

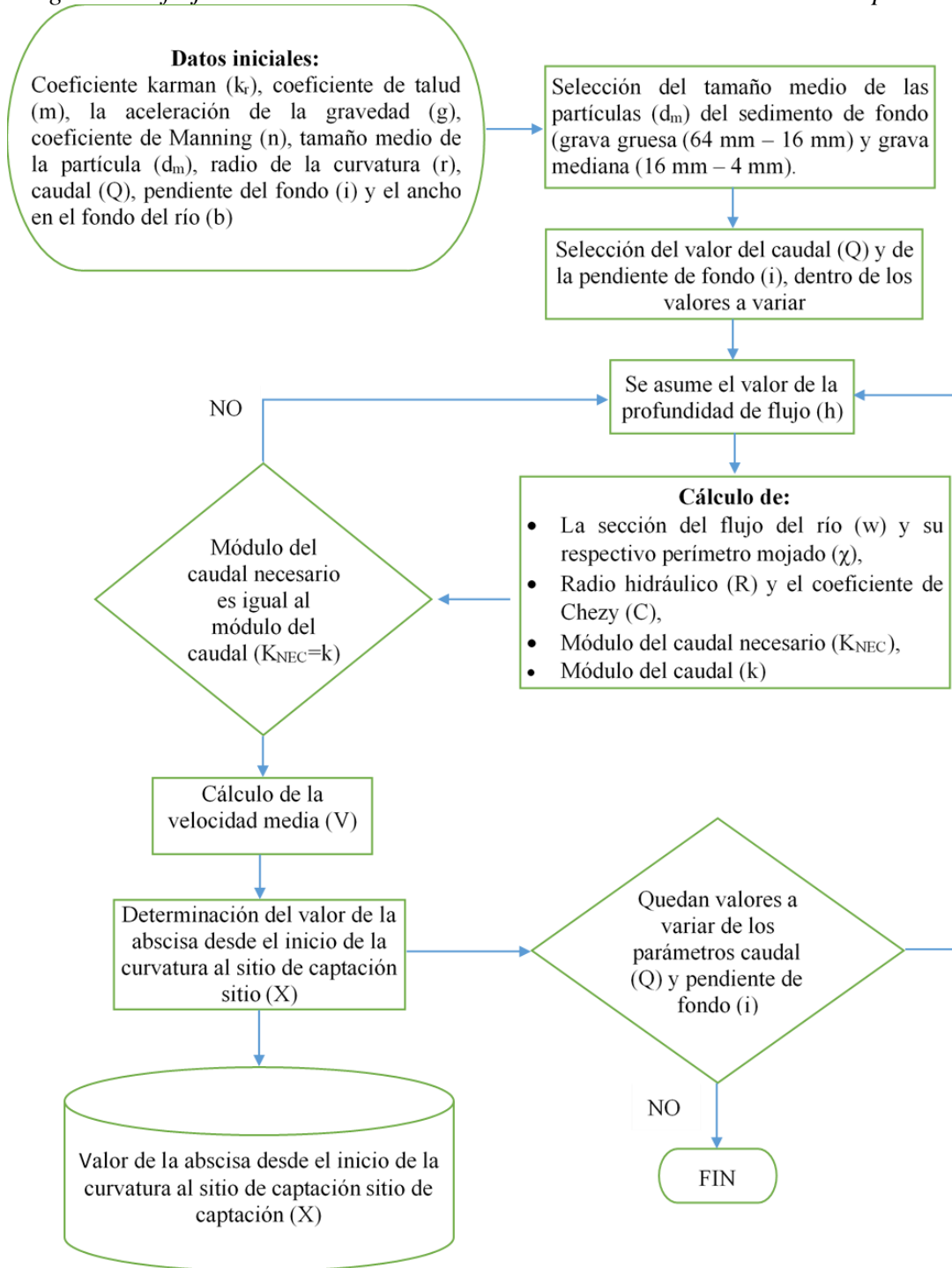
- i) Y finalmente se determina el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), a partir de la ecuación [Ec. 28], para los tamaños medios de partículas de la grava mediana.

En ANEXOS se presenta las tablas de resultados de los valores de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo del procedimiento necesario para determinar la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación.

**Figura 23**

*Diagrama de flujo de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación.*



**Nota:** Descripción de la metodología para determinar la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación a partir del diagrama de flujo. Elaborado por: El autor.

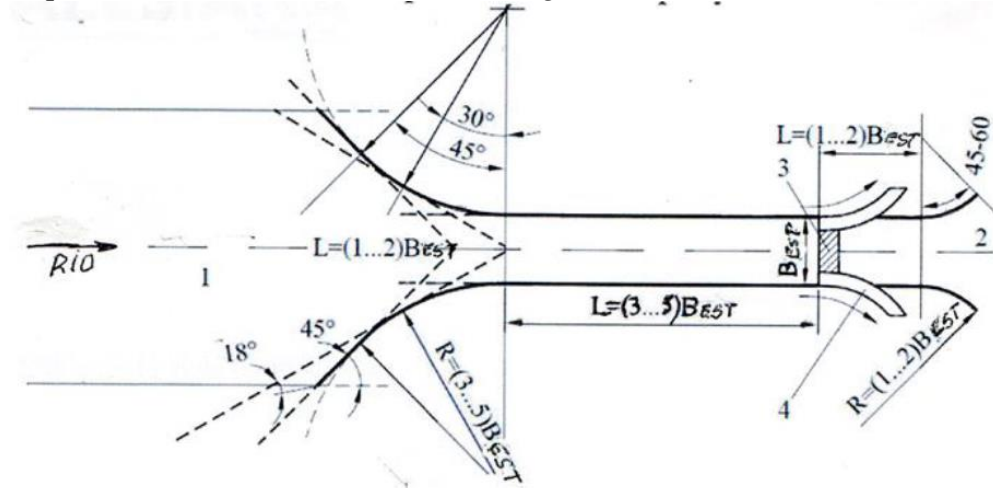
### 3.2 Dinámica de flujo en los tramos rectos.

Para el análisis de la dinámica de flujo en los tramos rectos, se debe tomar en cuenta el cauce de acercamiento ya que este permite que exista un enlace continuo y

suave (suave) del sistema de derivación con las márgenes y además para adecuar una dinámica del flujo que nos garantice el desplazamiento deseable de los sedimentos en sitio de captación.

**Figura 24**

*Esquema de un cauce de acercamiento regulado recto.*



**Nota:** 1- Cauce de acercamiento, 2- Cauce aguas abajo, 3- Esclusa de captación, 4- Canal. Fuente: (Loguinov, 2014).

Además, nos permite modificar los procesos hidrodinámicos del cauce por medio de diferentes estructuras y elementos constructivos, para de esta manera, lograr un cauce más estable, que conserva su forma y sus dimensiones en un periodo largo de tiempo, con costos mínimos de operación y mantenimiento.

Consecuentemente, se presenta el análisis respectivo de las crestas sumergidas que tiene como objetivo retener en su mayor totalidad los sedimentos de fondo (grava gruesa) que son transportados por el caudal del cauce del río, para lo cual se realizará un estudio de los diferentes componentes, los cuales se describen a continuación.

### **3.2.1 Análisis de las crestas sumergidas.**

#### **3.2.1.1 Estudio de la sedimentación de tramos de contención en ríos de montaña.**

Para el estudio de la retención de los sedimentos con embalses pequeños en ríos de montaña, es necesario examinar el impacto producido por este flujo mediante



un sistema de barreras o diques de contención<sup>23</sup> de sedimentos lo cuales se encontrarán situadas aguas arriba de la presa de derivación. Por este motivo se identificarán las medidas respectivas para resolver el problema de sedimentación del tramo aguas arriba de un sistema de derivación.

#### **3.2.1.1.1 Características del movimiento de sedimentos en los ríos de montaña.**

Las corrientes de montaña a la par con el agua trasladan los productos de la erosión de los macizos rocosos naturales de la cuenca, del lecho del río<sup>24</sup> y de sus afluentes; lo cual los sedimentos transportados se encuentran en un rango de 300 a 400 mm, mientras que, para los tramos inferiores de los ríos de montaña se transportan arenas gruesas y medias. A partir del caudal medio multianual, los ríos de montaña se pueden clasificar como en la Tabla 10:

- 1) Ríos de montaña pequeños, para caudales  $Q \leq 30 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- 2) Ríos de montaña medianos, para caudales  $30 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 100 \text{ m}^3/\text{s}$ , y
- 3) Ríos de montaña grandes, para caudales  $Q \geq 100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Los sedimentos transportados de los tramos aguas arriba tanto de los sistemas de derivación<sup>25</sup> como de los de regulación de carga pequeña, en los ríos de montaña, y a su vez, la realineación del río ocasionada por los mismos, provocan el desmejoramiento de las características operativas del sistema: i) Depreciación del volumen de acumulación de agua; ii) Ataque de los elementos de cabecera en las captaciones; iii) Desgaste de las superficies de turbinas y bombas al estar contacto con el agua; y iv) Reconformación de los márgenes y fondo del río.

---

<sup>23</sup> **Diques de contención.** – Es una construcción para evitar el paso del agua, puede ser natural o construido por el hombre.

<sup>24</sup> **Lecho del río.** – Fondo o cauce de un río, estos están constituidos por partículas sueltas o en cohesión de distintos tamaños.

<sup>25</sup> **Sistema de derivación.** – Se caracterizan por aprovechar los caudales disponibles en el cauce, sin redistribuirlos en el tiempo, en consecuencia, estos sistemas no disponen de embalse o sistema de regulación.

Los sedimentos transportados en el tramo aguas arriba de un sistema fluvial es desarrollado en forma progresiva, ya que primeramente el tramo se obstaculiza con el sedimento en suspensión, mientras que, el sedimento de fondo se decanta en el sitio de inflexión en la curva de remanso<sup>26</sup>. El deslizamiento del sedimento de fondo acontece en forma de una duna la cual se desplaza aumentando sus dimensiones y aproximándose a la presa. Es por esta razón que la pendiente de la superficie libre cambia, y la sección de inflexión de la curva de superficie libre se traslada con una dirección hacia la presa, dando lugar a que las coas de los tramos aguas arriba aumenten ubicándose dentro de los límites de la zona de la curva de remanso. Al llegar al final de los sedimentos transportados, la curva de la superficie libre se muestra paralela al fondo de la duna. Al producirse un aumento de las pendientes en la zona de la curva de remanso, se incrementa la capacidad de transporte<sup>27</sup> del flujo y el tránsito de los sedimentos a través de la presa, mientras que, se reduce la intensidad de decantación aguas arriba.

Las deformaciones del fondo del cauce en forma de estructuras de cresta tienen lugar como consecuencia de la erosión de la parte superior de la cresta, transporte y decantación del suelo en la misma duna. Como resultado de este proceso la duna (conservando su forma) se desplaza en dirección del flujo hacia la presa<sup>28</sup>.

El pronóstico de los sedimentos transportados en el tramo aguas arriba, depende de las siguientes características hidráulicas – morfológicas del río: caudal de los sedimentos trasladados, dinámica del relieve del cauce, y también, de los datos sobre la regularidad y a su vez, leyes que presiden los cambios del relieve del fondo.

---

<sup>26</sup> **Curva de remanso.** – Es una curva de superficie libre, cuando la profundidad aumenta en dirección del flujo.

<sup>27</sup> **Capacidad de transporte.** - Concentración máxima de sedimento en suspensión (kg/m<sup>3</sup>), que puede ser transportada por el flujo, sin que se produzca sedimentación de partículas.

<sup>28</sup> **Presa.** – Consta de una barrera de hormigón, piedra u otro material, que se construye sobre un río o canal para recoger el agua en su cauce.

### 3.2.1.1.2 Regulación de los procesos del cauce por medio de las crestas sumergidas.

El objetivo de cimentar barreras de fondo <sup>29</sup> (crestas sumergidas) de material de lugar es para estabilizar los procesos del río, así como los niveles de los tramos de contención de los ríos de montaña, no obstante, no se encuentra desarrollada en su totalidad, ya que no se dispone de una teoría general, sin embargo, se podría formular una propuesta con sustento experimental y teórico - analítico.

Mediante las investigaciones ejecutadas en laboratorio y los levantamientos realizados en el lugar del sitio sobre este tema, se pudieron realizar las siguientes conclusiones generales:

- La disminución de la capacidad de transporte del flujo a lo largo del tramo aguas arriba determina: i) la distribución de las fracciones del sedimento de tal manera que, en el área de inflexión de la curva de remanso se depositan las de mayor tamaño, en tanto que las fracciones de menor tamaño lo hacen cerca de la presa; ii) el desplazamiento hacia la presa, en forma de una duna o cresta en movimiento, de los sedimentos de fondo de fracciones gruesas. Esta duna origina en el sector ubicado aguas arriba una carga complementaria, como consecuencia de la diferencia de la pendiente de la superficie libre en el sector no azolvado del tramo aguas arriba y la pendiente del lado superior de la duna.
- Disminuye el flujo de agua al río, las fracciones más pequeñas se depositan en el fondo, disminuyendo la velocidad y aumentando la extensión de la curva de remanso aguas arriba.

---

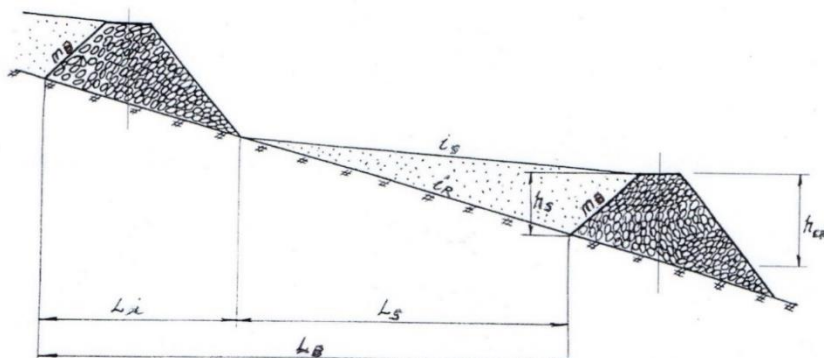
<sup>29</sup> **Barreras de fondo:** La arista o superficie más elevada del vertedero, que está en contacto con el agua.

- A la culminación del proceso de sedimentación la velocidad de desplazamiento de la duna disminuye y la curva de superficie libre adopta una posición paralela a la pendiente del fondo de la duna. Las pendientes del fondo del río y de la superficie libre se establecen iguales o cercanas a las iniciales (existentes), antes de la construcción de las obras de retención.
- En caso de pendiente del río mayor o igual a 0.002 ( $i \geq 0,002$ ), el tramo aguas arriba prácticamente no se azolva, pero se produce acumulación de los sedimentos de fondo, mientras que, para pendientes de río ( $i > 0,1$ ) se ha propuesto la implantación (antes del eje de la presa), de diques a manera de barreras (crestas) realizados de material del lugar, para la acumulación de partículas sólidas entre ellas y evitar la obstrucción.
- En caso de una correcta selección de los ejes de dichas barreras (diques), en el embalse se retiene un volumen alto de sedimentos de fondo, evitando que ingresen a la obra de toma.

Como se demuestra en varios trabajos realizados sobre este campo, en todo el recorrido de decantación, el alto de la duna entre barreras  $h_{dun}$ , depende de la carga de la presa, su altura, distribución y cantidad; como se muestra en la Figura 25.

**Figura 25**

*Esquemización de los componentes que presentan los diques en el trayecto de decantación.*



**Nota:** Esquema de la cresta sumergida con sus respectivos componentes. Fuente: (E.S.Begliarova, 2015).

Para que exista una solución conjunta del transporte de sedimentos del tramo aguas arriba en un sistema de derivación, se debe tomar en cuenta medidas complementarias como:

- 1) Seguridad y fortalecimiento de las laderas de alta pendiente ubicadas en el sitio de derivación,
- 2) Edificación de terrazas en las laderas de alta pendiente,
- 3) Edificación de barreras para la protección de los márgenes con respecto a la erosión,
- 4) Protección del río aguas arriba del sitio de presa por medio de la utilización de obras reguladoras de carácter masivo, transversal o de encausamiento,
- 5) Aumento del alto de la presa para compensar el volumen perdido del prisma de regulación<sup>30</sup> del embalse, como consecuencia de la sedimentación del tramo aguas arriba.

#### **3.2.1.1.3 Determinación del volumen del prisma de sedimentación y su capacidad de retención por medio de las crestas sumergidas.**

Se presentan relaciones prácticas para determinar la distancia entre diques de contención de sedimentos, así como también la pendiente de la superficie exterior del prisma de sedimentación<sup>31</sup>. Considerando el efecto de dichos diques que, desde el punto de vista hidráulico operan como crestas de fondo; se examinará algunos puntos importantes como: el caudal, la pendiente de fondo río, el ancho del fondo del río, ya que estos parámetros se encuentran establecidos desde un inicio en el sitio de construcción. A continuación, se procede a explicar su respectivo procedimiento de cálculo:

---

<sup>30</sup> **Prisma de regulación.** - La arista o superficie más elevada del vertedero, que está en contacto con el agua.

<sup>31</sup> **Prisma de sedimentación.** - La arista o superficie más elevada del vertedero, que está en contacto con el agua.

- a) Se establecen los valores del tamaño medio de las partículas (dm) del sedimento de fondo, en este caso, se tomará en cuenta los límites de los diámetros de la grava gruesa (64 mm – 16 mm),
- b) Se calcula la **longitud del prisma de sedimentación** ( $X_{cr}$ ) y el **ángulo de inclinación del río** ( $\alpha_r$ ), a partir de la ecuación [Ec. 36] y la ecuación [Ec. 37] (E.S.Begliarova, 2015),

$$\alpha_r = \sin^{-1}(i), \quad [\text{Ec. 36}]$$

Donde:  $i_r$ : Pendiente del fondo del río ( $^\circ$ ), cuyas unidades son [ $^\circ$ C].

$$X_{cr} = \frac{h_s}{\tan(\alpha)}, \quad [\text{Ec. 37}]$$

Donde:  $h_s$ : Alto de la barrera que forma el prisma de sedimentación (m),  $\alpha$ : Ángulo de inclinación del río ( $^\circ$ C), cuyas unidades son [m].

- c) Se determina el **volumen del prisma de sedimentación** (V), a partir de la ecuación [Ec. 38] (E.S.Begliarova, 2015),

$$V = \frac{1}{2} * X_{cr} * h_s * b, \quad [\text{Ec. 38}]$$

Donde:  $X_{cr}$ : Longitud del prisma de sedimentación (m);  $h_s$ : Alto de la barrera que forma el prisma de sedimentación (m);  $b$ : Ancho del río, cuyas unidades son [ $\text{m}^3$ ].

- d) Se calcula la **masa total de los sedimentos por año** (M/año) y su respectivo **volumen de sedimentos por año** (V/año), a partir de la ecuación [Ec. 39] y la ecuación [Ec. 40], respectivamente (E.S.Begliarova, 2015). Para este cálculo, se tomará en cuenta un periodo de crecida de 6 meses y su respectiva conversión de unidades como se indica en la Tabla 11,

$$V/\text{año} = \frac{M/\text{año}}{\gamma_{sed}}, \quad [\text{Ec. 39}]$$

Donde: M/año: Masa total de los sedimentos por año;  $\gamma_{sed}$ : Peso específico del sedimento, cuyas unidades son [ $\text{m}^3/\text{año}$ ].

$$M/\text{año} = Q * \rho * 365 * 24 * 3600 * 0.5, \quad [\text{Ec. 40}]$$

Donde: Q: Caudal (m<sup>3</sup>/s); ρ: Concentración de sedimentos, cuya unidad es [kg/año]. Para lo cual se considerará que el número de meses del periodo de crecidas es de medio año (6 meses); tomando en cuenta como unidad la cantidad de segundos en el año en la Tabla 11 .

**Tabla 11**

*Análisis del periodo de crecida con su respectiva conversión de unidades.*

<b>Conversión unidades</b>	<b>1 año</b>	365 días	<b>1 día</b>	24 horas	<b>1 hora</b>	3600 segundos
<b>Periodo de crecida</b>	<b>1 año</b>	12 meses	<b>0.5 años</b>	6 meses		

*Nota:* Descripción de la conversión de unidades para el periodo de crecida. Elaborado por: El autor.

Para el análisis de las concentraciones de sedimentos se va a tomar en cuenta los siguientes casos:

- 1) ρ: 500 – 1000 g/m<sup>3</sup> (0.5 – 1 kg/m<sup>3</sup>) ↔ Pequeña concentración;
- 2) ρ: 1000 – 2500 g/m<sup>3</sup> (1 – 2.5 kg/m<sup>3</sup>) ↔ Mediana concentración;
- 3) ρ: 2500 – 5000 g/m<sup>3</sup> (2.5 – 5 kg/m<sup>3</sup>) ↔ Alta concentración;
- 4) ρ: > 5000 g/m<sup>3</sup> (> 5 kg/m<sup>3</sup>) ↔ Muy alta concentración.

- a) A continuación, se procede a determinar el **volumen del sedimento grueso** (V<sub>sedg</sub>), a partir de la siguiente ecuación (E.S.Begliarova, 2015);

$$V_{sedg} = \frac{V/\text{año} * (M_{sedg} * k_{vsf})}{6\text{meses}}, \quad [\text{Ec. 41}]$$

Donde: V/año: Volumen de sedimentos por año (m<sup>3</sup>/año); M<sub>sedg</sub>: Meses con sedimento grueso (mes); k<sub>vsf</sub>: Coeficiente del volumen del sedimento grueso (20%-40%), cuyas unidades son [m<sup>3</sup>/año].

- b) A continuación, se procede a determinar el **porcentaje de retención de los sedimentos por año** (%ret), la **longitud base de la sección transversal de la barrera** (L<sub>o</sub>) y la **distancia entre barreras** (L<sub>b</sub>), a partir de la ecuación [Ec.

42], la ecuación [Ec. 43] , y la ecuación [Ec. 44], respectivamente (E.S.Begliarova, 2015).

$$\% \text{ ret} = \left( \frac{V}{V_{\text{sedg}}} \right) * 100 , \quad [\text{Ec. 42}]$$

Donde: V: Volumen del prisma de sedimentación (m<sup>3</sup>); V<sub>sedg</sub>: Volumen del sedimento grueso (m<sup>3</sup>/año), cuyas unidades son [%].

$$L_o = ( 2 * m * h_s ) + 1 , \quad [\text{Ec. 43}]$$

Donde: m: Coeficiente de talud aguas arriba de la barrera (); h<sub>s</sub>: Alto de la barrera que forma el prisma de sedimentación (m), cuyas unidades son [m].

$$L_B = L_o + X_{cr} , \quad [\text{Ec. 44}]$$

Donde: L<sub>o</sub>: Longitud de la base de la sección transversal de la barrera (m); X<sub>cr</sub>: Longitud de la base de la sección transversal de la barrera (m), cuyas unidades son [m].

- c) Se determina el **número de prismas** (N<sub>pris</sub>), mediante la ecuación [Ec. 45] (E.S.Begliarova, 2015),

$$N_{\text{pris}} = \frac{L_{\text{río}}}{L_B} , \quad [\text{Ec. 45}]$$

Donde: L<sub>río</sub>: Longitud del río (m); L<sub>B</sub>: Distancia entre barreras (m), cuyas unidades son adimensional [].

- d) Luego se determina el **tiempo de llenado anualmente** (T<sub>llen1</sub>), mediante la ecuación [Ec. 46] (E.S.Begliarova, 2015).

$$T_{\text{llen1}} = \frac{V}{V_{\text{sedg}}} , \quad [\text{Ec. 46}]$$

Donde: V<sub>sedg</sub>: Volumen del sedimento grueso (m<sup>3</sup>/año); V: Volumen del prisma de sedimentación (m<sup>3</sup>), cuyas unidades son [año].



- e) Se calcula el **volumen de sedimentos por mes** (V/mes) y su respectivo **tiempo de llenado mensualmente** (Tllen2), mediante la ecuación [Ec. 47] y la ecuación [Ec. 48], respectivamente (E.S.Begliarova, 2015).

$$\frac{V}{mes} = \frac{V_{sedg}}{M_{sedg} * k_{vsf}}, \quad [Ec. 47]$$

Donde:  $V_{sedg}$ : Volumen del sedimento grueso ( $m^3/año$ );  $M_{sedg}$ : Meses del sedimento grueso (mes);  $k_{vsf}$ : Coeficiente del volumen del sedimento grueso (), cuyas unidades son [ $m^3/mes$ ].

$$Tllen2 = \frac{V}{V/mes}, \quad [Ec. 48]$$

Donde: V/mes: Volumen de sedimentos por mes ( $m^3/año$ ); V: Volumen del prisma de sedimentación ( $m^3$ ), cuyas unidades son [mes].

- f) A continuación, se determina el **volumen de sedimentos por día** (V/días) y su respectivo **tiempo de llenado diariamente** (Tllen3), mediante la ecuación [Ec. 49] y la ecuación [Ec. 50] (E.S.Begliarova, 2015).

$$\frac{V}{dias} = \frac{Q * \rho * 24 * 3600}{\gamma_{sed}}, \quad [Ec. 49]$$

Donde: Q: Caudal ( $m^3$ );  $\rho$ : Concentración de sedimentos ( $kg/m^3$ );  $\gamma_{sed}$ : Peso específico del sedimento ( $kg/m^3$ ), cuyas unidades son [ $m^3/días$ ].

$$Tllen3 = \frac{V}{V/días}, \quad [Ec. 50]$$

Donde: V/días: Volumen de sedimentos por días ( $m^3/días$ ); V: Volumen del prisma de sedimentación ( $m^3$ ), cuyas unidades son [días].

- g) Se procede a determinar el **porcentaje de retención de los sedimentos en función del número de prismas** ( $\%ret_{Npris}$ ), mediante la ecuación [Ec. 51] (E.S.Begliarova, 2015).

$$\%ret_{Npris} = N_{pris} * \%ret, \quad [Ec. 51]$$

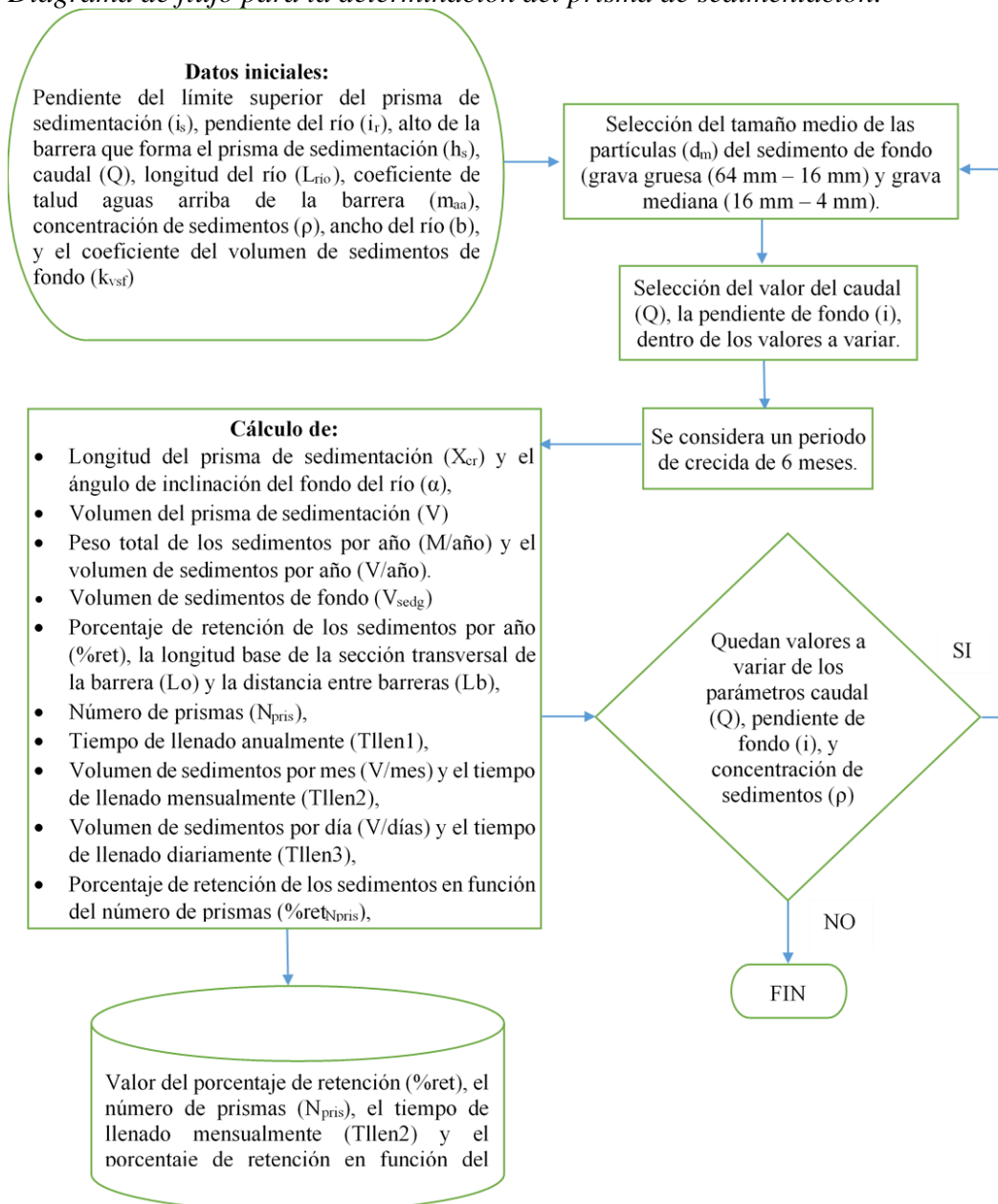
Donde:  $N_{\text{pris}}$ : Número de prismas (); %ret: Porcentaje de retención de los sedimentos (%), cuyas unidades son [%].

En ANEXOS se presenta las tablas de resultados de la primera etapa conformada por las crestas sumergidas.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo del procedimiento necesario para determinación del prisma de sedimentación.

**Figura 26**

*Diagrama de flujo para la determinación del prisma de sedimentación.*



**Nota:** Descripción de la metodología para el análisis de las crestas sumergidas. Elaborado por: El autor.

## CAPÍTULO IV

### FORMULACIÓN CONCEPTUAL DEL PROYECTO.

#### 4.1 Criterios básicos.

Para el tema del control de los sedimentos en los sistemas fluviales de derivación, no existe una teoría estructurada que sea aprobada en la práctica, inclusive en un menor grado de complejidad, como es en el análisis del transporte de sedimentos en los cauces naturales (sin la presencia de construcciones de ingeniería), la aplicación de interpretaciones o modelos propuestos, ya que en muchos casos presentan discrepancias y causan resultados contradictorios.

En este marco, las investigaciones en modelos físicos y la práctica de diseño han aportado y aportan significativas propuestas, conclusiones y criterios cuyo fin, tienden a resolver los problemas que están relacionados con el manejo de sedimentos en particular con las derivaciones directas en ríos de montaña.

Un sistema de manejo de sedimentos de carácter integral, probablemente de alcance variable, dependiendo de los escenarios, incluye la intervención en tramos secuenciales del espacio hidrográfico involucrado, a los que en adelante denominaremos etapas, aun cuando no necesariamente están desfasadas en el tiempo de ejecución.

Por lo indicado anteriormente una de las prioridades en la gestión del recurso hídrico constituye el manejo de los sedimentos en las obras de captación de los sistemas fluviales de derivación. En el presente trabajo de titulación se ha estructurado una propuesta que incluye el algoritmo de análisis para el control de sedimentos en tres etapas en el área de influencia hidrológica y sedimentológica de un sistema de derivación en un río de montaña, estas etapas que involucran la implantación de

construcciones civiles no incluyen otro tipo de medidas relacionadas al manejo de sedimentos.

- a) **Primera etapa.** - La primera etapa se desarrolla aguas arriba del sistema de derivación directa (obra de captación), y permite la retención del sedimento grueso (grava gruesa (64mm-16mm)) con su evacuación, extracción periódica, como por ejemplo luego de haber concluido el periodo anual de crecidas. Esta etapa está conformada principalmente por elementos de retención en forma de crestas sumergidas de material de lugar que, desde el punto de vista de la hidráulica operan como vertederos.
- b) **Segunda etapa.** - La segunda etapa se desarrolla en el ámbito de la derivación directa y su ambiente; la cual, en un primer punto, tiene que ver con el aprovechamiento de las condiciones hidrodinámicas favorables del cauce para el manejo de los sedimentos (en caso de que el sitio seleccionado para la derivación tenga curvatura natural o con la generación constructiva de dichas condiciones favorables); y como segundo punto, la inclusión de medidas para evitar la entrada del material sólido de fondo, a través del orificio de entrada a la estructura de captación, la cual está conformado, por elementos hidráulicos como crestas de fondo direccionadas, galerías de purga ubicadas bajo el vertedero de entrada y exclusas de purga que forman parte del frente de contención.
- c) **Tercera etapa.** - La tercera etapa está relacionada con el sedimento en suspensión o el de menor tamaño que en este caso sería la arena gruesa (2mm-1/2mm) y este a su vez puede desarrollarse, generalmente, aguas abajo de la estructura de captación o, en casos especiales, en el mismo cauce natural, junto al frente de captación.

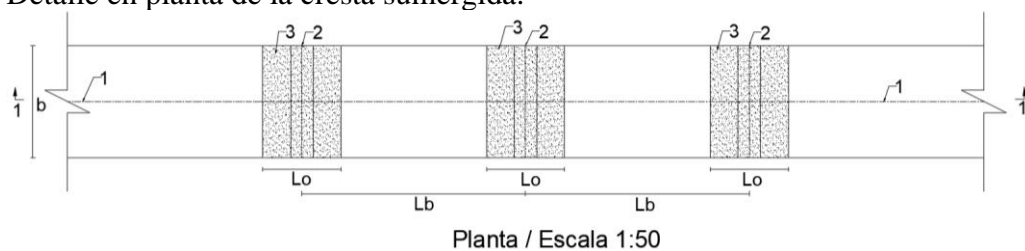
#### 4.2 Retención del sedimento grueso con crestas sumergidas de retención (primera etapa).

El análisis de los materiales de investigación disponibles evidencia que existe una importante cantidad de ecuaciones para determinar las características cuantitativas de las formas del fondo; sin embargo, no existe la suficiente argumentación para delimitar su aplicabilidad.

La idea de construir crestas sumergidas (barreras) de material del lugar para regular los procesos de cauce y los niveles en los tramos de contención de los ríos de montaña, no está suficientemente desarrollada; ante la ausencia de una teoría general, se podría formular una propuesta con sustento experimental y teórico – analítico.

El sustento experimental, como se ha indicado, proviene de investigaciones en modelos físicos, en los que se estudia el proceso de sedimentación en el tramo aguas arriba de los sistemas de derivación directa,

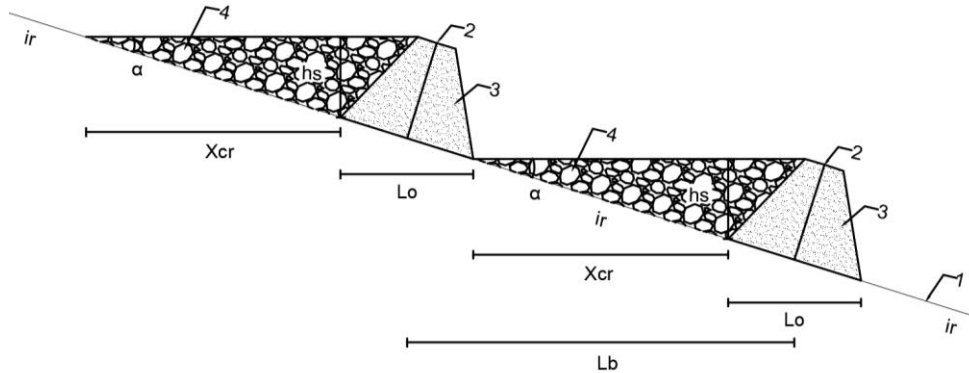
**Figura 27**  
Detalle en planta de la cresta sumergida.



**Nota:** 1-Eje del río; 2-Eje de la cresta sumergida; 3-Cresta sumergida. Elaborado por: El autor.

## Figura 28

Detalle en corte 1-1 de la cresta sumergida.



Corte 1-1 / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río; 2-Eje de la cresta sumergida; 3-Cresta sumergida; 4-Prisma de sedimentación. Elaborado por: El autor.

### 4.3 Medidas en el sector de la derivación directa (segunda etapa).

#### 4.3.1 Sitio de captación en un tramo con curvatura.

La selección de la ubicación (del eje transversal del cauce para la implantación de una captación directa en los tramos con curvatura de los cauces naturales) permite que se excluya la sedimentación o azolve de la estructura de cabecera. Constituye una de las principales tareas en el diseño de los sistemas de derivación; este problema se complica por la formación de circulación transversal en el tramo con curvatura, que determina la modificación de la estructura cinemática y la capacidad de transporte en la sección de flujo.

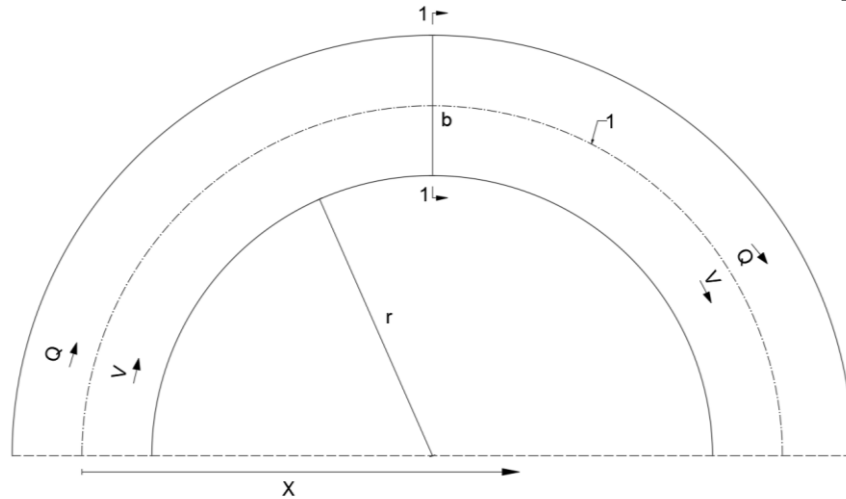
Para establecer la ubicación del eje transversal del cauce en un tramo con curvatura en la obra de derivación, se debe tomar en cuenta la información necesaria de la estructura granulométrica del sedimento y la magnitud de las velocidades de fondo longitudinales y radiales.

A partir del análisis de la información experimental y de las soluciones teóricas del flujo en los tramos con curvatura, estipulados por varios investigadores, han permitido establecer una ecuación validada en modelos físicos con diferentes

condiciones de borde, para determinar la distancia desde el inicio de la curvatura hasta el eje de la sección transversal del cauce en el que debe implantarse la obra de captación directa.

**Figura 29**

*Detalle de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación.*

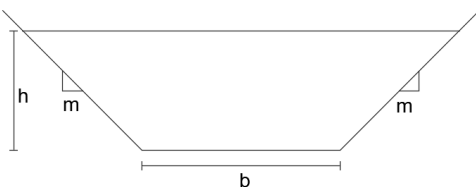


Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río; Elabora por: El autor.

**Figura 30**

*Detalle en corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación.*

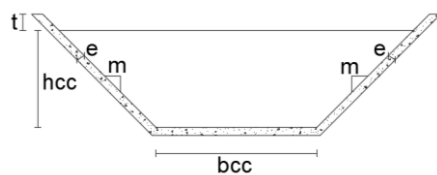


Corte 1-1 / Escala 1:100

**Nota:** Esquema del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación. Elaborado por: El autor.

**Figura 31**

*Detalle en corte 1-1 del canal de conducción.*



Corte 1-1 / Escala 1:50

**Nota:** Esquema del corte 1-1 del canal de conducción. Elaborado por: El autor.

#### **4.3.2 Crestas de fondo direccionadoras.**

A partir de los últimos años se ha analizado, especialmente en modelos físicos la eficacia en la calidad del agua, de las crestas direccionadoras de fondo, con distintas características geométricas de implantación en el área colindante con la derivación. Cabe mencionar que uno de los criterios de valoración de la calidad del agua captada para los diferentes fines en los sistemas fluviales de derivación está dada por la cantidad del sedimento incorporado.

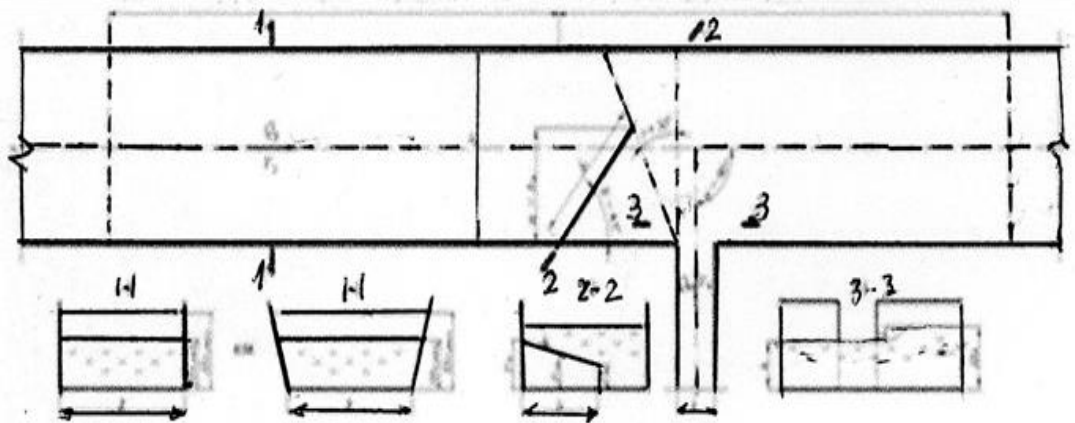
A pesar de tener una amplia disponibilidad de base teórica sobre el tema, aun no sea ha podido resolver completamente el problema que representa el efecto negativo de los sedimentos, en especial en las captaciones directas. Esta situación en parte se explica por la complejidad de lograr valoraciones confiables y considerar el carácter de la transformación del flujo al bifurcarse en la derivación, así como por la ausencia bibliográfica de unicidad de criterio en las recomendaciones para la implantación y operación de los diferentes tipos de elementos que se incluyen en los sistemas de derivación, para el control de sedimentos.

A partir de las investigaciones en los modelos físicos en los últimos diez años, D. V. Kozlov, A.V. Klovsy y I.S. Rumianzev, han podido establecer que la colocación de crestas de fondo direccionadoras, con un ángulo de implantación de  $45^\circ$  ( $\beta=45^\circ$ ) permite lograr, una disminución considerable de la longitud de la cresta: 1.42 veces en comparación con crestas implantadas con un ángulo  $\beta=30^\circ$  y 2.73 veces para  $\beta=15^\circ$ .



### Figura 32

Esquema conceptual de implantación de una captación directa lateral sin presa con una cresta direccionadora para ríos pequeños de montaña.



*Nota:* Esquema en planta de la implantación de la cresta direccionadora. Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014).

#### 4.3.2.1 Algunas condiciones para la implantación y operación de las crestas de fondo direccionadoras.

Las crestas de fondo direccionadoras tienen la función protectora de elementos para el control de los sedimentos, los cuales dependen de la geometría de sus características geométricas y de implantación en el esquema concreto del sistema de derivación.

Para el caso de las captaciones directas sin presa en ríos pequeños de montaña se debe considerar las siguientes recomendaciones principales: a) Si la captación debe operar en condiciones de permanente intercambio hídrico y los niveles de agua en la fuente garantizan las cotas requeridas en la abscisa inicial de la obra de conducción, el ángulo de captación debe adoptarse mayor a  $90^\circ$  ( $\varphi > 90^\circ$ ). b) Cuando se requiera un menor valor de la pérdida de carga en la entrada de captación, el ángulo de captación debe ser menor a  $90^\circ$  ( $\varphi < 90^\circ$ ). Cabe mencionar que el ángulo de captación ( $\varphi$ ) se adopta a partir de las condiciones particulares del esquema.

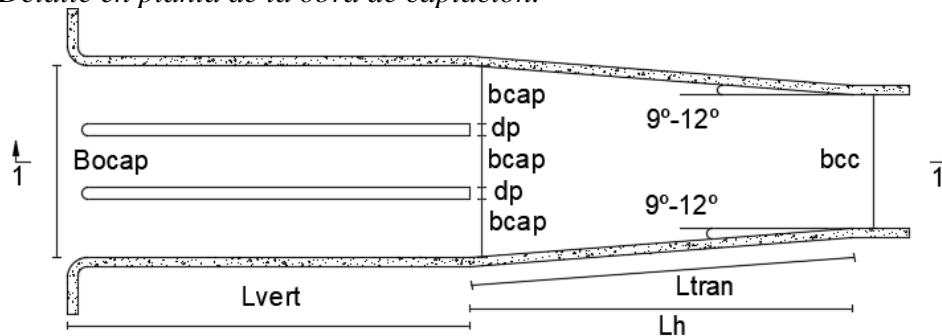
Frecuentemente se adopta un ángulo de captación igual a  $90^\circ$ , ya que, el régimen de operación de la captación puede variar suavemente (gradualmente), en función de la variación de los niveles de agua en el río, circunstancia que posibilita

una operación de bajo riesgo, en casos de condiciones hidrológicas y sedimentológicas difíciles. Además, abarata el costo de la construcción debido a la reducción de gastos en los trabajos preliminares y en los de montaje y construcción.

El frente de la captación ( $b_{cap}$ ), se determina a partir de investigaciones en modelos físicos, lo que permiten establecer que el flujo sobre un vertedero de pared ancha no sumergido es supercrítico, descartando tanto el modelo del caudal máximo (flujo subcrítico, modelo de Balange), como el modelo del nivel energético mínimo (flujo crítico, modelo de Baxmetyev).

**Figura 33**

*Detalle en planta de la obra de captación.*

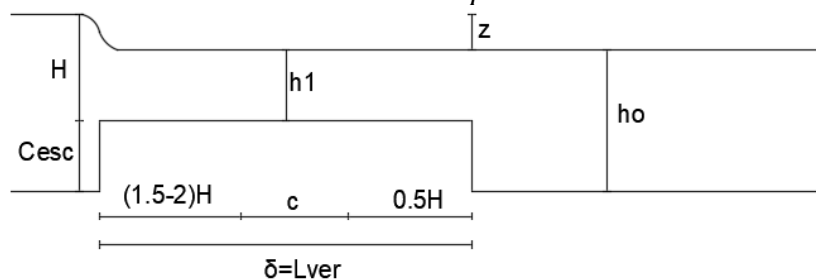


Planta / Escala 1:50

**Nota:** Esquema en planta de la obra de captación con sus respectivos componentes. Elaborado por: El autor.

**Figura 34**

*Detalle en corte 1-1 de la obra de captación.*



Corte 1-1 / Escala 1:50

**Nota:** Esquema del corte 1-1 de la obra de captación con sus respectivos componentes. Fuente: El autor.

#### 4.3.2.2 Conductos de purga.

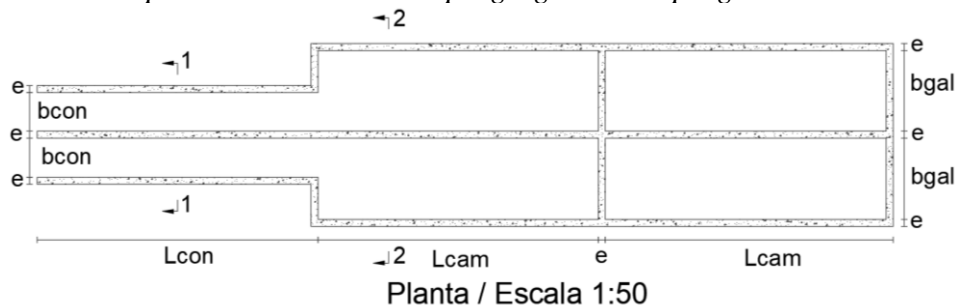
A partir de las investigaciones en modelos físicos, se ha podido establecer el análisis y diseño de los conductos de purga en los sistemas de derivación, en este caso el modelo conceptual es mucho más complicado, ya que el flujo es bifásico, variación brusca y masa variable.

Como se ha mencionado, los flujos uniformes no poseen una teoría estructurada, ya que no pueden ser descritos por funciones continuas, esto nos indica que cuando el flujo es de variación suave (gradual) se debe optar por una solución aproximada, aplicando el modelo del flujo uniforme.

Para el caso de los flujos de variación brusca como el caso del resalto hidráulico y de los conductos de purga, el modelo teórico se lo realiza aplicando las ecuaciones de la variación de la cantidad de movimiento en sistemas bifásicos y realizando los ajustes necesarios con los resultados de las investigaciones en modelos físicos.

**Figura 35**

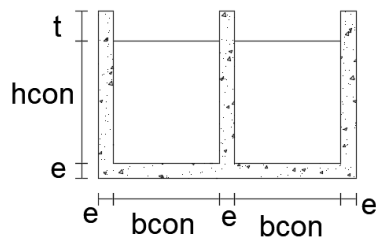
*Detalle en planta del conducto de purga-galería de purga.*



**Nota:** Esquema del conducto-galería de purga con sus respectivos componentes. Elaborado por: El autor.

**Figura 36**

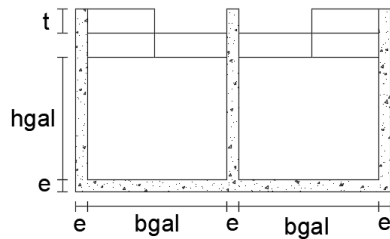
*Detalle del corte 1-1 del conducto de purga.*



**Nota:** Esquema del corte 1-1 del conducto de purga con sus respectivos componentes.  
Elaborado por: El autor.

**Figura 37**

*Detalle del corte 2-2 de la galería de purga.*



Corte 2-2 / Escala 1:100

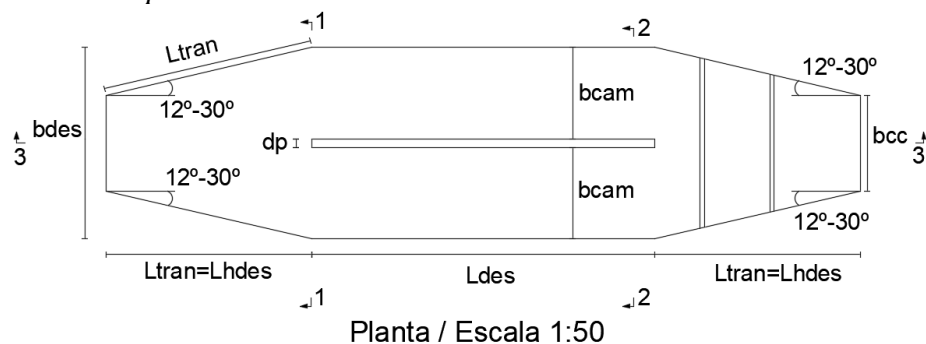
**Nota:** Esquema del corte 2-2 de la galería de purga con sus respectivos componentes.  
Elaborado por: El autor.

#### 4.4 Control del sedimento en suspensión (tercera etapa).

En esta etapa el componente que se involucra para el análisis de los sedimentos son los desarenadores, para lo cual existen bases teóricas adecuadamente desarrolladas y una amplia experiencia práctica. Esta etapa, por lo general se ejecuta aguas abajo de la estructura de derivación ubicada en el cauce natural. En los últimos años con más frecuencia se está optando por la implantación de los desarenadores en el cauce natural, inmediatamente aguas arriba del orificio de entrada a la derivación directa.

**Figura 38**

*Detalle en planta del desarenador-canal de transición.*



Planta / Escala 1:50

**Nota:** Esquema del desarenador-canal de transición con sus respectivos componentes.  
Elaborado por: El autor.



## **CAPÍTULO V**

### **CONTROL DE LOS SEDIMENTOS EN CAPTACIONES DE MONTAÑA SIN PRESA.**

#### **5.1 Criterios para obtener una dinámica adecuada en las captaciones de montaña sin presa.**

##### **5.1.1 Teoría básica de la obra de captación**

La obra de captación directa es un sistema de derivación que tiene como objetivo tomar de la fuente natural los caudales disponibles y además se pueden caracterizar por tener el orificio de entrada superficial (vertedero). Por las condiciones de operación, las captaciones directas se pueden clasificar en: 1) Captaciones directas sin presa y 2) Captaciones directas con presa.

Para la obra de captación directa se debe satisfacer las siguientes condiciones:

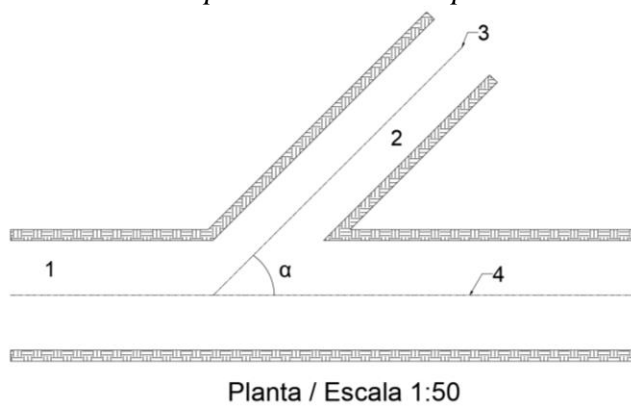
- 1) Captar los caudales desde la fuente natural, de conformidad con el gráfico de demanda;
- 2) No permitir el ingreso de objetos flotantes;
- 3) En lo posible no permitir el ingreso a la obra de conducción del material flotante, ni de sedimento de fondo;
- 4) Debe ser implantada en un sitio estable, no inundable y que sea de fácil acceso;
- 5) Permitir la suspensión del servicio cuando esta sea necesario;
- 6) Satisfacer las condiciones mínimas de seguridad.

La obra de captación sin presa es aquella opción que se adopta cuando los niveles de agua en el río durante el año son suficientes para satisfacer la entrega de agua en la cota requerida por el usuario en la abscisa inicial del canal de conducción. Sin embargo, cuando la pendiente de fondo del río es alta este tipo de captación se adopta también los niveles de agua del río en el sitio considerado no son suficientes.

Las captaciones directas sin presa es un sistema de derivación directa que, a más de satisfacer los caudales de la gráfica de demanda, deben satisfacer los niveles de agua requeridos en la abscisa inicial del canal de conducción<sup>32</sup>, durante el año; esto significa que los niveles de agua en la fuente natural deben ser superiores a los niveles de agua requeridos en la abscisa inicial del canal de conducción durante el año. Las captaciones directas sin presa pueden ser laterales o frontales.

**Figura 42**

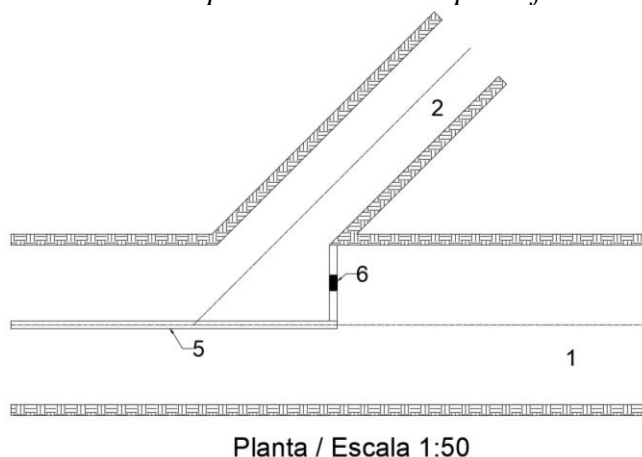
*Detalle de la captación directa sin presa lateral.*



**Nota:** 1- Cauce natural, 2- Conducción desde la captación, 3- Eje de la captación, 4- Eje del río,  $\alpha$ - Ángulo de captación. Elaborado por: El autor.

**Figura 43**

*Detalle de la captación directa sin presa frontal.*

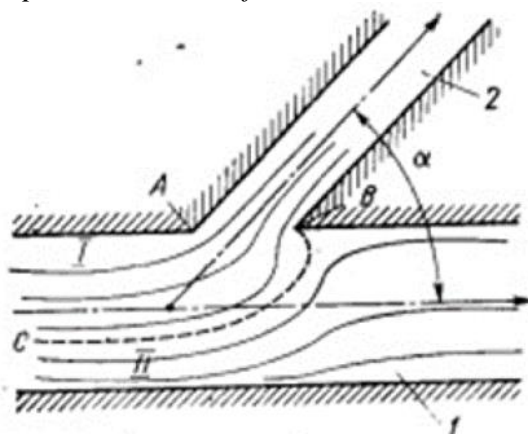


**Nota:** 1- Cauce natural, 2- Conducción desde la captación, 5- Muro de encauzamiento, 6- Esclusa de purga. Elaborado por: El autor.

<sup>32</sup> **Canal de conducción.** - Obra de conducción con flujo de superficie libre; transporta el agua demandada por el usuario o usuarios del sistema, para su aprovechamiento.

Para escoger el sitio de ubicación de una captación directa sin presa es necesario analizar el régimen hidráulico del río en estado natural y en el estado después de la implantación del sistema de derivación que forma parte la obra de toma. La presencia de la captación del flujo en el río se ramifica en dos partes: una parte del flujo se dirige a la esclusa de captación, en tanto que la otra parte que se ensancha bruscamente continua en el cauce natural.

**Figura 44**  
*Captación lateral o frontal.*



**Nota:** Esquema de la captación lateral o frontal. Fuente: (Loguinov, 2014).

El ángulo de captación ( $\alpha$ ) generalmente fluctúa entre  $35^\circ$  -  $75^\circ$ , mientras más pequeño es el ángulo de captación mejores son las condiciones de la dinámica de flujo en relación con el sedimento; sin embargo, no es recomendable adoptar ángulos de captación menor a  $35^\circ$ , debido a las limitaciones del espacio físico para la implantación de las obras. Optar por ángulos de captación  $90^\circ$  es posible únicamente cuando el caudal captado es pequeño.

Las condiciones de acercamiento del agua a la obra de toma deben en lo posible evitar el ingreso de sedimento, lo que requiere entre otras condiciones, que el acercamiento sea suave y que la velocidad de ingreso a la esclusa de captación sea lo suficientemente pequeña para evitar el ingreso de sedimento, pero también lo



suficientemente grande para que el frente de captación de la obra de toma sea razonable, estas condiciones se logran a través de la excavación de acercamiento.

La excavación de acercamiento se caracteriza por tener el talud aguas arriba de mayor longitud, con el fin de propiciar el acercamiento suave del agua. La pendiente de fondo de la excavación de acercamiento es nula o negativa, es decir, en dirección del cauce. Generalmente se asume que la velocidad de ingreso a la esclusa de captación ( $V_i$ ) debe estar entre los siguientes límites:

$$0.8 \text{ m/s} \leq V_i \leq 1.5 \text{ m/s} , \quad [\text{Ec. 52}]$$

### **5.1.2 Consideraciones especiales respecto a las captaciones directas sin presa**

Cuando la fluctuación de niveles en el cauce natural es grande se requerirá de compuertas relativamente altas, lo cual consecuentemente incrementará el costo. Para enfrentar el problema en estos casos se opta por esquemas con un diafragma vertical de hormigón armado que excluye la necesidad de aumentar la altura de las compuertas.

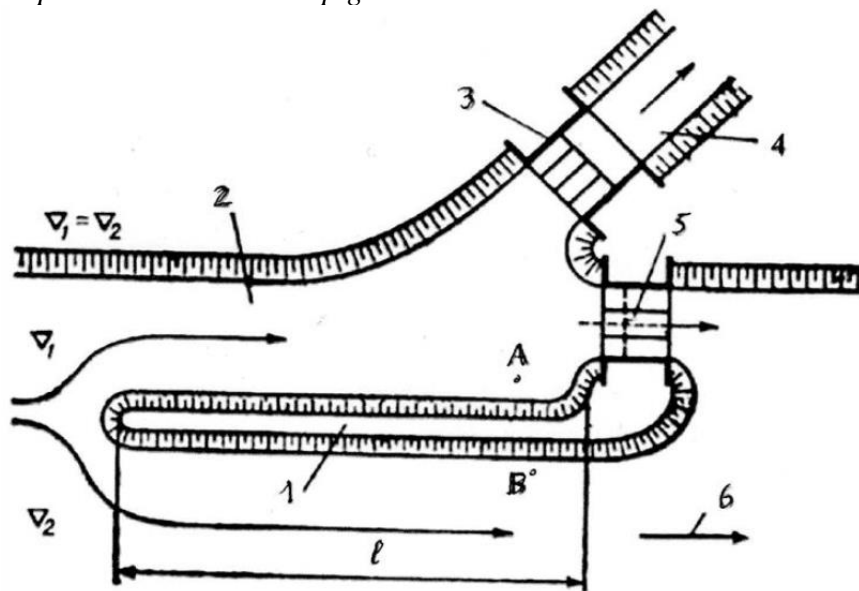
En caso de ríos con altas pendientes de fondo es posible adoptar una captación directa sin presa aun cuando los niveles de agua en el río no sean superiores a los niveles requeridos del agua en la abscisa inicial del canal de conducción. En estos casos se incluye un elemento constructivo denominado espigón<sup>33</sup> (muro longitudinal semejante a un muro de encausamiento).

---

<sup>33</sup> **Espigón.** – Se denomina espigón aun muro grueso para encauzar el curso de un río.

**Figura 45**

*Captación directa con espigón.*



*Nota:* 1- Espigón, 2- Cámara de captación, 3- Esclusa de captación (obra de captación), 4- Canal de conducción, 5- Esclusa de purga, 6- río. Fuente: (Loguinov, 2014).

### 5.1.3 Criterios de diseño

En los ríos de montaña es evidente la dependencia de la cantidad transportada de sedimento grueso o sedimento de fondo (arena, grava, canto rodado) producto de la variación de los caudales líquidos, es decir, que una reducida concentración de estos sólidos se presenta en los meses de verano, mientras que unas altas concentraciones en los meses de invierno.

En general, en el flujo de un río se presentan diferentes formaciones hidráulicas como, por ejemplo: perturbaciones turbulentas en forma de torbellinos<sup>34</sup>, corrientes circulantes y vórtices<sup>35</sup>. Las causas de su formación son diferentes como, por ejemplo:

- 1) Para las corrientes turbulentas en vórtice se originan en el fondo del cauce y su magnitud depende de las velocidades de flujo y de su componente vertical;

<sup>34</sup> **Torbellinos.** – Es el remolino de un fluido y la corriente inversa creada cuando un fluido se encuentra en un régimen de flujo turbulento.

<sup>35</sup> **Vórtices.** – Es un flujo turbulento en rotación espiral con trayectorias de corriente cerradas.

- 2) Para las corrientes circulantes se originan en los tramos rectos debido a las diferencias de velocidades en la vertical y, además, en el caso de curvatura del cauce debido a la acción de las fuerzas centrífugas<sup>36</sup>.

Uno de los criterios para valorar la calidad del agua proveniente de las obras de captación directa en los ríos para atender a diferentes usuarios es la cantidad del sedimento que ingresa. Sin embargo, a pesar de la amplia base de investigación relativa al tema no ha sido posible resolver totalmente el problema de los sedimentos en este tipo de captaciones. Lo cual se explica primeramente debido a la complejidad de llegar a una evaluación confiable y tomar en cuenta el carácter de la transformación del flujo al dividirse y, consecuentemente, debido a la ausencia en la bibliografía especializada, y a la unicidad de criterio en las recomendaciones para la instalación y operación, como parte de la construcción de derivación, de diferentes tipos de elementos para controlar los sedimentos. En este marco, adquiere un importante significado estratégico e ingenieril en la elaboración de nuevos esquemas de implantación de los sistemas de derivación y mejoramiento de los existentes, al igual que de modelos de operación, con el fin de asegurar una protección confiable de las obras de captación para evitar su azolvamiento.<sup>37</sup> (Klovsky & Kozlov, 1997)

El análisis desarrollado por diferentes autores, sobre la eficacia de los esquemas de implantación de captaciones directas sin presa, caracterizados por su operación confiable en condiciones hidrológicas y sedimentológicas difíciles, evidencia que una de las soluciones más eficientes y, además, constructiva y operativamente sencillas, para enfrentar el problema de los sedimentos, constituye la cresta de circulación de fondo del flujo. Esta cresta que se ubica bajo determinado

---

<sup>36</sup> **Fuerzas centrífugas.** – Es aquella fuerza aparente de una masa que la mueve hacia afuera cuando gira.

<sup>37</sup> **Azolvamiento.** - Aumento del depósito de tierras, limo o arena en el fondo de un río por acarreo natural o voluntario.

ángulo ( $\beta$ ) respecto a la margen del río, redistribuye los caudales unitarios en el frente del cauce de acercamiento a la obra de toma y origina circulación transversal artificial del flujo (CTAF), la misma que juntamente con la corriente protectora rotacional, modifica el carácter del movimiento de los sedimentos en la dirección necesaria. La intensidad de los tres flujos protectores depende en el caso más general de:

- a) El ángulo de ubicación de la cresta respecto a la línea de la margen ( $\beta$ );
- b) El alto relativo de la cresta de fondo ( $P_{REL}$ ); la cual se determina a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$P_{REL} = \frac{P}{H_o}, \quad [\text{Ec. 53}]$$

Donde: P: Alto de la cresta de fondo en su parte media;  $H_o$ : Profundidad del agua en el cauce natural.

- c) De la magnitud de la concentración del flujo ( $n_{mag}$ ); la cual se determina a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$n_{mag} = \frac{l_{CR} * \sin \beta}{B}, \quad [\text{Ec. 54}]$$

Donde:  $l_{CR}$ : Longitud geométrica de la cresta; B: Ancho del fondo del río.

- d) La velocidad media de flujo ( $V_o$ );
- e) Y de la pendiente de la cara superior de la cresta ( $i_{CR}$ ).

Cabe recalcar que las recomendaciones para el diseño de las crestas de fondo<sup>38</sup> tienen carácter frecuentemente contradictorio.

---

<sup>38</sup> **Cresta de fondo.** - Es la superficie más elevada del vertedero, que está en contacto con el agua.

## **5.2 Elementos constructivos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa.**

En esta sección se detallarán los procedimientos de cálculo de los elementos constructivos para el control de los sedimentos para un sistema de derivación directa sin presa.

### **Segunda Etapa**

Como se explicó anteriormente, esta etapa se desarrolla en el sector de la derivación directa y su entorno, para lo cual se considera como primer punto el sitio de captación en un tramo con curvatura, en el cual se determina la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) para los diferentes diámetros del sedimento de fondo.

El procedimiento para determinar la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) se encuentra descrito en el subcapítulo 3.1.1 Determinación del sitio de captación a través de su abscisa en un tramo con curvatura.

Una vez determinado la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) se procede a determinar el canal de conducción para la transición de la obra de captación y del desarenador, para lo cual el procedimiento a seguir es el siguiente:

#### **Canal de conducción.**

- a) Se establece el tipo de material del revestimiento del canal de conducción, a partir del coeficiente de Manning (n), y un ancho relativo ( $\beta_{rel}$ ), cuyos valores van de 0.82 a 3, a partir de la ecuación [Ec. 55] (Krochin, 1986),

$$\beta_{rel} = \frac{b_{cc}}{h_{cc}}, \quad [\text{Ec. 55}]$$

Donde:  $b_{cc}$ ; Ancho del canal de conducción (m),  $h_{cc}$ : Profundidad de flujo del canal de conducción (m), cuyas unidades son [] adimensionales.

- b) A partir de la sección de flujo ( $\omega$ ) determinada en el análisis de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación, se determina la profundidad de flujo del canal de conducción ( $h_{cc}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 56] (Krochin, 1986),

$$\omega_{cc} = b_{cc} * h_{cc} + m * h_{cc}^2, \quad [\text{Ec. 56}]$$

Donde: m: Coeficiente de talud (), cuyas unidades son [m<sup>2</sup>].

- c) Se determina el ancho del canal de conducción ( $b_{cc}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 57] (Krochin, 1986),

$$b_{cc} = 2 * h_{cc}, \quad [\text{Ec. 57}]$$

Donde:  $h_{cc}$ : profundidad de flujo del canal de conducción (m), cuyas unidades son [m].

- d) Se determina el perímetro mojado ( $\chi_{cc}$ ), el radio hidráulico ( $R_{cc}$ ) y el coeficiente de Chezy del canal de conducción ( $C_{cc}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 58], la ecuación [Ec. 59], y la ecuación [Ec. 60] (Krochin, 1986),

$$\chi_{cc} = b_{cc} + 2 * h_{cc} * \sqrt{1 + m^2}, \quad [\text{Ec. 58}]$$

Donde:  $b_{cc}$ : Ancho del canal de conducción (m);  $h_{cc}$ : Profundidad de flujo del canal de conducción (m); m: Coeficiente de talud aguas arriba (), cuyas unidades son [m].

$$R_{cc} = \frac{\omega_{cc}}{\chi_{cc}}, \quad [\text{Ec. 59}]$$

Donde:  $\omega_{cc}$ : Sección de flujo del canal de conducción (m<sup>2</sup>);  $\chi_{cc}$ : Perímetro mojado del canal de conducción (m); cuyas unidades son [m].

$$C_{cc} = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R_{cc}}, \quad [\text{Ec. 60}]$$

Donde:  $n$ : Coeficiente de Manning ( $s/m^{1/2}$ ),  $R_{cc}$ : Radio hidráulico del canal de conducción (m); cuyas unidades son  $[m^{1/2}*s^{-1}]$ .

- e) Se calcula el módulo del caudal ( $k_{cc}$ ) y la pendiente del canal de conducción ( $i_{cc}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 61] y la ecuación [Ec. 62] (Krochin, 1986),

$$k_{cc} = \omega_{cc} * C_{cc} * \sqrt{R_{cc}}, \quad [\text{Ec. 61}]$$

Donde:  $\omega_{cc}$ : Sección de flujo del canal de conducción ( $m^2$ );  $C_{cc}$ : Coeficiente de Chezy ( $m^{1/2}*s^{-1}$ );  $R_{cc}$ : Radio hidráulico del canal de conducción (m), cuyas unidades son  $[m^3/s]$

$$i_{cc} = \frac{V^2}{R_{cc} * C_{cc}^2}, \quad [\text{Ec. 62}]$$

Donde:  $V$ : Velocidad media del flujo (m/s);  $R_{cc}$ : Radio hidráulico del canal de conducción (m);  $C_{cc}$ : Coeficiente de Chezy del canal de conducción ( $m^{1/2}*s^{-1}$ ), cuyas unidades son [] adimensional.

- f) Para determinar la altura constructiva del canal de conducción ( $h_{cccons}$ ) se debe tomar en cuenta un borde libre ( $t$ ) el cual se determina a partir de la ecuación [Ec. 63] (Krochin, 1986),

$$h_{cccons} = h_{cc} + t, \quad [\text{Ec. 63}]$$

Donde:  $h_{cc}$ : Profundidad de flujo del canal de conducción (m);  $t$ : Borde libre que depende del caudal (m): 1) Para  $Q < 5 \text{ m}^3/s$ ;  $t = (0.30-0.40) \text{ m}$ , 2) Para  $5 \text{ m}^3/s < Q < 10 \text{ m}^3/s$ ,  $t = (0.40-0.60) \text{ m}$ ; y 3) Para  $10 \text{ m}^3/s < Q < 20 \text{ m}^3/s$ ,  $t = (0.60-0.80) \text{ m}$ .

Para verificar que la profundidad de flujo del canal de conducción ( $h_{cc}$ ) es la ideal, se debe realizar el siguiente procedimiento:

- a) Se determina el módulo del caudal necesario a partir de la siguiente ecuación [Ec. 64] (Krochin, 1986),

$$K_{NEC} = \frac{Q}{\sqrt{i_{cc}}}, \quad [\text{Ec. 64}]$$

Donde: Q: Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $i_{cc}$ : Pendiente del canal de conducción (), cuyas unidades son [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

- b) Se asume una profundidad de flujo del canal de conducción ( $h_{cc}$ ), para determinar una nueva sección de flujo ( $\omega_{cc}$ ), un nuevo perímetro mojado ( $\chi_{cc}$ ), un nuevo radio hidráulico ( $R_{cc}$ ), un nuevo coeficiente de Chezy ( $C_{cc}$ ) (para lo cual se debe considerar el coeficiente de Manning máximo ( $n_{\max}$ ) del tipo de revestimientos asumido) y un nuevo módulo del caudal ( $k_{cc}$ ) del canal de conducción, a partir de las ecuaciones vistas anteriormente ([Ec. 56] hasta la ecuación [Ec. 61]),
- c) Se verifica que el nuevo módulo de caudal ( $k_{cc}$ ) determinado sea igual al módulo del caudal necesario ( $K_{NEC}$ ), es decir  $k_{cc}=K_{NEC}$ , caso contrario si no son iguales se repite nuevamente los pasos a), b), c), d) y e).
- d) Una vez determinado la nueva profundidad de flujo ( $h_{cc}$ ) se verifica que cumpla la siguiente condición (Magali, 2016),

$$h_{cc} < h_{cc} + t \quad [\text{Ec. 65}]$$

Es decir que la nueva profundidad de flujo calculada ( $h_{cc}$ ) debe ser menor que la altura de constructiva del canal ( $h_{cc\text{cons}}$ ).

Una vez determinado las dimensiones del canal de conducción, se procede con el procedimiento para determinar las crestas de fondo direccionadoras, para lo cual sobre la base de investigaciones en modelos físicos en los últimos diez años, D.V. Kozlov, A.V.Klovky e I.S. Rumianzev, han establecido que la inclusión de estos elementos con un ángulo de implantación de  $45^0$  ( $\beta=45^0$ ) permite lograr, sin afectar la función protectora frente a los sedimentos, una disminución considerable de la longitud de la cresta: 1.42 veces en comparación con crestas implantadas con ángulo

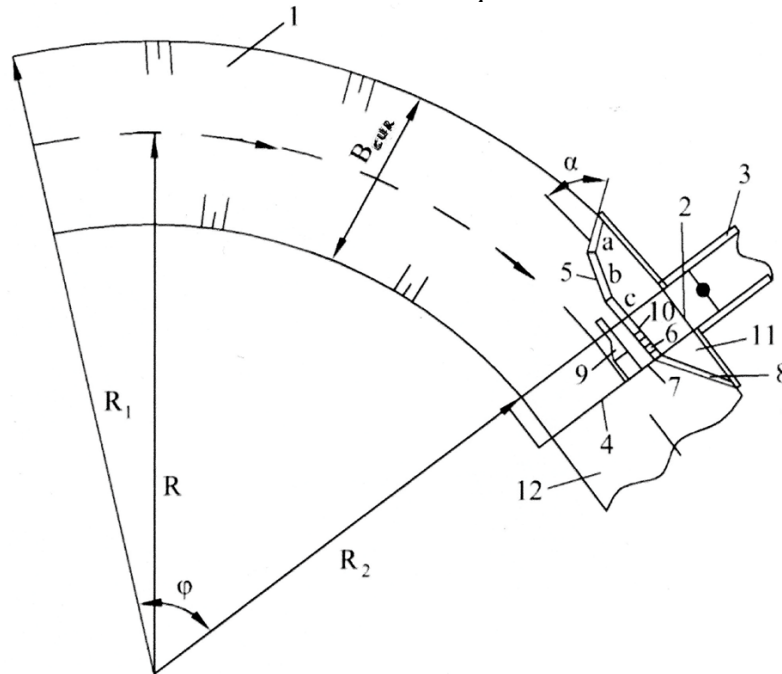


( $\beta$ ) de  $30^\circ$  y 2.73 veces para  $\beta=15^\circ$ . A continuación, se procede a establecer el procedimiento para determinar las crestas de fondo direccionadoras, para lo cual primero se determina el cauce regulado (reconformado):

### Cauce regulado (reconformado)

**Figura 46**

*Condiciones de acercamiento a la captación con curvatura.*



**Nota:** 1- cauce regulado (reconformado) de acercamiento; 2- obra de cabecera de la construcción de captación; 3- canal de derivación; 4- frente de la restitución; 5- cresta interceptora de sedimentos con quiebres en planta; 6- orificio para captaciones de emergencia; 7- orificios de lavado; 8- vertedero de emergencia; 9- muro divisorio; 10- muro divisorio; 11- cámara de captación; 12- cauce de restitución. Funete: (YE. I. Shkulanov, 2014).

a) Se determina el **ancho o frente estable en el tramo rectangular del cauce**

( $B_{rec}$ ) se determina a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$B_{rec} = \frac{2.6}{i^{0.2}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4}, \quad [\text{Ec. 66}]$$

Donde:  $i$ : Pendiente del fondo del río ();  $Q_i$ : Caudal de diseño ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $g$ : Aceleración de la gravedad ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ ), cuyas unidades son [m]. Cabe aclarar que, para las construcciones de obras hidráulicas de cuarta clase se considera como caudal formador del cauce ( $Q_{10\%}$ ), con unidades en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ). El ancho del río en la superficie del agua se

adopta como parte del ancho estable del frente rectangular del tramo de acercamiento del cauce del río, sin embargo, este depende del caudal de cálculo (Q) y la pendiente del fondo del río (i) en el tramo escogido para la captación.

- b) Se calcula el **ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado** ( $B_{cur}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$B_{cur} = k_{iQ} * B_{rec} , \quad [\text{Ec. 67}]$$

Donde:  $k_{iQ}$ : Coeficiente que depende de la pendiente del cauce y del caudal de diseño<sup>39</sup> (), de acuerdo con la relación de G.V. Sobolín; sus valores están entre (0.95 – 1);  $B_{rec}$ : ancho estable en el tramo rectangular del cauce (m), cuyas unidades son [m].

- c) Se determina el **radio medio de la curvatura del eje geométrico del cauce regulado** ( $R_{cur}$ ), a partir de la siguiente ecuación, cuyas unidades son [m] (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$R_{cur} = \frac{3}{i^{0.5}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4} , \quad [\text{Ec. 68}]$$

- d) Se calcula la **longitud en el eje geométrico del cauce con curvatura** (L), a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$L = \frac{\pi * R_{cur} * \varphi}{180} , \quad [\text{Ec. 69}]$$

Donde:  $R_{cur}$ : Radio medio de la curvatura del eje geométrico del cauce regulado (m);  $\varphi$ : Angulo central de implantación del eje de la obra de captación (°C), cuyas unidades son [m]. Además, cabe mencionar que se debe cumplir la siguiente condición:

$$L_{con} = (3 - 5) * B_{cur} , \quad [\text{Ec. 70}]$$

$$L_{con} \geq L , \quad [\text{Ec. 71}]$$

<sup>39</sup> **Caudal de diseño.** – Caudal correspondiente a la crecida de diseño; en los sistemas de derivación, generalmente es igual al pico de dicha crecida.

- e) Se determina la **profundidad media en el tramo estable rectangular del cauce de acercamiento** (H), a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$H = \frac{0.3}{i^{0.03}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4}, \quad [\text{Ec. 72}]$$

$$H_{10\%} = \frac{0.3}{i^{0.03}} * \left( \frac{Q_{10\%}}{\sqrt{g}} \right)^{0.4}, \quad [\text{Ec. 73}]$$

Donde: i: Pendiente del fondo del río (); Q<sub>i</sub>: Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s), cuyas unidades son [m].

- f) Se calcula la **profundidad media de flujo en el tramo regulado con curvatura** (H<sub>cur</sub>), para lo cual con una pendiente del cauce  $i \geq 0.01$ , se aplica la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$H_{cur} = H * \left[ 1 + \left( \frac{\gamma_{sed} - \gamma_m}{\gamma_m} \right) * \frac{0.3}{i^{0.3}} * \frac{B}{R} \right], \quad [\text{Ec. 74}]$$

$$H_{cur} = H_{10\%} * \left[ 1 + \left( \frac{\gamma_{sed} - \gamma_{H20}}{\gamma_{H20}} \right) * \frac{0.3}{i^{0.3}} * \frac{B_{rec}}{R_{cur}} \right], \quad [\text{Ec. 75}]$$

Donde: H: Profundidad media (m); B<sub>rec</sub>: Ancho en el tramo estable rectangular del cauce (m);  $\gamma_{sed}$ : Peso específico del sedimento (kg/m<sup>3</sup>);  $\gamma_{H20}$ : Peso volumétrico de la mezcla sedimento-agua (kg/m<sup>3</sup>); R<sub>cur</sub>: Radio de la curvatura del eje geométrico (m), cuyas unidades son [m].

- g) De la condición de igualdad de las superficies transversales de los cauces rectangular y trapezoidal se determina la **profundidad de llenado del cauce trapezoidal** (H<sub>TR10%</sub>) (YE. I. Shkulanov, 2014) para el caudal Q<sub>10%</sub>, cuyas unidades son [m].

$$H_{TR10\%} = \frac{B_{cur} - \sqrt{B_{cur}^2 - 4 * m * B_{cur} * H_{cur}}}{2 * m}, \quad [\text{Ec. 76}]$$

- h) Se calcula la velocidad media de flujo (v), a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$v_{10\%} = \frac{Q_{10\%}}{B_{cur} * H_{TR10\%}}, \quad [\text{Ec. 77}]$$

Donde:  $Q_{10\%}$ : Caudal de diseño ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $B_{cur}$ : Ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado (m);  $H_{TR10\%}$ : Profundidad de llenado del cauce trapezoidal (m), cuyas unidades son [m/s].

- i) Por recomendación de Altunin se determina la profundidad máxima en la margen cóncava ( $H_{maxcur}$ ), con la siguiente ecuación:

$$H_{maxcur} = H_{cur} * \varepsilon * \varepsilon_1, \quad [\text{Ec. 78}]$$

Donde:  $\varepsilon_1$ : Coeficiente que considera la proyección horizontal del talud mojado del dique (), para  $m=1$ ,  $\varepsilon_1=0.9$ ;  $\varepsilon$ : Coeficiente que considera la curvatura relativa del cauce (), cuyas unidades son [m] (YE. I. Shkulanov, 2014).

$$\varepsilon = \frac{R_{cur}}{B_{cur}}, \quad [\text{Ec. 79}]$$

Donde:  $B_{cur}$ : Ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado (m);  $R_{cur}$ : Radio medio de la curvatura del eje geométrico del cauce regulado (m), cuyas unidades son [] adimensionales.

- j) Se calcula el valor máximo de la pendiente transversal de la superficie libre ( $i_t$ ) se determina con la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$i_t = \frac{v^2}{R_{cur} * g}, \quad [\text{Ec. 80}]$$

Donde:  $v$ : Velocidad media de flujo (m/s);  $R_{cur}$ : Radio medio de la curvatura del eje geométrico del cauce regulado (m);  $g$ : Aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ ), cuyas unidades son [] adimensionales.

- k) Se determina la altura del recorrido del flujo de agua sobre el talud de la margen cóncava ( $\Delta Z$ ), a partir de la siguiente ecuación (Klovsky & Kozlov, 1997):

$$\Delta Z = i_t * B_{cur}, \quad [\text{Ec. 81}]$$

Donde:  $i_t$ : Pendiente transversal de la superficie libre ();  $B_{cur}$ : Ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado (m), cuyas unidades son [m].

l) Se determina el alto del muro izquierdo ( $H_{mi}$ ), a partir de la siguiente ecuación

(YE. I. Shkulanov, 2014):

$$H_{mi} = H_{maxcur} + \Delta Z + \Delta H_{rs} + \Delta H_{ri} , \quad [\text{Ec. 82}]$$

Donde:  $H_{maxcur}$ : Profundidad Máxima en el tramo con curvatura del río (m);  $\Delta Z$ : Alto del recorrido del agua sobre el talud (m);  $\Delta H_{rs}$ : Reserva o borde libre del alto de la construcción sobre el nivel de cálculo del agua (m) (se puede asumir un valor de 0.5 m);  $\Delta H_{ri}$ : Profundidad de reserva bajo la cota más bajo del cauce erosionable (m) (este valor se lo puede asumir dentro de 1.1 – 1.8 m), cuyas unidades son [m].

m) Se determina el alto del muro derecho ( $H_{md}$ ), a partir de la siguiente ecuación

(YE. I. Shkulanov, 2014):

$$H_{md} = H_{TR10\%} + \Delta H_{rs} + \Delta H_{ri} , \quad [\text{Ec. 83}]$$

Donde:  $H_{TR10\%}$ : Profundidad de llenado del cauce trapezoidal (m);  $\Delta H_{rs}$ : Reserva o borde libre del alto de la construcción sobre el nivel de cálculo del agua (m) (se puede asumir un valor de 0.5 m);  $\Delta H_{ri}$ : Profundidad de reserva bajo la cota más bajo del cauce erosionable (m) (este valor se lo puede asumir dentro de 1.1 – 1.8 m), cuyas unidades son [m].

n) Se calcula el ancho superior del cauce de acercamiento ( $B_s$ ) para el coeficiente

de talud  $m=1$ , a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$B_s = B_{cur} + 2 * m * \Delta h , \quad [\text{Ec. 84}]$$

Donde:  $B_{cur}$ : Ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado (m);  $m$ : Coeficiente de talud ();  $\Delta h$ : Desnivel (m), cuyas unidades son [m].

- o) Se calcula el ancho en el fondo del cauce regulado (reconformado) ( $b_{reg}$ ), a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$b_{reg} = B_{cur} - 2 * m * H_{10\%}, \quad [\text{Ec. 85}]$$

Donde:  $B_{cur}$ : Ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado (m);  $m$ : Coeficiente de talud ();  $H_{10\%}$ : Profundidad media en el tramo estable rectangular del cauce de acercamiento (m), cuyas unidades son [m].

Consecuentemente se establece el procedimiento para determinar la cresta poligonal en planta para la retención de sedimentos, para lo cual se necesita ocasionar que el flujo de agua tenga una circulación longitudinal-transversal debida a la redistribución de los caudales, para ello se precisa de una cresta vertedero cuya forma debe ser poligonal en planta, cuyo objetivo es el de proteger frente a los sedimentos.

Esta cresta protectora de sedimentos se incluye al trabajo cuando en el río fluyen los caudales de estiaje<sup>40</sup>, lo que nos indica que, esto sucede cuando las velocidades en el río son mínimas y su curvatura no tiene efecto. La cresta poligonal protectora está conformada por tres secciones: “a”, “b” y “c”, para ello se realiza los siguientes pasos:

### **Cresta poligonal en planta**

- a) Se determina la carga sobre la sección media de cresta protectora (HCPS), a partir de la siguiente ecuación (E.S.Begliarova, 2015):

$$H_{CPS} = 0.217 * Q_{CPS}^{0.37}, \quad [\text{Ec. 86}]$$

Donde:  $Q_{CPS}$ : Caudal de la cresta poligonal ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), cuyas unidades son [m].

- b) Se calcula la longitud total de la cresta protectora ante los sedimentos (LCPS) a partir de la siguiente ecuación del vertedero (YE. I. Shkulanov, 2014):

---

<sup>40</sup> **Caudal de estiaje.** – Es el gasto mínimo que alcanza un río en algunas épocas de año, debido principalmente a la sequía.

$$Q_{CPS} = Q_{DER} = m_{CPS} * L_{CPS} * \sqrt{2 * g} * H_{CPS}^{\frac{3}{2}}, \quad [\text{Ec. 87}]$$

Donde:  $L_{CPS}$ : Longitud de la cresta protectora ante los sedimentos (m);  $g$ : aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ );  $H_{CPS}$ : Carga sobre la sección media de la cresta protectora (m);  $m_{CPS}$ : Coeficiente de descarga de la cresta poligonal (); experimentalmente se ha establecido que se encuentra entre (0.31 – 0.33).

- c) Se calcula la carga al final de la cresta protectora ( $H_2$ ), a partir de la siguiente ecuación:

$$H_2 = 2 * H_{CPS}, \quad [\text{Ec. 88}]$$

Donde:  $H_{CPS}$ : Carga sobre la sección media de la cresta protectora (m), cuyas unidades son [m].

- d) Se determina la pendiente de la cresta protectora ( $i_{CPS}$ ), a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$i_{CPS} = \frac{H_2}{L_{CPS}}, \quad [\text{Ec. 89}]$$

Donde:  $H_2$ : Carga al final de la cresta protectora (m);  $L_{CPS}$ : Longitud de la cresta protectora ante los sedimentos (m), cuyas unidades son [] adimensionales.

- e) Se determina la dimensión en planta de la sección anterior ( $a$ ) se determina a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$a = 0.45 * L_{CPS}, \quad [\text{Ec. 90}]$$

Donde:  $L_{CPS}$ : Longitud de la cresta protectora ante los sedimentos (m), cuyas unidades son [m].

- f) Se determina la longitud de la última sección ( $c$ ), a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$c = 1.1 * H_2, \quad [\text{Ec. 91}]$$

Donde:  $H_2$ : Carga al final de la cresta protectora (m), cuyas unidades son [m].

- g) A continuación, se determina la longitud de la sección intermedia ( $b$ ), a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$b = L_{CPS} - a - c, \quad [\text{Ec. 92}]$$

Donde:  $L_{CPS}$ : Longitud de la cresta protectora ante los sedimentos (m);  $a$ : Dimensión en planta de la sección anterior (m);  $c$ : Longitud de la última sección (m), cuyas unidades son [m].

- h) Se determina el ángulo de la primera sección de la cresta con la pared lateral ( $\alpha_1$ ) de la condición de lograr la mayor circulación transversal, a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$\alpha_1 = 23.2 + 270 * i_{río}, \quad [\text{Ec. 93}]$$

Donde:  $i_{río}$ : Pendiente del río en sitio de la captación ( $^{\circ}$ ), cuyas unidades son [ $^{\circ}$ C].

- i) Se determina el ángulo de la segunda sección con el eje del flujo en el río ( $\alpha_2$ ) a partir de la siguiente ecuación (YE. I. Shkulanov, 2014):

$$\alpha_2 = \frac{\alpha_1}{2}, \quad [\text{Ec. 94}]$$

Donde:  $\alpha_1$ : Angulo de la primera sección de la cresta con la pared lateral ( $^{\circ}$ C), cuyas unidades son [ $^{\circ}$ C]. La tercera sección de la cresta protectora se implanta paralela al eje dinámico del río.

- j) Se calcula el ancho de la cámara de captación al final de la cresta protectora ( $B_{CPS}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$B_{CPS} = a * \sin \alpha_1 + b * \sin \alpha_2, \quad [\text{Ec. 95}]$$

Donde:  $a$ : Dimensión en planta de la sección anterior (m);  $b$ : Longitud de la sección intermedia (m), cuyas unidades son [m].



- k) Se asume el ancho de la cresta constructiva (ZCR) igual a 0.3 m
- l) Sobre la base de investigaciones realizadas en modelos hidráulicos, el alto de la cresta (PCPS) se determina con la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$P_{CPS} = (5.5 - 6.5) * H_{CPS} , \quad [\text{Ec. 96}]$$

Donde:  $H_{CPS}$ : Carga sobre la sección media de la cresta protectora (m), cuyas unidades son [m].

- m) Sobre esta base, la carga (H), se determina con la siguiente ecuación:

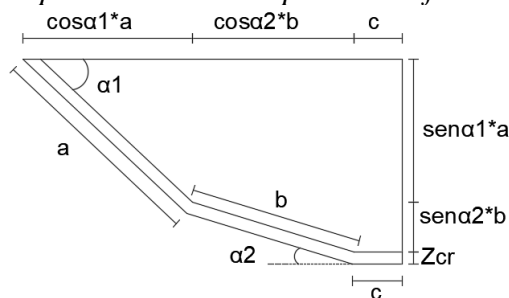
$$H = H_{CPS} + P_{CPS} , \quad [\text{Ec. 97}]$$

Donde:  $H_{CPS}$ : Carga sobre la sección media de la cresta protectora (m);  $P_{CPS}$ : Alto de la cresta (m), cuyas unidades son [m]. Esta carga (H) corresponde al valor de la carga aguas arriba ( $H_c$ ).

Las cotas de la cresta del vertedero, del fondo, y del nivel de agua, así como las dimensiones en planta del vertedero poligonal de la cámara de captación, se muestran en la Figura 47:

**Figura 47**

*Esquema de la cresta protectora frente a los sedimentos.*



Planta / Escala 1:100

**Nota:** Esquema de la cresta protectora con sus respectivos componentes. Elaborado por: El autor.

Consecuentemente, se realiza el análisis del cauce en el río, para lo cual hay que tomar en cuenta los siguientes datos: 1) El ancho del cauce del río ( $B_{CR}$ ), este valor

corresponde al frente de la compuerta de control automático, y 2) Carga aguas arriba ( $H_c$ ). Se procede a desarrollar el procedimiento para el análisis del cauce en el río:

- a) Se analiza el frente del cauce en río como vertedero de pared ancha, en cuyo caso el caudal ( $Q_{CR}$ ) se determina con la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$Q_{CR} = m * B_{CR} * \sqrt{2 * g} * H_o^{\frac{3}{2}}, \quad [\text{Ec. 98}]$$

Donde:  $m$ : Coeficiente de descarga o de caudal () (puede asumirse igual a 0.385);  $H_o$ : Carga total (m), considerando la carga de velocidad. En primera instancia puede asumirse  $H_o=H_c$ .

- b) Se determina la velocidad de acercamiento ( $v_o$ ), con la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$v_o = \frac{Q_{CR}}{\omega_{acer}}, \quad [\text{Ec. 99}]$$

Donde:  $\omega_{acer}$ : Área de la sección de flujo en el acercamiento al vertedero ( $m^2$ ); se determina con la ecuación geométrica (Loguinov, 2014):

$$\omega_{acer} = H * B_{acer}, \quad [\text{Ec. 100}]$$

Donde:  $H$ : Carga aguas arriba (m);  $B_{acer}$ : Ancho de acercamiento del vertedero (m), cuyas unidades son [ $m^2$ ].

- c) En consecuencia, considerando la carga de velocidad la carga total ( $H_o$ ), se determina con la siguiente ecuación (Krochin, 1986):

$$H_o = H + \frac{v_o^2}{2 * g}, \quad [\text{Ec. 101}]$$

Donde:  $H$ : Carga aguas arriba (m);  $v_o$ : Velocidad de acercamiento (m/s);  $g$ : Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ), cuyas unidades son (m).

- d) Cabe mencionar que una vez determinada la carga de la velocidad de la carga total, otra vez se debe recalcular el caudal en el frente del cauce del río ( $Q_{CR}$ ),

Consecuentemente se determina la obra de derivación directa, es decir la obra de captación u obra de toma, para lo cual se realizará el siguiente procedimiento:

- a) Se adopta el alto del escalón ( $C_{esc}$ ), a partir de los siguientes casos: 1) Sedimento de fondo tipo grava,  $C_{esc} = (1-1.5 \text{ m})$ ; y 2) Sedimento de fondo arenoso,  $C_{esc} = (1.5-2 \text{ m})$ ,
- b) Se adopta el número de secciones ( $n_{secc}$ ) que se va a dividir la obra de captación, generalmente el número de secciones que se adopta son 3, ya que esto permite que la obra de captación al estar en mantenimiento pueda seguir operando normalmente.
- c) Para realizar el primer calculo para determinar las dimensiones de la obra de captación, primeramente, se asume un coeficiente de contracción lateral ( $\epsilon_{pa}$ ), para empezar, puede ser de 0.82 y además que la carga ( $H$ ) es igual a la carga total ( $H_o$ ).
- d) Se determina el coeficiente de descarga ( $m_{pa}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Krochin, 1986):

$$m_{pa} = 0.3 + \frac{0.08}{1 + \frac{C_{esc}}{H}}, \quad [\text{Ec. 102}]$$

Donde:  $C_{esc}$ : Alto del escalón (m);  $H$ : Carga aguas arriba (m), cuyas unidades son [] adimensionales.

- e) Se determina el coeficiente de velocidad ( $\phi_s$ ), el cual está en función del coeficiente de descarga ( $m_{pa}$ ) del vertedero de pared ancha, que depende de la geometría del vertedero y el coeficiente de contracción lateral ( $\epsilon_{pa}$ ), que depende de la geometría de los muros y de la geometría y numero de pilas, a partir de la siguiente tabla:

$$\epsilon_{pa} * m_{pa} \quad [\text{Ec. 103}]$$

**Tabla 12***Tabla del laboratorio del coeficiente de velocidad.*

$\varepsilon_{pa} * m_{pa}$	0.30	0.32	0.34	0.36
$\varphi_s$	0.77	0.84	0.9	0.96

Fuente: Laboratorio.

Cabe mencionar que si el valor de la multiplicación ( $\varepsilon_{pa} * m_{pa}$ ), no se encuentra en la tabla anteriormente propuesta, se debe realizar una extrapolación o interpolación para determinar el valor del coeficiente de velocidad ( $\varphi_s$ ) obtenido en laboratorio para un vertedero de pared ancha.

- f) Se determina el ancho de la captación ( $B_{cap}$ ), a partir de la siguiente ecuación del vertedero de pared ancha (Krochin, 1986):

$$Q_{CR} = \varphi_s * h_o * B_{cap} * \sqrt{2 * g * z}, \quad [\text{Ec. 104}]$$

Donde:  $\varphi_s$ : Coeficiente de velocidad;  $h_o$ : Profundidad aguas abajo (m);  $B_{cap}$ : Ancho de la captación (m);  $g$ : Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ );  $z$ : Diferencia de niveles aguas arriba y aguas abajo.

- g) Se determina el ancho de la sección de la obra de captación ( $b_{cap}$ ); a partir de la siguiente ecuación (Krochin, 1986):

$$b_{cap} = \frac{B_{cap}}{n_{secc}}, \quad [\text{Ec. 105}]$$

Donde:  $B_{cap}$ : Ancho de la captación (m);  $n_{secc}$ : Número de secciones que se divide la obra de captación (), cuyas unidades son [m].

- h) Se realiza un reajuste de cálculos del coeficiente de contracción lateral ( $\varepsilon_{pa}$ ), y a partir de la siguiente ecuación (Krochin, 1986):

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{\zeta_m + (n_{secc} - 1) * \zeta_p}{n_{secc}} * \frac{H = H_o}{b_{cap}}, \quad [\text{Ec. 106}]$$

Donde:  $\zeta_m$ : Coeficiente ();  $\zeta_p$ : Coeficiente ();  $n_{secc}$ : Número de secciones ();  $H$ : Carga aguas arriba (m);  $b_{cap}$ : Ancho de las secciones de captación (m), cuyas unidades son [] adimensionales.

- i) Se recalcula el coeficiente de velocidad ( $\phi_s$ ) a partir de los pasos e),
- j) Se recalcula en ancho de la captación ( $B_{cap}$ ) y el ancho de las secciones de captación ( $b_{cap}$ ).
- k) Nuevamente se procede a realizar los pasos h), e), f) y g) hasta que los valores del coeficiente de contracción lateral ( $\epsilon_{pa}$ ), coeficiente de velocidad ( $\phi_s$ ) y ancho de la captación ( $B_{cap}$ ) se haya estabilizado. O se realiza estos pasos unos cinco o seis veces más.
- l) Una vez determinado el ancho de captación ( $B_{cap}$ ) y el ancho de las secciones de captación ( $b_{cap}$ ), se determina el ancho de la obra de captación total ( $B_{ocap}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Krochin, 1986):

$$B_{ocap} = B_{cap} + 2 * dp , \quad [Ec. 107]$$

Donde:  $B_{cap}$ : Ancho de la captación (m);  $dp$ : Ancho de la pila, cuyos valores puede ser de 0.6 a 1.5 m, cuyas unidades son [m].

- m) Se determina espesor del vertedero de pared ancha ( $\delta$ ) (longitud del vertedero ( $L_{ver}$ )) a partir de la siguiente ecuación y se comprueba de que cumpla la siguiente condición (Krochin, 1986):

$$\delta = 1.5 * H + 0.5 * H + c , \quad [Ec. 108]$$

Donde:  $c$ : Parámetro (asume 0.20), cuyas unidades son [m].

$$2 \leq \frac{\delta}{H} \leq 8 , \quad [Ec. 109]$$

Cabe mencionar que si no se cumple la condición se debe de modificar el valor de la carga aguas arriba ( $H$ )

- n) Se determina las dimensiones del canal de transición de salida de la obra de captación, para lo cual primero se calcula la longitud horizontal de la transición ( $L_h$ ), a partir de la siguiente ecuación (Magali, 2016),

$$y_{trans} = \frac{B_{O_{cap}}}{2} - \frac{b_{cc}}{2}, \quad [\text{Ec. 110}]$$

Donde:  $B_{O_{cap}}$ : Ancho total de la obra de captación (m);  $b_{cc}$ : Ancho del canal de conducción (m), cuyas unidades son [m].

$$L_h = \frac{y_{trans}}{\tan(\alpha_{can})}, \quad [\text{Ec. 111}]$$

Donde:  $y_{trans}$ : Distancia vertical del canal de transición en planta (m);  $\alpha_{can}$ : Ángulo del canal de transición ( $^{\circ}$ C), para lo cual se puede asumir de 9 a 12  $^{\circ}$ C, cuyas unidades son [m].

- o) Se determina la longitud del canal de transición ( $L_{tran}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Magali, 2016):

$$L_{tran} = \frac{y_{trans}}{\sin(\alpha_{can})}, \quad [\text{Ec. 112}]$$

Donde:  $y_{trans}$ : Distancia vertical del canal de transición en planta (m);  $\alpha_{can}$ : Ángulo del canal de transición ( $^{\circ}$ C), para lo cual se puede asumir de 9 a 12  $^{\circ}$ C, cuyas unidades son [m].

- p) Se determina la velocidad de acercamiento de la obra de captación ( $v_{ocap}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Krochin, 1986),

$$v_{ocap} = \frac{Q_{CR}}{B_{O_{cap}} * (H + C_{esc})}, \quad [\text{Ec. 113}]$$

Consecuentemente, se realiza el análisis del orificio del conducto de purga y del caudal de la galería de purga, para ello empezaremos con el análisis del orificio del conducto de purga:

### **Orificio del conducto del conducto de purga**

Para el análisis del orificio del conducto de purga, hay que tomar en cuentas los siguientes datos de entrada:

- a) Carga aguas arriba ( $H_c$ ),

- b) El ancho visto del orificio (b) que se adopta igual al triple del diámetro del material de arrastre (Loguinov, 2014):

$$b = 3 * d_{arrastre} , \quad [\text{Ec. 114}]$$

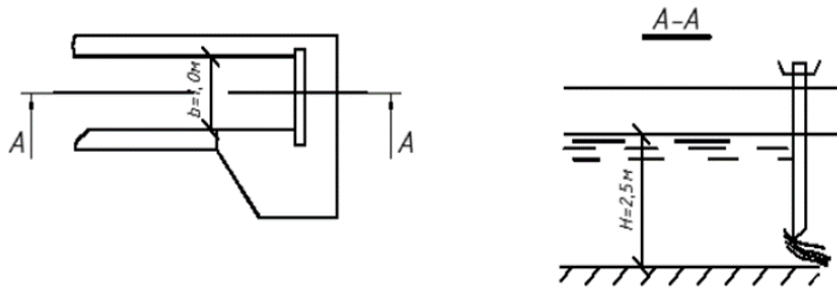
- c) El alto de apertura de la compuerta (a) que varía entre 0 a 1.7 m.  
 d) El flujo hacia aguas abajo es libre (no sumergido). Es necesario determinar la capacidad de descarga del orificio con compuerta para la condición:

$$a = a_{max} = 1.7 \text{ m} , \quad [\text{Ec. 115}]$$

De acuerdo con la Figura 48:

**Figura 48**

*Esquema del conducto de purga.*



**Nota:** Esquema del conducto de purga con sus respectivos componentes. Fuente: (Loguinov, 2014).

- e) Se calcula la capacidad de descarga del orificio con compuerta (QCDES), a partir de la siguiente ecuación, cuyas unidades son [m<sup>3</sup>/s] (Loguinov, 2014):

$$Q_{CDES} = \varepsilon * \varphi * a * b * \sqrt{2 * g * (H_o - \varepsilon * a)} , \quad [\text{Ec. 116}]$$

Donde: a: Alto de apertura de la compuerta (m); b: Ancho visto del orificio (m);  $\varphi$ : Coeficiente de velocidad ();  $\varepsilon$ : Coeficiente de contracción vertical (), el cual se determina a partir de la siguiente ecuación, cuyas unidades son [] adimensional:

$$\varepsilon = \frac{a}{H} , \quad [\text{Ec. 117}]$$

### **Conducto de purga y galería de purga.**

Consecuentemente, se establece el procedimiento para determinar el caudal de la galería de purga, el cual debe cumplir con la siguiente condición: el caudal de diseño de la obra de captación ( $Q_{dis}$ ) debe ser mayor o igual al caudal de la galería de purga que satisface las condiciones de operación ( $Q_{gal} \leq Q_{dis}$ ). En ciertos casos especiales es posible que se eleve el caudal de purga<sup>41</sup>, elevando las compuertas de ingreso a las galerías de purga.

Como es conocido parte de las captaciones directas desde los ríos naturales, son las galerías de purga, las cuales se encuentran situadas bajo la cresta del vertedero de ingreso a la obra de toma (en el escalón entre dicha cresta y el fondo del río). El número de estas obras hidráulicas depende del número de las secciones en las que se ha fraccionado el frente de captación; se puede establecer que es mayor en una unidad, es decir:

$$N_G = N_S + 1 , \quad [\text{Ec. 118}]$$

Donde:  $N_G$ : Número de galerías ();  $N_S$ : Número de secciones en las que está dividido el vertedero de entrada (). Las galerías se ubican una bajo cada sección del frente de captación, en tanto que la galería excedente se ubica aguas arriba de las restantes, puesto que la práctica de diseño y operación de las captaciones directas evidencia la alta eficiencia de esta galería. Las galerías, al igual que las secciones de ingreso al vertedero<sup>42</sup> de entrada a la obra de captación están cubiertas por compuertas<sup>43</sup>.

---

<sup>41</sup> **Caudal de purga:** Es la cantidad de agua que fluye a partir de la estructura hidráulica denominada galería de purga.

<sup>42</sup> **Vertedero:** Son elementos de desagüe que, a diferencia de las tuberías, orificios y boquillas, son superficiales, es decir, están ubicados en la superficie libre del reservorio o fuente del agua desde la cual se produce el desagüe.

<sup>43</sup> **Compuertas:** Es un elemento que regula el nivel o el caudal de agua de ingreso - salida, de conformidad con las condiciones de operación preestablecidas o debido a situaciones de emergencia.



Las galerías de purga entregan el agua a los conductos principales de purga cuyo número depende del número de galerías; cada conducto recepta hasta tres y, eventualmente, cuatro galerías. En la mayoría de los casos se adoptan hasta dos conductos de purga; en este escenario, cuando el número de galerías es impar el conducto ubicado aguas arriba recepta el mayor número de galerías, es decir una más que el primer conducto ubicado aguas arriba. Tanto las galerías como los conductos principales son de hormigón armado.

El dimensionamiento de los conductos principales de purga oscila entre:  $h \times b = 1.70 \times 2.0 - 2 \times 2.50$  metros, mientras que, el ancho de la galería ( $h_{gal}$ ) por lo general se asume que es el mismo ancho que el de las secciones del vertedero de captación, que oscila de 1.0 a 1.5 metros. Sin embargo, en el caso de tener sistemas pequeños, sus dimensiones se deben ajustar a la realidad, observando dimensiones constructivas mínimas. El objetivo principal de la galería de purga es el direccionamiento del flujo con sedimentos, para que este, este alineado (recto) con el conducto principal de purga.

En los periodos de crecidas los conductos trabajan alternadamente; por lo cual su caudal de diseño se lo obtiene a partir de las siguientes premisas:

- Cuando el caudal en el río es igual al caudal de diseño (pico de la crecida para los sistemas de derivación) o al caudal unitario adoptado, el nivel de agua antes de la presa está dado por la suma de la cota del fondo del río del alto de la presa y la carga geométrica <sup>44</sup>requerida para la evacuación del caudal de diseño;
- Para el caudal de diseño, el nivel de agua de la presa aguas abajo es igual a la cota del fondo del río y la profundidad obtenida de la curva de descarga en la abscisa de restitución de los caudales.

---

<sup>44</sup>**Carga geométrica:** Es la altura requerida para la evacuación del caudal de diseño.

- a) Se adopta el número de conductos de purga ( $N_{con}$ ), generalmente se asume dos conductos de purga,
- b) Se determina el caudal del conducto de purga ( $Q_{con}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$Q_{con} = \frac{Q_{CDES}}{N_{con}}, \quad [\text{Ec. 119}]$$

Donde:  $Q_{CDES}$ : Capacidad de descarga del orificio con compuerta ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $N_{con}$ : Numero de conductos de purga ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), cuyas unidades son [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

- c) Se determina la sección de flujo de la capacidad de descarga del orificio del con compuerta ( $\omega_{con}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$\omega_{con} = \frac{Q_{con}}{v_{ocap}}, \quad [\text{Ec. 120}]$$

Donde:  $Q_{con}$ : Caudal del conducto de purga ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $v_{ocap}$ : Velocidad de acercamiento de la obra de captación ( $\text{m}/\text{s}$ ), cuyas unidades son [ $\text{m}^2$ ].

- d) Se estable la relación del alto del conducto de purga y del ancho del conducto de purga ( $h_{con}/b_{con}$ ) cuyos valores son de 0.80 a 0.85,
- e) Se determina el ancho del conducto de purga ( $b_{con}$ ), a partir de las siguientes ecuaciones,

$$\frac{h_{con}}{b_{con}} = 0.80 \text{ a } 0.85, \quad [\text{Ec. 121}]$$

$$\omega_{con} = b_{con} * h_{con} + m * h_{con}^2, \quad [\text{Ec. 122}]$$

Donde:  $b_{con}$ : Ancho del conducto de purga ( $\text{m}$ );  $h_{con}$ : Profundidad de flujo del conducto de purga ( $\text{m}$ );  $m$ : Coeficiente de talud del conducto de purga ( $\text{m}$ ), cuyas unidades son [ $\text{m}^2$ ].

- f) Se determina el perímetro mojado del conducto de purga ( $\chi_{con}$ ), a partir de la siguiente ecuación, cuyas unidades son [ $\text{m}$ ],

$$\chi_{con} = b_{con} + 2 * h_{con} * \sqrt{1 + m^2}, \quad [\text{Ec. 123}]$$

- g) Se determina el radio hidráulico ( $R_{con}$ ), cuyas unidades son [m] y el Coeficiente de Chezy ( $C_{con}$ ) del conducto de purga, cuyas unidades son [ $m^{1/2} \cdot s^{-1}$ ], a partir de la siguiente ecuación,

$$R_{con} = \frac{\omega_{con}}{\chi_{con}}, \quad [\text{Ec. 124}]$$

$$C_{con} = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R_{con}}, \quad [\text{Ec. 125}]$$

- h) Se determina la fricción longitudinal <sup>45</sup>se determina con la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$\zeta l = \frac{2 * g * l}{C_{con}^2 * R_{con}}, \quad [\text{Ec. 126}]$$

Donde:  $C_{con}$ : Coeficiente de Chezy ( $m^{1/2} \cdot s^{-1}$ );  $l$ : Longitud del conducto de purga (m);  $R_{con}$ : Radio hidráulico (m). Considerando que el conducto evacúa con alto contenido de sedimento, es apropiado adoptar un coeficiente de rugosidad superior al convencional del hormigón; por ejemplo, incrementado en un 50%, es decir  $n = 0,018$ .

- i) Se determina el coeficiente de descarga <sup>46</sup>( $\mu$ ) de las galerías de purga a partir de la siguiente expresión, cuyas unidades son [] adimensionales (Loguinov, 2014):

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta}}, \quad [\text{Ec. 127}]$$

Donde:  $\zeta$ : Coeficiente de pérdidas locales <sup>47</sup>( $\zeta$ ): en la entrada,  $\zeta_{en} = 0.5$  (); en la salida,  $\zeta_{sal} = 1.0$  (). Para dos giros, en caso de conductos largos  $2 \times 0.15 = 0.30$  (), en caso de conductos cortos  $2 \times 0.25 = 0.50$  ().

<sup>45</sup>**Fricción longitudinal:** Es la pérdida que se genera a partir de la fricción entre el fluido y las paredes del conducto.

<sup>46</sup>**Coeficiente de descarga:** Es un factor adimensional característico de una válvula o compuerta, que permite calcular el caudal con el que descarga esta misma en función de la diferencia de cotas o altura.

<sup>47</sup>**Coeficiente de pérdidas locales:** Es un factor adimensional que depende de la velocidad con la que transita el fluido y el elemento puntual en cuestión que cause la pérdida.

- j) Se suma el coeficiente de descarga local ( $\mu$ ) más la fricción longitudinal ( $\zeta_l$ ),
- k) Se determina el caudal de purga ( $Q_{gal}$ ), a través de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014),

$$Q_{gal} = \mu * b_{con} * h_{con} * \sqrt{2 * g * Z_{gal}}, \quad [\text{Ec. 128}]$$

Donde:  $Z_{gal}$ : Desnivel entre aguas arriba y aguas abajo (m);  $\mu$ : Coeficiente de descarga más fricción longitudinal ( $\zeta_l$ ),  $b_{con}$ : Ancho del conducto de purga ( $b_{con}$ ) (m);  $h_{con}$ : Profundidad de flujo del conducto de purga (m), cuyas unidades son [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

- l) Se verifica que cumpla la siguiente condición  $Q_{gal} \leq Q_{dis}$ ,
- m) Se determina la velocidad del conducto de purga ( $v_{con}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014), cuyas unidades son [ $\text{m/s}$ ];

$$v_{gal} = \frac{Q_{gal}}{\omega_{con}}, \quad [\text{Ec. 129}]$$

- n) Se determina el número de galerías de purga ( $N_{gal}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014),

$$N_{gal} = n_{secc} + 1, \quad [\text{Ec. 130}]$$

Donde:  $n_{secc}$ : Número de secciones que se divide la obra de captación ( $n_{secc}$ ), cuyas unidades son [] adimensionales.

- o) Se determina la concentración del sedimento fondo ( $\rho_{turb}$ ), cuyas unidades son [ $\text{kg/m}^3$ ], a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014),

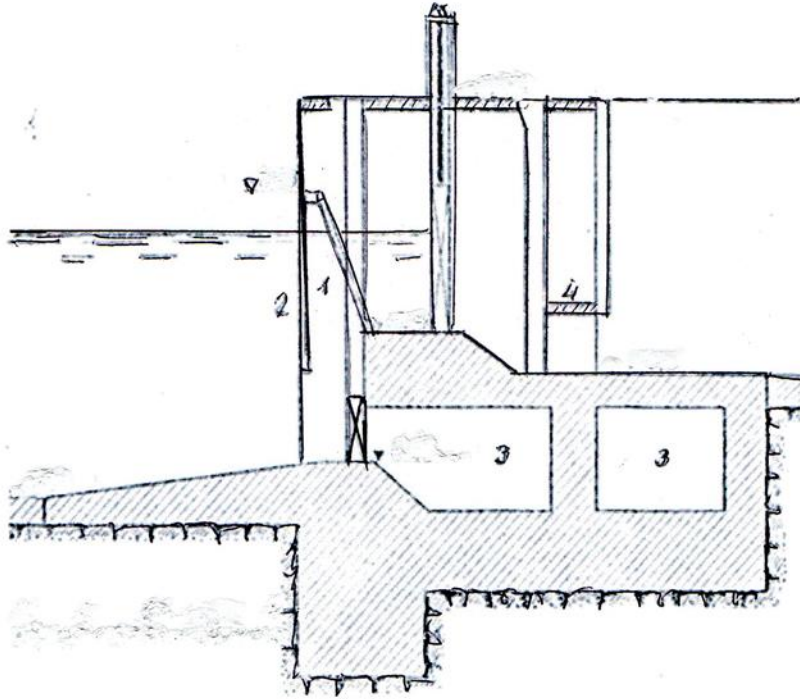
$$\rho_{turb} = \frac{0.022 * v_{gal}}{W} * \left( R_{con} * \left( \frac{Z_{gal}}{l} \right) * \frac{v_{gal}}{W} \right), \quad [\text{Ec. 131}]$$

Donde:  $v_{gal}$ : Velocidad de la galería (m/s);  $W$ : Tamaño hidráulico (m/s);  $R_{con}$ : Radio hidráulico del conducto de purga (m);  $Z_{gal}$ : Desnivel entre aguas arriba y aguas abajo (m);

Es importante tener presente que la velocidad de flujo en las galerías y conductos de purga debe ser suficiente para transportar el sedimento, dependiendo de su tamaño; (normalmente debe estar entre 2 - 5 m/s).

**Figura 49**

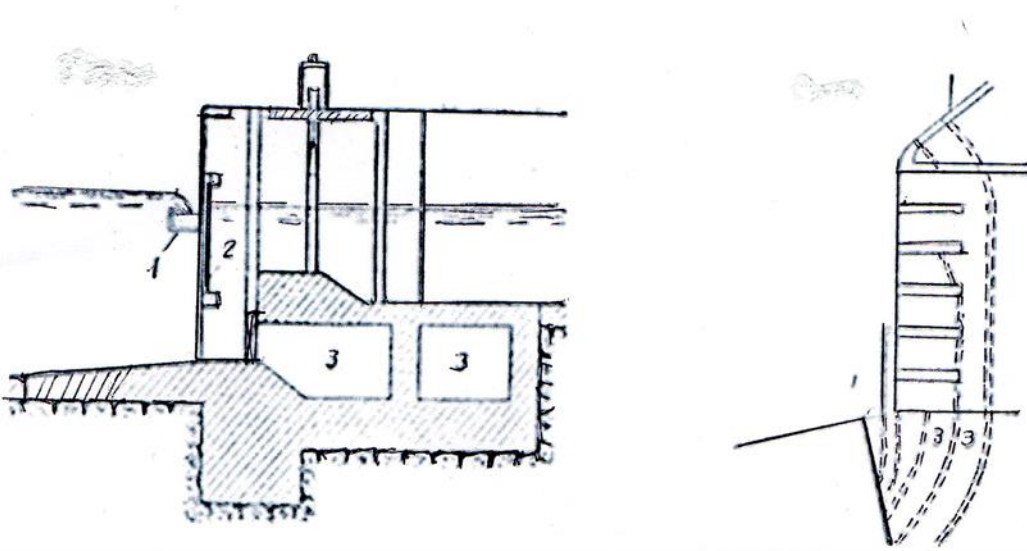
*Corte transversal de una captación con galerías de purga.*



**Nota:** 1- rejilla; 2-rejilla gruesa; 3- conductos de fondo para purga; 4- fondo de elemento de limpieza. Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014).

**Figura 50**

*Corte y planta de una captación con galerías de purga.*



**Nota:** 1- Elemento de limpieza; 2- rejilla gruesa; 3- conductos de fondo para purga.  
Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014).

Consecuentemente se realiza el análisis de la capacidad de transporte sedimentos para lo cual se va a realizar por medio del método y la teoría de I. I. Leví. Esta teoría y metodología nos permite determinar el porcentaje del contenido de sedimento, entre otros parámetros importantes del transporte de sedimentos, para lo cual se estable el siguiente procedimiento:

- a) Una vez definidos los diámetros de partículas del sedimento de fondo se analizan dos ecuaciones que están en función de la velocidad de flujo:

$$f(u) = \frac{0.2}{(g * d * (g * d)^{0.5}) * \left(\frac{d}{q}\right)^{1.25}} * \left(u^{4.25} - 1.4 * (g * d)^{0.5} * \ln\left(\left(\frac{q}{(7 * u * d)}\right)\right) * u^{3.25}\right), \quad [\text{Ec. 132}]$$

Y la segunda ecuación que analizaremos es la siguiente:

$$f(u) = \frac{0.2}{g * d * \sqrt{g * d}} * \left(\frac{d}{q}\right)^{1.25} * \left(u^{4.25} - 1.4 * \sqrt{g * d} * \left(\ln\left(\frac{q}{(7 * u * d)}\right)\right) * u^{3.25}\right), \quad [\text{Ec. 133}]$$

Donde: q: Caudal que garantiza el transporte de sedimentos (m<sup>3</sup>/s\*m); d: Diámetro de la partícula del sedimento de fondo (m); u: Velocidad de flujo (m/s); g: Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>), cuyas unidades son [] adimensionales. Cabe mencionar que esta segunda ecuación en función de la velocidad de flujo nos permite determinar el valor de la velocidad de flujo (u) a partir del valor dado del porcentaje de contenido de sedimentos (μ%).

- b) Para determinar el caudal que garantiza el transporte de sedimentos (q), se lo realiza con la siguiente ecuación, cuyas unidades son [m<sup>3</sup>/s\*m],

$$q = \frac{Q_{gal}}{b_{gal}}, \quad [\text{Ec. 134}]$$

c) Se determina la profundidad de flujo (h), a partir de la siguiente ecuación,

$$h = \frac{q}{u}, \quad [\text{Ec. 135}]$$

Donde: q: Caudal garantiza el transporte de sedimentos ( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ ); u: Velocidad de flujo (m/s), cuyas unidades son [m].

d) Para que estas dos ecuaciones anteriormente presentadas, sean aplicables se debe cumplir la siguiente relación; si no se cumple la relación se debe cambiar la velocidad de flujo (u):

$$\frac{h}{d} < 300, \quad [\text{Ec. 136}]$$

e) A continuación, se procede a calcular el coeficiente de Chezy (C) a partir de la siguiente ecuación:

$$C = \frac{1}{n} * (h)^{0.25}, \quad [\text{Ec. 137}]$$

Donde: n: Coeficiente de Manning (); h: Profundidad de flujo (m), cuyas unidades son [ $\text{m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$ ].

f) Una vez determinado el coeficiente de Chezy (C), se procede a calcular la gradiente (J), mediante la siguiente ecuación:

$$J = \frac{u^2}{C^2 * h}, \quad [\text{Ec. 138}]$$

Donde: u: Velocidad de flujo (m/s); C: Coeficiente de Chezy ( $\text{m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$ ); h: Profundidad de flujo (m), cuyas unidades son [] adimensional.

### **5.3 Análisis comparativo de los diferentes elementos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa.**

En esta sección se puede observar los diferentes aspectos que tienen los elementos hidráulicos anteriormente vistos para la retención de sedimentos tanto aguas arriba como aguas abajo.

Para la retención de los sedimentos aguas arriba se tiene el elemento hidráulico que es la cresta sumergida la cual permite retener sedimentos de fondo de mayor diámetro que son los de grava gruesa ( $d=64\text{mm}-16\text{mm}$ ).

Para el análisis de los sedimentos de fondo de grava mediana ( $d=16\text{mm}-4\text{mm}$ ) y grava fina ( $d=4\text{mm}-2\text{mm}$ ), primero se lo realiza por la determinación de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación, ya que la abscisa determinada nos permite primero la ubicación del sitio de captación (sistema de derivación directa) y segundo un menor ingreso de estos sedimentos al sistema de derivación directa. Consecuentemente los sedimentos de grava mediana y grava fina se trasladan por el siguiente elemento hidráulico que son las galerías de purga las cuales permiten la retención de estos.

Para la retención de los sedimentos aguas abajo se tiene el elemento hidráulico que es el desarenador el cual, permite retener sedimentos de fondo de un menor diámetro que son los de arena gruesa ( $d=2\text{mm}-1/2\text{mm}$ ).

### **5.4 Dirección de las investigaciones para el control de sedimentos en las captaciones de montaña sin presa.**

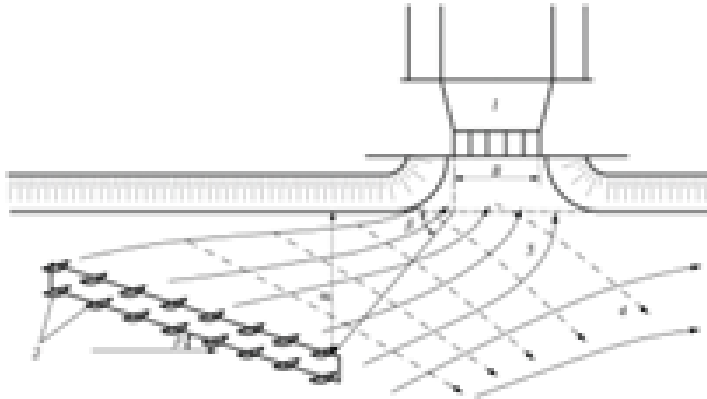
Los estudios de varias investigaciones realizadas se basan en un modelo físico, de las cuales varias propuestas han sido establecidas para el estudio de la sedimentación, sobresaliendo la propuesta originada a mediados del siglo pasado, del sistema de pantallas direccionadoras flotantes, formulada por M.V. Potapov, la cual



propone pantallas direccionadoras, a manera de rejillas, las cuales están ubicadas en la sección transversal del río modificado, en el acercamiento a la obra de captación. El diseño de esta propuesta incluye una cascada de pantallas direccionadoras, como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 51**

*Sistema de pantallas direccionadoras flotantes de M.V. Potapov.*

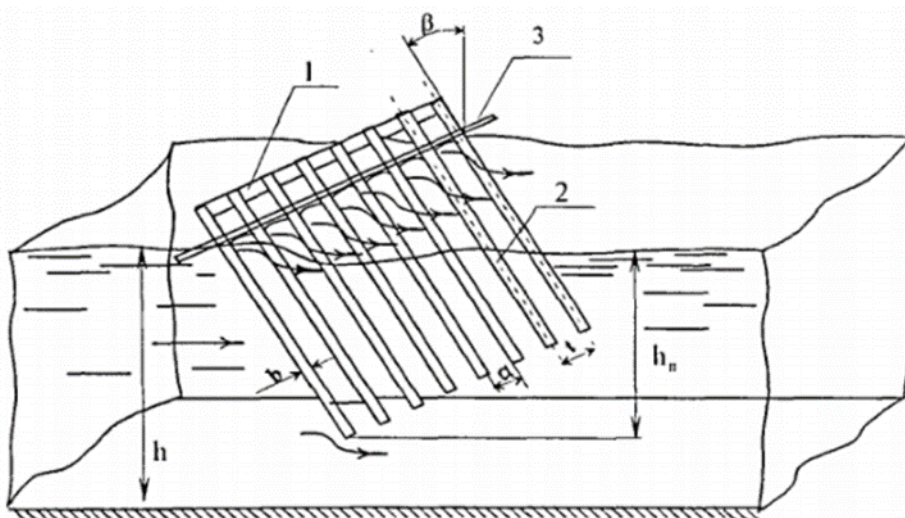


**Nota:** 1- Captación; 2- Sistema de pantallas flotantes; 3- Líneas de flujo superficiales; 4- Líneas de flujo de fondo. Fuente: (Potatov, 1983).

A continuación, se muestra una esquematización general de las versiones modernas de esta solución, a partir de la siguiente figura:

**Figura 52**

*Esquema general de una pantalla direccionadora.*

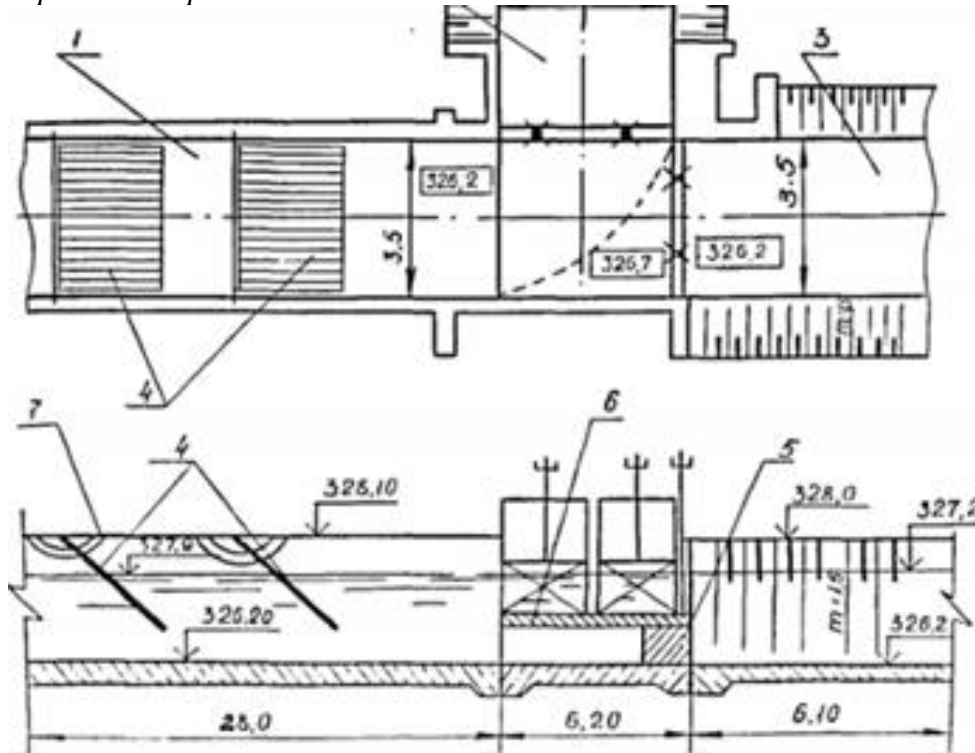


**Nota:** 1- Viga portante; 2- Varillas o placas; 3- Eje de giro de la pantalla. Fuente: (Potatov, 1983).

Los esquemas de implantación de las pantallas direccionadoras incluyen una secuencia o cascada de las mismas, como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 53**

*Esquema de un caso de implantación de las pantallas direccionadoras en una captación sin presa.*



**Nota:** 1- cauce de acercamiento; 2- canal de conducción; 3- desagüe de alivio; 4- pantallas direccionadoras; 5- cresta direccionadora de los sedimentos; 6- losa divisoria; 7- fijador de la posición de las pantallas direccionadoras. Fuente: (Potatov, 1983).

Estas investigaciones han logrado verificar la eficacia de estos elementos reguladores de construcción sencilla para regular el régimen de los sedimentos en las captaciones directas sin presa, con caudales menores a 20-25 m<sup>3</sup>/s, en cauces naturales caracterizados por la variabilidad de la velocidad de flujo, de la cantidad y estructura granulométrica de los sedimentos de fondo y en suspensión. La eficacia de esta medida logra una reducción de más del 20% del volumen del sedimento en suspensión que ingresa a la obra de captación.

## CAPÍTULO VI

### CONTROL DE LOS SEDIMENTOS EN CAPTACIONES DE MONTAÑA CON PRESAS.

#### **6.1 Esquemas constructivos para limitar el ingreso del sedimento al orificio de entrada de la obra de toma.**

##### **6.1.1 Teoría básica de la obra de captación con presa.**

**Captaciones directas con presa.** – La obra de captación con presa es aquella opción que se adopta cuando los niveles del agua requeridos durante el año en el cauce natural no son satisfechos. En este caso el nivel de agua en el cauce cabe elevar mediante la implantación de una presa. Una presa para elevar el nivel se adopta también para captar el agua en el sitio considerado, desde cotas más altas, para de esta manera poder trazar a lo largo de un eje con mayor dominio de cota. En ocasiones se requiere captar el agua desde las dos márgenes del río; en estos casos la inclusión en el sistema de una presa permite distribuir el agua entre las dos márgenes, con mayor facilidad.

En una captación directa con presa una tarea importante es la definición del sitio de la presa, para el efecto a partir de la información topográfica, geológico - geotécnica e hidrológica disponibles se preseleccionan determinados sitios, potencialmente altos para la ubicación de la presa de derivación<sup>48</sup>. En este análisis generalmente se presentan los siguientes casos:

- 1) Eje de la presa muy pequeña,
- 2) Eje de la presa de altura media,
- 3) Eje de la presa relativamente alta,

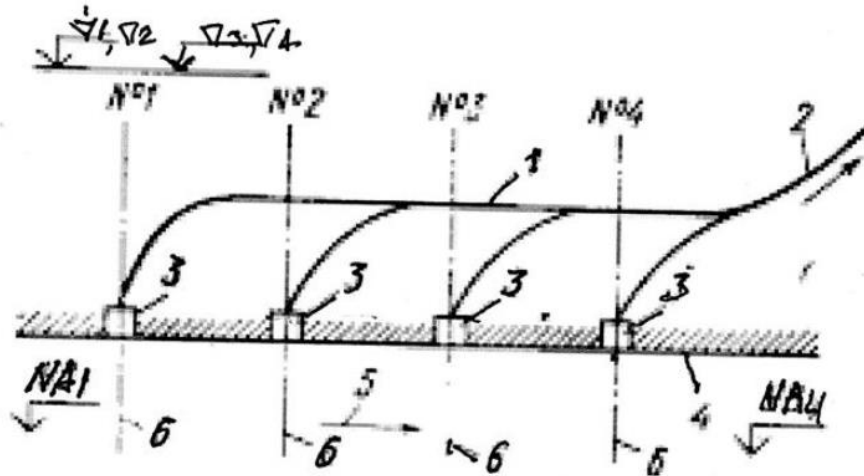
---

<sup>48</sup> **Presa de derivación.** - Es aquella estructura hidráulica que me permite elevar el nivel de agua para posibilitar su captación en la cota requerida, generalmente se construye a partir del material del lugar o de hormigón.

4) Eje de la presa bastante alta.

**Figura 54**

*Selección del sitio de implantación de la presa.*



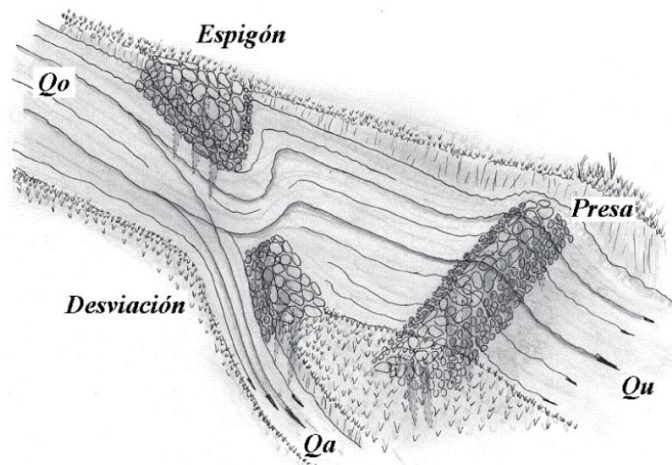
**Nota:** Esquema de la selección del sitio de implantación de la presa. Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014).

De las alternativas indicadas anteriormente, se relaciona la mejor en base a un análisis técnico- económico; está claro que en los sitios más altos se requieren presas relativamente pequeñas, pero la conducción tiene mayor longitud, en tanto que para los sitios ubicados en menor cota se requiere presas de derivación más altas, pero de conducciones de longitud relativamente pequeña.

Las captaciones directas con presa pueden ser frontales o laterales, las captaciones frontales con presa más difundidas en zonas montañosas son las captaciones con rejilla horizontal, ligeramente inclinada hacia aguas abajo.

### Figura 55

Obra de captación lateral con espigones.



**Nota:** Esquema de la obra de captación lateral con espigones. Fuente: (Ortiz, 2011, pág. 143).

Estas captaciones están implantadas en una o más secciones de la presa vertedero, se caracterizan por tener una rejilla horizontal ligeramente inclinada hacia aguas abajo en su parte superior, generalmente esta rejilla está cubierta por otra rejilla gruesa de protección, debido al paso de sólidos sobre la presa, bajo la rejilla se ubican una galería de captación desde la cual el agua es dirigida a un desarenador previo al ingreso al canal de conducción.

**Galería de captación.** – Se caracteriza por tener en su parte superior ensanchamiento a los dos lados, a fin de evitar el retorno del agua hacia la rejilla, desde la galería el agua ingresa al desarenador donde se sedimentan los sólidos en suspensión.

El desarenador es un elemento en el que se retienen las partículas hasta determinado diámetro; el desarenador esta provisto de una esclusa de purga <sup>49</sup>conectada al conducto de purga para su devolución al cauce natural. El agua libre de

---

<sup>49</sup> **Esclusa de purga.** – Son estructuras hidráulicas que permiten variar su nivel de agua, además permite la evacuación del material de fondo.

sedimentos continua al canal de conducción a través de la esclusa de control ubicado sobre la esclusa de purga.

Es recomendable que en este tipo de captaciones las secciones con la rejilla de fondo tengan el vertedero en cotas más altas que las secciones para su evacuación de crecidas.

### **6.1.2 Clasificación de las captaciones de carga pequeña en los ríos de montaña.**

Uno de los criterios más concluyente para seleccionar los esquemas de implantación de las obras de toma desde ríos de montaña, para la clasificación de los sistemas de captaciones directas con presa de baja carga construidas, es el valor máximo del coeficiente de captación ( $\alpha$ ), el cual se determina a partir de la relación del caudal medio mensual de captación y el caudal medio mensual del río, y se determina con la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$\alpha = \frac{Q_{CAP}}{Q_{RIO}}, \quad [\text{Ec. 139}]$$

Donde:  $Q_{CAP}$ : Caudal medio mensual de captación;  $Q_{RIO}$ : Caudal medio mensual del río.

La captación directa con presa se puede adoptar tanto en los ríos de llanura, en el de piedemonte como en el pie de montaña, esto sucede, cuando los niveles naturales en el río no son los suficientes para permitir la entrada del agua por medio de la aceleración de la gravedad del agua a la obra de captación (de conformidad con el gráfico de demanda), y también cuando el valor del coeficiente de captación es superior a 0.25 ( $\alpha > 0.25$ ).

En las captaciones de montaña con presa, la parte de estructura de contención frecuentemente son llevados a cabo por los siguientes elementos hidráulicos como las compuertas instaladas en el frente de la evacuación de la crecida, en las galerías de

purga y en la cámara de captación (C.C). La captación directa con presa se adopta también en los siguientes casos:

- I. Cuando es necesario disminuir la longitud del canal de derivación muerto,
- II. En caso de captación desde las dos márgenes, y
- III. En caso de presencia aguas arriba de rápidas<sup>50</sup>, crestas u otros elementos que ocasionan el incremento de la turbidez del agua del río.

Los sistemas de captación con presa incluyen en su composición: una estructura de retención, una estructura de alivio (aliviadero<sup>51</sup>), la obra de captación, los elementos de protección de las laderas<sup>52</sup> y del fondo del cauce en el sitio de implantación de las obras y su entorno, obras de encauzamiento<sup>53</sup>, y construcciones de protección piscícola<sup>54</sup>.

El aliviadero, ubicado en el frente del cauce, en el caso de captaciones con presa, tiene doble función: por un lado, el aliviadero debe permitir la evacuación de los caudales máximos del río durante los periodos de crecidas, y, por otro lado, la estructura de alivio interviene en el desalojo de los sedimentos acumulados frente a la obra de captación.

Para el diseño en los ríos de montaña de los sistemas de captación con presa, se debe tomar en cuenta evitar la entrada del material sólido (sedimentos de fondo) transportado por el río en los conductos de agua. El flujo de sedimento grueso en los conductos de agua no es permitido ya que, a más de la obstrucción del río y la

---

<sup>50</sup> **Rápidas.** – Son formas de fondo que se presentan debido a que la superficie libre del cauce presenta una fuerte ondulación en consonancia con el fondo, lo que indica que el régimen hidráulico de la corriente es rápido.

<sup>51</sup> **Aliviadero.** – Es una estructura hidráulica destinada que permite la evacuación de los volúmenes de agua excedentes durante los periodos de crecidas.

<sup>52</sup> **Laderas.** – Pendiente de una montaña o elevación del terreno por cualquiera de sus lados.

<sup>53</sup> **Obras de encauzamiento.** – Es una estructura hidráulica que tiene por objetivo primordial el de intervenir en la toma de un tramo del río o cauce.

<sup>54</sup> **Piscícola.** – Se entiende por piscícola al adjetivo de los peces o la piscicultura, o relacionado con ellos.

abrasión<sup>55</sup> de su revestimiento, origina también desgaste de los elementos metálicos de las turbinas en las centrales hidroeléctricas<sup>56</sup> de derivación.

### 6.1.3 Captaciones de margen, frontales y de fondo.

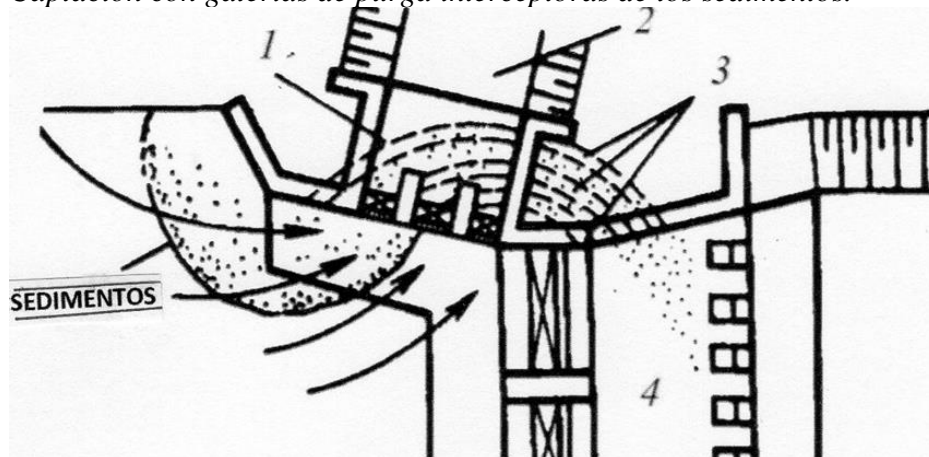
**Captación de margen.** – Este tipo de captación se sitúa en uno de los márgenes del río junto a la presa de derivación, ya que por sus características constructivas se llegan a clasificar en: captaciones laterales con galerías de purga, captaciones laterales con cámara de sedimentación, captaciones laterales de dos niveles y captaciones laterales con encausamiento de curvatura.

A continuación, se describen la clasificación de la captación de margen según sus características constructivas:

**Captaciones laterales con galerías de purga.** – Este tipo de captaciones son las que se usan habitualmente ya que, se identifican por contener las galerías de purga debajo del orificio de entrada a la obra de toma, esto se ejecuta a menudo con curvatura en planta.

#### Figura 56

*Captación con galerías de purga interceptoras de los sedimentos.*



**Nota:** 1- captación; 2- canal de conducción; 3- galerías de purga interceptoras del sedimento; 4- presa. Fuente: (Loguinov, 2014).

<sup>55</sup> **Abrasión.** – Es el proceso causado por agentes externos al tener contacto (fricción) sobre una superficie y la desgasta.

<sup>56</sup> **Centrales hidroeléctricas.** – Es una estructura civil productora de energía eléctrica generada a partir de la energía potencial del agua que se encuentra retenida.



La práctica en la operación de este tipo de captación nos afirma que la suposición sobre la que se basa su formulación no es en sí, totalmente cierta con respecto a la distribución laminar de la masa de agua que entra a la obra de toma. En consecuencia, el flujo con curvatura traslada sedimentos no únicamente a la primera galería de purga en dirección del flujo, sino que, también al orificio de entrada, mientras que, en la última galería de purga no ingresa.

**Captaciones laterales con cámara de sedimentación.** – Este tipo de captación se identifica por su proceso más intenso para la expulsión de los sedimentos acumulados debajo del orificio de ingreso a la obra de toma, ya que gracias a su activa acción sobre el flujo desde un muro divisorio<sup>57</sup> (11) implantado seguidamente de la pila externa<sup>58</sup> de la presa vertedero (10). Este muro forma un corredor angosto denominado cámara de captación (9), que permite alcanzar altas velocidades de purga, en una mayor longitud del frente de captación, en comparación con el anterior tipo de obra de toma.

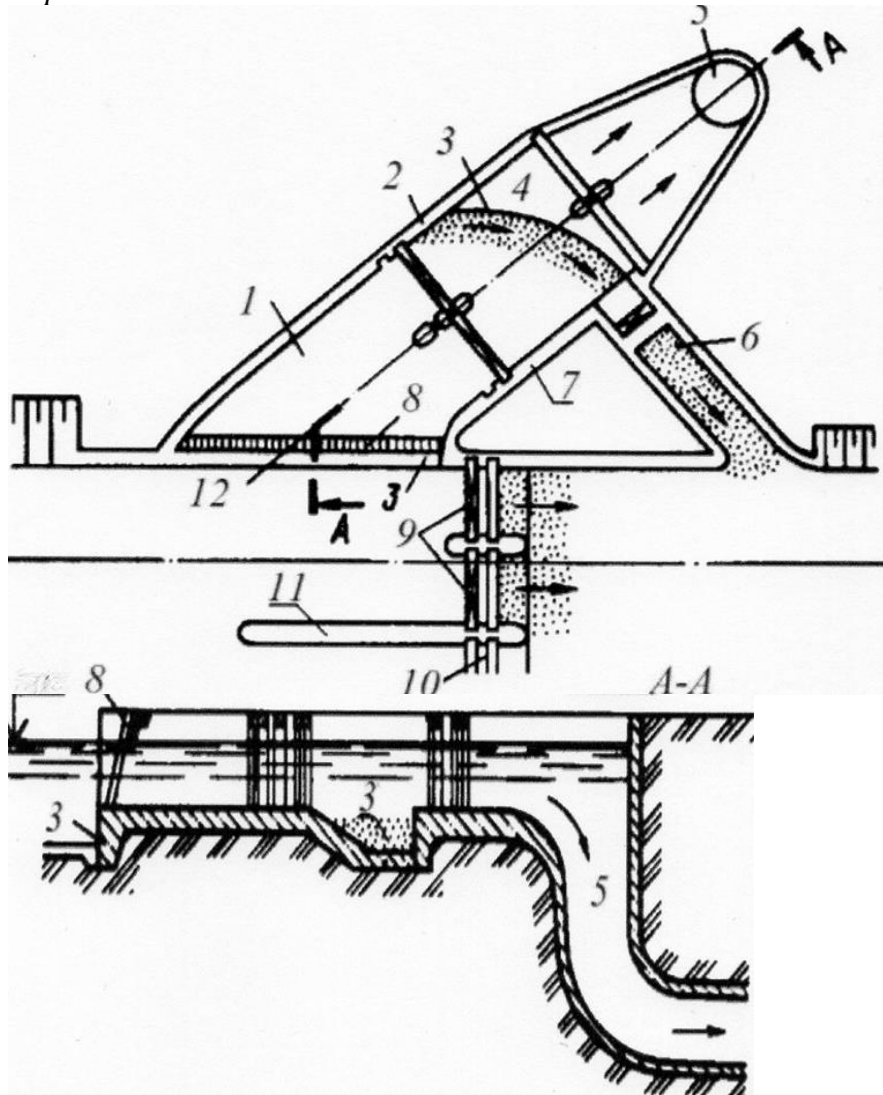
---

<sup>57</sup> **Muro divisorio.** – Este tipo de muros tiene por objetivo separar a la presa vertedero de otra obra de hormigón (casa de máquinas, obras de purga).

<sup>58</sup> **Pila externa.** – Son muros intermedios que dividen el frente de la presa vertedero en secciones que operan con compuertas.

**Figura 57**

*Captación lateral con cámara de sedimentación.*

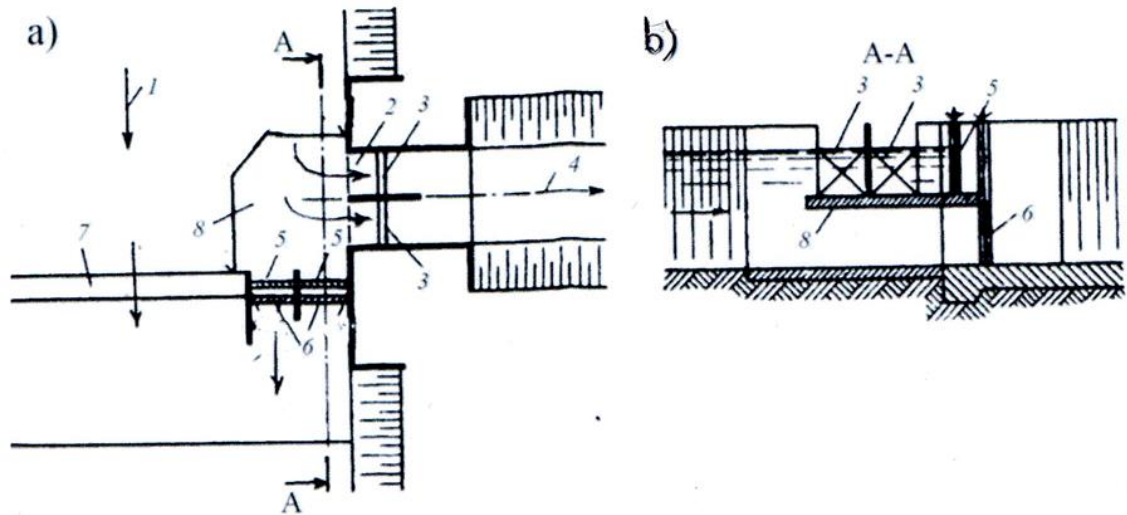


**Nota:** 1- captación; 2- muro lateral de enlace; 3- trampa de grava; 4- cresta del orificio de entrada; 5- conducto; 6- purga; 7- muro divisorio con la presa; 8- rejilla; 9, 10- orificios de purga y de evacuación de crecidas; 11- muro divisorio; 12- cámara de captación. Fuente: (Loguinov, 2014).

**Captaciones laterales de dos niveles.** –Este tipo de captación se lo caracteriza porque su eliminación de los sedimentos se lo ejecuta por medio de compuertas inferiores (6) (del nivel inferior), en tanto que la captación del agua tiene lugar a través de las compuertas superiores (3) (del nivel superior).

### Figura 58

Captación lateral de dos niveles con losa en volado.



**Nota:** a- Planta; b- corte; 1- río; 2- obra de cabecera (orificio de entrada); 3- compuertas de regulación en la obra de cabecera; 4- canal de conducción; 6- compuertas inferiores de purga; 7- presa vertedero; 8- losa en volado. Fuente: (Loguinov, 2014).

Una peculiaridad en este tipo de captación es que consta de una losa de hormigón armado en volado, la que se encuentra localizada entre el orificio de purga del frente de retención y del frente de captación, bajo el nivel de la cresta del orificio de ingreso; esta losa se construye en el último tramo del frente de contención.

### 6.2 Esquemas constructivos para el desvío de sedimentos durante la operación de la obra de toma.

En esta sección se detallarán los procedimientos de cálculo de los elementos constructivos para el desvío de sedimentos durante la operación de la obra de toma de las tres etapas anteriormente vistas.

Como se mencionó anteriormente en la primera etapa, su desarrollo se realiza aguas arriba del sistema de derivación e incluye elementos de retención en forma de diques sumergidos de material del lugar. Para determinar el prisma de sedimentación ocasionado por los diques sumergidos se ejecuta el siguiente procedimiento, el cual es

desarrollado en el subcapítulo 3.2.1.1.3 Determinación del volumen del prisma de sedimentación y su capacidad de retención por medio de las crestas sumergidas.

En la segunda etapa, se desarrolla en el área de la derivación directa y su entorno, primero se debe establecer el sitio de captación en un tramo con curvatura, en el cual se determina la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), y cuyo procedimiento para determinar se encuentra detallado en el subcapítulo 3.1.1 Determinación del sitio de captación a través de su abscisa en un tramo con curvatura.

Una vez determinado la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) se procede a determinar el canal de conducción para lo cual el procedimiento a seguir se encuentra en el subcapítulo 5.2 Elementos constructivos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa.

Una vez determinado las dimensiones del canal de conducción, se procede con el procedimiento para determinar las crestas de fondo direccionadoras, para lo cual primeramente se realiza el análisis del cauce regulado, luego se realiza el análisis de la cresta poligonal en planta para la retención de sedimentos, consecuentemente, se realiza el análisis del cauce en el río cuyo procedimiento se encuentra descritos en el subcapítulo 5.2 Elementos constructivos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa.

Consecuentemente, se realiza el análisis del sistema de derivación directa que en este caso es una obra de captación u obra de toma directa con presa, cuyo procedimiento se encuentra en el subcapítulo 5.2 Elementos constructivos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa.

Consecuentemente, se realiza el análisis del orificio del conducto de purga y del caudal de la galería de purga, y después se realiza el análisis de la capacidad de transporte sedimentos para lo cual se va a realizar por medio del método y la teoría de

I. I. Leví, cuyos procedimientos están establecidos en el subcapítulo 5.2 Elementos constructivos para el control de los sedimentos en captaciones de montaña sin presa.

Como se mencionó anteriormente, la tercera etapa se relaciona con el sedimento en suspensión (arena gruesa) y puede desarrollarse generalmente aguas debajo de la estructura de captación, o en casos especiales, en el mismo cauce natural, junto al frente de captación, para lo cual el componente que involucra esta etapa son los desarenadores, y su procedimiento de cálculo se encuentra detallado en el subcapítulo 8.1.1 Captación frontal con cámara desarenadora

### **6.3 Elementos constructivos para acumular el sedimento aguas arriba de la obra de toma y permitir su evacuación periódica.**

A continuación, se va a hablar de uno los elementos constructivos para la acumulación del sedimento aguas arriba, que es un sistema de barreras o diques de contención de sedimentos que se encuentra ubicadas aguas arriba de la presa de derivación.

Este sistema de barreras o diques de contención de sedimentos tiene como objetivo principal disminuir la velocidad de sedimentación del sistema de derivación implantado aguas abajo, por los sedimentos transportados por el cauce.

Disminuye el flujo de agua al río, las fracciones más pequeñas se depositan en el fondo, disminuyendo la velocidad y aumentando la extensión de la curva de remanso aguas arriba.

Mientras más alta es la barrera, más grande es la carga creada y mayor deposición es retenida. En aguas abajo no se presenta la necesidad de construir barreras altas, por cuanto la carga creada por la presa influye en la duna.

La ubicación de barreras en la zona de inflexión de la curva de remanso limita la formación de una duna alta, la misma que parecería dividirse longitudinalmente,

dejando sin deposiciones a la zona de carga cercana a la presa; este hecho resulta ser importante en el caso de la operación de pequeñas centrales hidroeléctricas y captaciones directas con presa.

A continuación, se describen los resultados generales obtenidos luego del análisis de los estudios realizados por parte de los investigadores de las barreras de contención aguas arriba:

- Una vez estudiada la influencia del flujo en los sistemas de barreras en el tramo aguas arriba, se puede concluir que su objetivo principal es disminuir la velocidad de sedimentación del tramo aguas arriba de un sistema de derivación por los sedimentos transportados.
- Se han obtenido relaciones empíricas para determinar la distancia entre barreras, así como la pendiente de la superficie de sedimentación considerando la presencia de las barreras.

Un aspecto fundamental que hay que considerar es el impacto ambiental para la extracción del sedimento grueso retenido en las crestas sumergidas, y se lo puede realizar por medio de maquinarias pesadas si es que su volumen retenido es bastante mayor, en caso de que sea un menor volumen de retención se lo puede realizar de manera manual y su evacuación se realiza en canteras destinadas a los materiales de construcción para de esta manera aprovechar estos sedimentos que ayudarán en un futuro a la construcción de nuevas obras civiles.

#### **6.4 Análisis comparativo de los diferentes esquemas y elementos para manejar los sedimentos en las captaciones de montaña con presa.**

En esta sección se puede observar a partir del ejemplo de cálculo los diferentes aspectos que tienen los elementos hidráulicos anteriormente vistos para la retención de sedimentos tanto aguas arriba como aguas abajo.

Para la retención de los sedimentos gruesos aguas arriba, se tiene el elemento hidráulico que es la cresta sumergida la cual permite retener sedimentos de fondo de mayor diámetro que son los de grava gruesa ( $d=64\text{mm}-16\text{mm}$ ).

Para el análisis de los sedimentos de fondo de grava mediana ( $d=16\text{mm}-4\text{mm}$ ) y grava fina ( $d=4\text{mm}-2\text{mm}$ ), primero se lo realiza por la determinación de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación, ya que la abscisa determinada nos permite primero la ubicación del sitio de captación (sistema de derivación directa) y segundo un menor ingreso de estos sedimentos al sistema de derivación directa. Consecuentemente los sedimentos de grava mediana y grava fina se trasladan por el siguiente elemento hidráulico que son las galerías de purga las cuales permiten la retención de estos.

Para la retención de los sedimentos aguas abajo se tiene el elemento hidráulico que es el desarenador la cual permite retener sedimentos de fondo de un menor diámetro que son los de arena gruesa ( $d=2\text{mm}-1/2\text{mm}$ ).

### **6.5 Control de sedimentos a través de métodos hidráulicos en la operación del sistema.**

A partir de las investigaciones mencionadas, se ha podido mencionar que la mayoría de los sistemas de derivación edificados y planeados en las diferentes fuentes hidrográficas se sitúan en cauces con una gran cantidad de sedimentos; es por esta razón que, se tiene una importancia fundamental en la regulación de los procesos del cauce aguas arriba de la obra de toma, para de esta manera disminuir los volúmenes de sedimentación de las obras de conducción y de esta manera, permitir la entrega sin fallas de la calidad requerida por los usuarios.

El control de los sedimentos, a partir de los sistemas de derivación siempre ha sido un importante inconveniente en la operación de la obra de captación, en especial

en requerimientos financieros para la limpieza mecánica de los canales y de la cabecera de la captación.

Para el diseño y la operación de las captaciones con presa hay que considerar la correcta evaluación de los procesos de cauce y el apropiado diagnóstico de su desarrollo luego de la edificación de la infraestructura. Estas dos medidas permiten lograr la entrega confiable y sin falla del agua, de conformidad con el gráfico de demanda de los usuarios del sistema. Generalmente, los métodos aplicados para disminuir la entrada de sedimentos a la obra de toma se encuentran en los métodos hidráulicos.

La experiencia de operación de los sistemas de derivación nos indica que, a partir de la sedimentación y reconfiguración de los sedimentos sólidos de fondo en las obras de toma, disminuye de forma substancial la eficacia de las estructuras de captura y control de los sedimentos. Cabe mencionar que la sedimentación permanente y la formación aguas arriba de islotes de acumulación, a partir del remanso y la distribución no uniforme de los caudales del flujo con sedimento, tanto en la obra de captación como en la esclusa de purga en el frente de contención (diferentes periodos del año) originan el incremento de la velocidad de acercamiento del flujo en la zona de captación. Este suceso permite la entrada del sedimento de fondo en las capas superiores del flujo y consecuentemente, el ingreso de los sólidos a la obra de conducción.

A menudo, la disminución del ingreso del sedimento en la obra de captación se consigue a partir, de lavados hidráulicos profundos que, por lo general constituyen el primordial medio de limpieza del tramo aguas arriba, de los sedimentos acumulados. Sin embargo, la realización regular de lavados hidráulicos profundos afronta problemas relacionados con situaciones de conflicto con otros usuarios del sistema



hidrográfico (hidroenergética, desarrollo piscícola, desarrollo agrícola, desarrollo urbano).

Un método complementario a los lavados hidráulicos profundos de los sedimentos desde los tramos aguas arriba de los sistemas de derivación, a partir de la maniobra planificada de las compuertas del frente de contención, durante los periodos de crecidas; para esta opción se requiere de la elaboración de los correspondientes esquemas de operación, para condiciones concretas, tanto hidrológicas como para las relativas a los regímenes de operación de las obras de captación.

Para dicho análisis cabe mencionar que, las particularidades relativamente complejas y, no estudiadas de los procesos de cauce en las zonas de remanso y en los cauces aguas abajo, las características y detalles estructurales de la circulación transversal, las condiciones de redistribución de velocidades y del transporte de los sedimentos de fondo de diferente tamaño y cantidad. Es por eso por lo que, debido al peligro de formación aguas abajo de corrientes dispersas (perdidas) y para menorar riesgos de cualquier naturaleza, en los instructivos de operación de las obras de captación se instituye la apertura uniforme de las compuertas de alivio en el frente de contención, durante el tiempo de evacuación de las crecidas. Consecuentemente, la experiencia en la operación de los sistemas de derivación da certeza que el método de la maniobra planificada de las compuertas de alivio del frente de contención (periodos de crecidas) constituye una solución segura y con perspectiva, para de esta manera afrontar el problema del control de los sedimentos en los sistemas de derivación. En el último decenio se han desarrollado investigaciones por etapas, tanto en modelos físicos como en natural (en sistemas de operación), hasta poder llegar al nivel de análisis de los problemas en la ejecución de los métodos hidráulicos de regulación del régimen de los sedimentos durante la operación de la obra de toma, a partir de un nivel

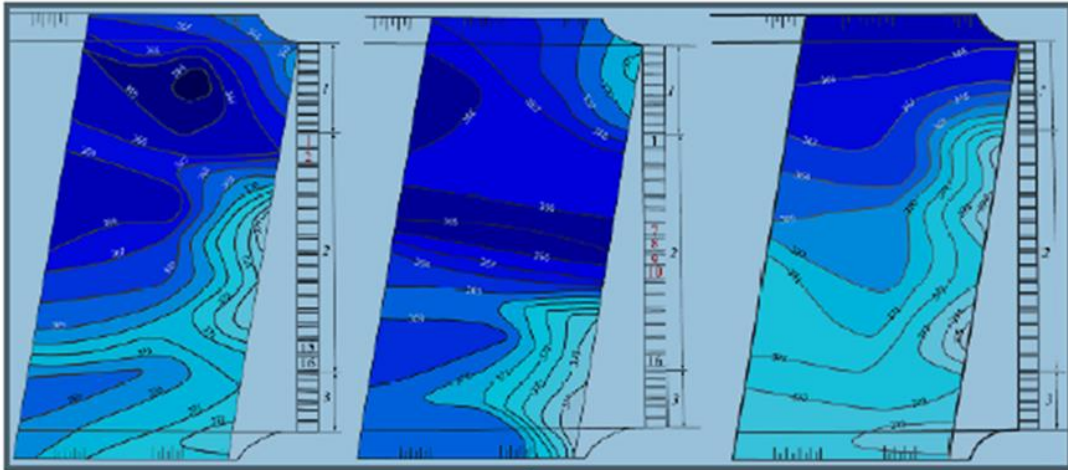
directamente relacionado con el tema del perfeccionamiento del manejo de los sistemas proporcionados, por lo general de los sistemas de riego.

Las investigaciones realizadas en este espacio han permitido demostrar que, dependiendo de la ubicación de los desagües que sean abiertos en el frente de alivio, en la pendiente de la superficie el agua adquiere determinada dirección, como, por ejemplo, en unos de los casos investigados, con un frente de alivio de ocho secciones, al ser abiertas totalmente dos secciones en cada uno de los extremos, operando la obra de toma situada en una de las márgenes, la pendiente de la superficie libre toma dirección desde la obra de toma hacia la presa con compuertas, dando como resultado la formación de circulación transversal del flujo, con efecto en el proceso de cauce del tramo aguas arriba del sistema de derivación. La formación aguas arriba de zonas con circulación artificial, en un sistema de derivación con soluciones constructivas, las que se encuentran basadas en la separación por capas del flujo con sedimento, permite el desvío de parte del caudal sólido, desde la obra de toma, con la consiguiente disminución del volumen de sedimentos que entran a la obra de conducción.

A partir de esta figura analizada, el efecto máximo en el desvío de los sedimentos (superior al 30%) se alcanza en el punto óptimo de forzado, en primer lugar, cuando, se produce el acercamiento frontal del agua a la captación y, en segundo lugar, la zona de circulación del flujo se sitúa directamente junto a la dicha captación.

**Figura 59**

*Deformación de la superficie del agua aguas arriba de una captación frontal.*



**Nota:** 1- Obra de captación, 2- Presa vertedero (frente de alivio), 3- Obra de captación. a- Los caudales excedentes son evacuados a través de todas las secciones abiertas del frente de vertido, colindantes con las captaciones; b- Evacuación de los caudales excedentes a través de las secciones centrales de la presa vertedero; c- Apertura uniforme de todas las secciones de la presa vertedero. Fuente: (Vestnik, 2019).

Como se puede observar (Figura 59, b), en caso de forzado de los caudales evacuados hacia el centro de la presa vertedero, la zona de circulación del flujo se ubica dentro de los límites de la presa. Mientras que en caso de apertura uniforme de las compuertas en la presa vertedero surgen condiciones para la obstrucción de los sedimentos frente al orificio de captación y para la formación de islotes, hechos que originan el incremento de la velocidad de flujo en la zona de operación de la captación lateral y el consiguiente aumento del ingreso de sedimentos a la obra de conducción (Figura 59, c). Las condiciones menos favorables se presentan en caso de apertura de las compuertas contiguas a la captación (Figura 59, a) y la apertura uniforme de las secciones del frente de alivio.

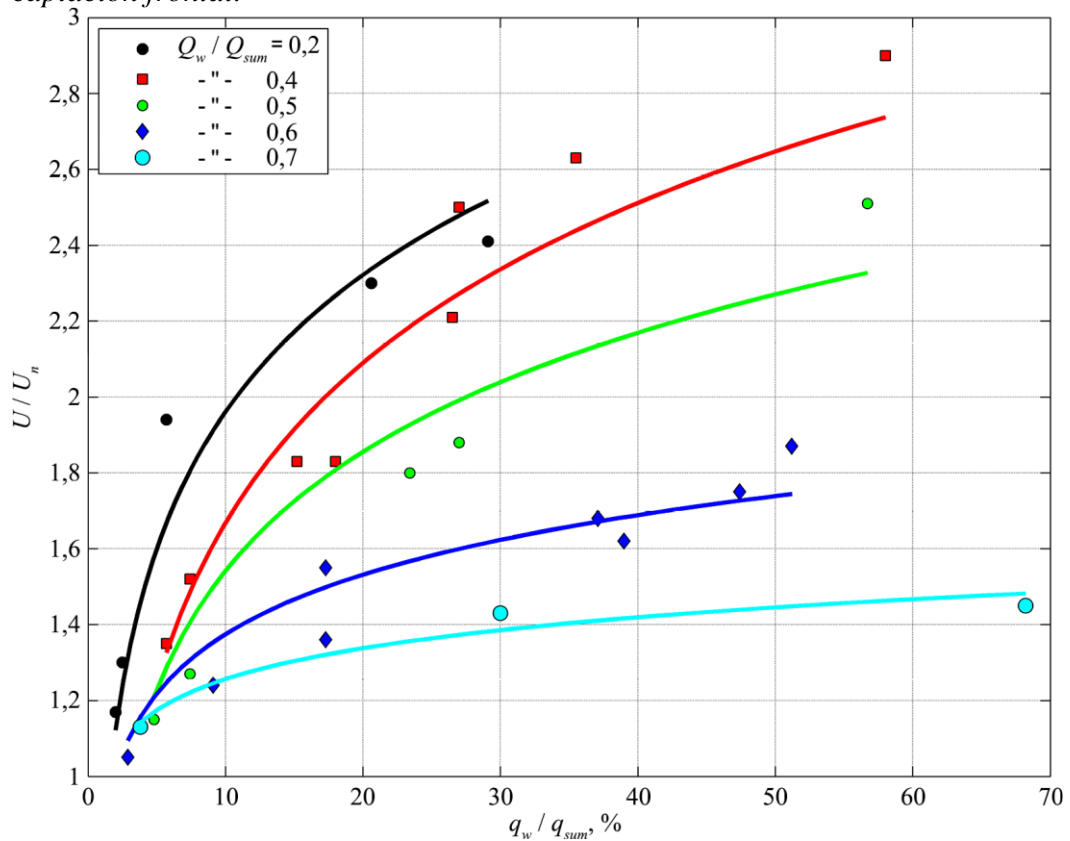
Consecuentemente, en los instructivos para la operación de los sistemas de derivación, por lo general, se recomienda evacuar las crecidas con apertura uniforme de todas las secciones del frente de alivio (presa vertedero), debido al riesgo por parte de los flujos transversales aguas abajo. Investigaciones en modelos físicos demuestran que para los casos con caudales unitarios respectivamente pequeños (propios de los

sistemas de derivación cimentados en suelo) no surgen erosiones de peligro en el fondo del cauce, aguas abajo de la zona de disipación principal (del resalto hidráulico), aunque, en rigor en los casos de diseño de sistemas de derivación con alto nivel de importancia, con diferentes tipos de implantación, deben necesariamente desarrollarse investigaciones específicas, en especial en modelos físicos.

En dicha investigación, en modelos físicos se estudió la influencia en el ingreso de sedimentos a la obra de conducción de diferentes variantes de apertura de las compuertas en el frente de alivio y de las galerías de purga. Para la calidad de sedimento, en los modelos fueron utilizadas arenas de diferente diámetro, con promedio 0.4 mm. Parte de los resultados obtenidos en modelos de gran escala (dimensiones de 50m\*25m con escala horizontal  $\lambda_h=100$ , vertical  $\lambda_v=30$ ) se presenta la Figura 60.

**Figura 60**

Gráfico de la cantidad de sedimento que ingresa a la obra de conducción de una captación frontal.



**Nota:** Descripción cantidad de sedimento que ingresa a la obra de conducción de una captación frontal. Fuente: (Vestnik, 2019).

En la Figura 60, mostrado en magnitudes relativas, se puede observar la tendencia de incremento de la magnitud del sedimento que ingresa a la esclusa de captación ( $q_w / \Sigma q$ ), en función del incremento de la magnitud de los caudales de agua ( $Q_w / \Sigma Q$ ) y de relación de la velocidad media de flujo en la franja de la obra de toma, a la velocidad de inicio del movimiento de los sedimentos ( $U / U_o$ ). Donde  $Q_w$ : Caudal de agua que ingresa a la obra de captación;  $\Sigma Q_{sum}$ : Caudal sumatorio del agua incluido el caudal a través de las galerías de fondo para purga;  $q_w$ : Caudal sólido que ingresa a la obra de toma;  $\Sigma q$ : Caudal sólido en el cauce de acercamiento.

Para la evaluación cuantitativa de los sedimentos ( $q_w$ ) que ingresan a la obra de toma, la magnitud de los sedimentos en el cauce de acercamiento puede ser calculada con la ayuda de unas de las ecuaciones conocidas para la capacidad de

transporte del flujo, aplicable para el caso dado; a partir de la siguiente ecuación (Vestnik, 2019):

$$\rho_T = 0.69 * \frac{V^{3/2}}{(R * W)^{1/3}} * a, \quad [\text{Ec. 140}]$$

Donde:  $\rho_T$ : Capacidad de transporte del flujo (g/m<sup>3</sup>); W: Tamaño hidráulico de las partículas de diámetro medio; V: Velocidad media de flujo (m/s); R: Radio hidráulico (m).

$$a = \frac{Fr^{1/3}}{h^{1/3}}, \quad [\text{Ec. 141}]$$

Donde: Fr: Número de Froude.

La Figura 60 puede servir como guía en la operación del sistema de derivación; como, por ejemplo, para evaluar la posibilidad de disminuir el ingreso de agua a un sistema de riego, durante el periodo de transito de los caudales de crecida, por medio de la maniobra programada de las compuertas de la obra de toma y de las galerías de fondo para purga.

La evaluación de la eficacia de las medidas de operación para el control de sedimentos al utilizar métodos hidráulicos para controlar el régimen de sedimentos aguas arriba de la obra de captación, se realiza por medio de la reducción máxima del gasto en la limpieza mecánica; la practica evidencia que esta reducción llega al 30-40%.

## **6.6 Dirección de las investigaciones para el control de sedimentos en las captaciones de montaña con presa.**

Como se ha constatado el problema de los sedimentos en las captaciones directas debe ser enfrentado en dos o tres etapas posibles, ya que este punto también depende de las condiciones de calidad del agua respecto a su turbidez. La primera etapa incluye las medidas para evitar el acercamiento e ingreso del sedimento grueso a la obra de captación, consecuentemente, la segunda etapa incluye las medidas para

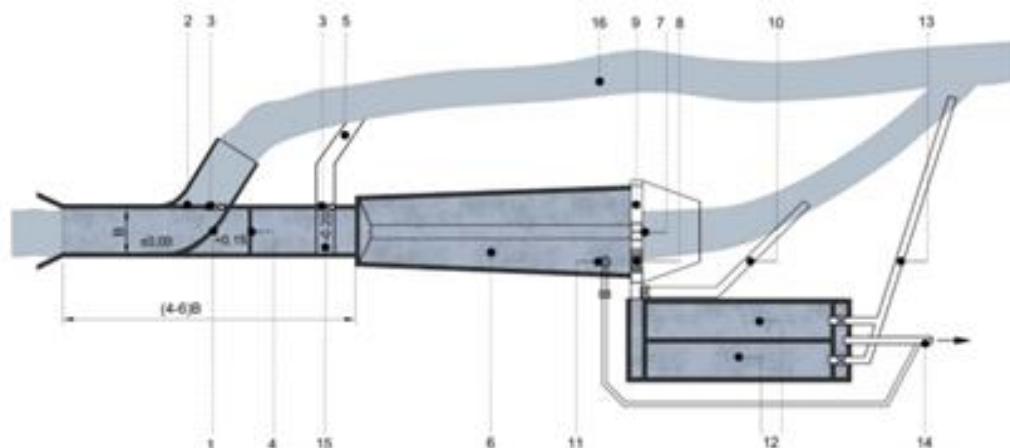
retener los sedimentos atrapados por la corriente de agua en su acercamiento y entrada a la obra de captación.

En el caso de las captaciones directas con presa, en los primeros años de operación, el sedimento de fondo se acumula junto a la presa y la esclusa de captación, ocasionando un serio problema para la operación de las captaciones directas. La eficacia de la esclusa de purga ubicada junto a la obra de captación o de las galerías de purga, ubicadas bajo el orificio de captación, depende de varios factores, pero, en el mejor de los casos, permite liberar temporalmente del sedimento de fondo áreas relativamente pequeñas ubicadas junto a la obra de captación sin permitir contar permanentemente con condiciones hidrodinámicas favorables.

Para esta sección se toma en cuenta las investigaciones en modelos físicos encaminadas a identificar esquemas constructivos para facilitar la evacuación de sedimentos desde el cauce natural, en los sistemas de derivación implantados en ríos de montaña, durante el mayor tiempo posible. A partir de este objetivo, entre varios esquemas que se investigan y adoptan en varios países de Asia Central, para captaciones directas con presa, ubicadas en los ríos de montaña están los siguientes:

**Figura 61**

*Esquema de las construcciones de cabecera de un sistema de derivación en ríos de montaña.*



**Nota:** 1- Cresta de fondo con curvatura; 2- Cresta superficial para evacuar caudales máximos; 3- Esclusa de purga de sedimento grueso; 4- Diafragma; 5- Desfogue de sedimento grueso; 6- Volumen de derivación; 7- compuerta reguladora de los caudales

para evacuación de sólidos; 8- Canal receptor; 9- Desagüe de alivio; 10- Desagüe del canal receptor; 11- Captación de emergencia (o de invierno); 12- Trampas de arena (desarenador de primera acción); 13- Conducto de purga; 14- Conducción hacia planta de tratamiento o hacia desarenador de limpieza previa. Funete: (Loguinov, 2014).

El desarenador en su parte superior tiene sección transversal, mientras que en la parte inferior trapezoidal tiene sección trapezoidal; el ancho del desarenador ( $B_{des}$ ) puede ser constante o variable.

Para garantizar el funcionamiento normal de las captaciones directas con presa en los ríos de montaña, se establece las siguientes condiciones en el diseño:

- Independientemente de la magnitud del caudal del cauce natural, se debe establecer un acercamiento estable y suave del flujo del agua hacia las estructuras de captación y desagüe,
- Para tramos de piedemonte se recomienda de cierta forma contraer el frente de alivio, con respecto al cauce de acercamiento, mientras que, para tramos de montaña el frente de alivio del sistema de derivación en dirección normal al eje del flujo no debe estrechar el frente usual,
- Para los tramos superior de los ríos de montaña con pequeños y menor profundidad, se recomienda incorporar la captación a los elementos de la presa de derivación,

Para la implantación de las captaciones directas es necesario prever no menos de dos etapas para el control de los sedimentos, esto depende de las exigencias concretas a la calidad del agua, respecto a la turbidez. En la primera etapa se incluye las medidas para evitar el ingreso del sedimento de fondo a la obra de captación, y es de vital importancia ya que cuando el río transporta gran cantidad de sedimento de fondo, mientras que el caudal varía en decenas de veces.



Mientras que la segunda etapa tiene como objetivo la retención de los sedimentos incorporados al flujo de agua, sea en la cámara (piscina) de captación, trampas de grava, trampas de arena, desarenadores.

## CAPÍTULO VII

### APLICACIONES PRÁCTICAS.

#### 7.1 Estudio comparativo técnico-económico de las tres etapas para el control de los sedimentos en captaciones de montaña con presa y sin presa.

##### 7.1.1 Ejemplos de cálculo de las tres etapas para el control de sedimentos en captaciones de montaña con presa y sin presa.

###### 7.1.1.1 Ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de los sedimentos en una captación directa de montaña sin presa.

En esta sección se procede a realizar un ejemplo de cálculo de las tres etapas antes mencionadas para lo cual tomaremos en cuenta un valor de caudal ( $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ), pendiente de río ( $i=0.02$ ), ancho de río ( $b=5\text{m}$ ), radio de curvatura ( $r=25\text{m}$ ), coeficiente de talud ( $m=1$ ).

###### 7.1.1.1.1 Primera Etapa. Determinación de la retención del sedimento grueso por medio de la cresta sumergida.

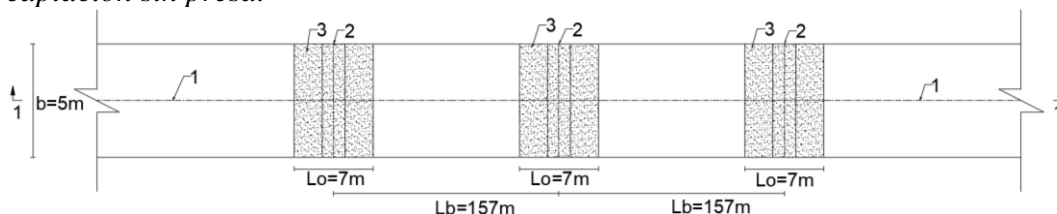
- a) Se determina el ángulo de inclinación del río ( $\alpha_r$ ) a partir de la siguiente ecuación,

$$\alpha_r = \sin^{-1}(i) = \sin^{-1}(0.02) = 1.15^\circ,$$

- b) Se determina la longitud del prisma de sedimentación ( $X_{cr}$ ),

#### Figura 62

Esquematación del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para la obra de captación sin presa.



Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida. Elaborado por: El autor.

$$X_{cr} = \frac{h_s}{\tan(\alpha_r)} = \frac{3m}{\tan(1.15)} = 149.97m ,$$

c) Se determina el **volumen del prisma de sedimentación (V)**,

$$V = \frac{1}{2} * X_{cr} * h_s * b = \frac{1}{2} * 149.97m * 3m * 5m = 1124.77m^3 ,$$

d) Se calcula la **masa total de los sedimentos por año (M/año)** y su respectivo **volumen de sedimentos por año (V/año)**. Para este cálculo, se tomará en cuenta un periodo de crecida de 6 meses y su respectiva conversión de unidades como se indica en la Tabla 11, para la concentración de sedimentos en este ejemplo de cálculo se toma en cuenta un promedio cuyo valor es 2.25 kg/m<sup>3</sup>,

$$M/año = Q * \rho * 365 * 24 * 3600 * 0.5 ,$$

$$\begin{aligned} M/año &= 20 \frac{m^3}{s} * 2.25 \frac{kg}{m^3} * \left| \frac{365días}{1año} \right| * \left| \frac{24horas}{1día} \right| * \left| \frac{3600s}{1hora} \right| \\ &= 1419120000 \frac{kg}{año} , \end{aligned}$$

$$M/año = 709560000 \frac{kg}{año} * \left| \frac{1año}{12meses} \right| * |6meses| = 709560000 \frac{kg}{año} ,$$

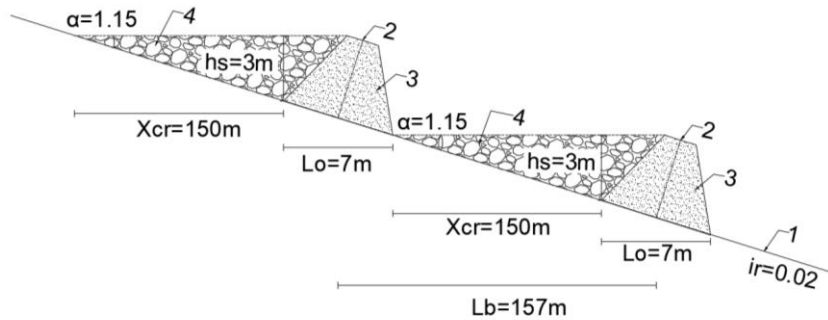
$$V/año = \frac{M/año}{\gamma_{sed}} = \frac{709560000 \frac{kg}{año}}{1500 \frac{kg}{m^3}} = 473040 \frac{m^3}{año} ,$$

Como se indica en la Tabla 11

Análisis del periodo de crecida con su respectiva conversión de unidades.

**Figura 63**

Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para obra de captación sin presa.



Corte 1-1 / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida, 4-Volumen del prisma de sedimentación. El autor.

- e) Se determina el **volumen del sedimento grueso** ( $V_{sedg}$ ), para lo cual se toma en cuenta un porcentaje de sedimento grueso ( $k_{vsf}$ ) (30% a 40%), y los meses para los cuales el sedimento grueso se va a transportar a partir de los 6 meses (periodo de crecida), van de 3 meses a 4 meses. Para este caso se asumirá un porcentaje de sedimento grueso del 40% y el número de meses para el sedimento grueso de 4 meses.

$$V_{sedg} = \frac{V/año * 4meses * k_{vsf}}{6meses} = \frac{473040 \frac{m^3}{año} * 4meses * 0.40}{6meses}$$

$$= 126144 \frac{m^3}{año},$$

- f) Se determina el **porcentaje de retención de los sedimentos por año** (%ret), la **longitud base de la sección transversal de la barrera** ( $L_o$ ) y la **distancia entre barreras** ( $L_b$ ).

$$\% ret = \left( \frac{V}{V_{sedg}} \right) * 100 = \left( \frac{1124.77 \frac{m^3}{año}}{126144 \frac{m^3}{año}} \right) * 100\% = 0.89\%,$$

$$L_o = (2 * m * h_s) + 1 = (2 * 1 * 3m) + 1 = 7m,$$

$$L_B = L_o + X_{cr} = 7m + 149.97m = 156.97m,$$

g) Se determina el **número de prismas** ( $N_{pris}$ ),

$$N_{pris} = \frac{L_{río}}{L_B} = \frac{2000m}{156.97m} = 13,$$

h) Luego se determina el **tiempo de llenado anualmente** ( $T_{llen1}$ ).

$$T_{llen1} = \frac{V}{V_{sedg}} = \frac{1124.77m^3}{126144 \frac{m^3}{año}} = 0.01año,$$

i) Se calcula el **volumen de sedimentos por mes** ( $V/mes$ ) y su respectivo **tiempo de llenado mensualmente** ( $T_{llen2}$ ).

$$\frac{V}{mes} = \frac{V_{sedg}}{M_{sedg} * k_{vsf}} = \frac{126144 \frac{m^3}{año}}{4meses * 0.40} = 78840 \frac{m^3}{meses},$$

$$T_{llen2} = \frac{V}{V/mes} = \frac{1124.77m^3}{78840 \frac{m^3}{meses}} = 0.01meses,$$

j) A continuación, se determina el **volumen de sedimentos por día** ( $V/días$ ) y su respectivo **tiempo de llenado diariamente** ( $T_{llen3}$ ).

$$\begin{aligned} \frac{V}{días} &= \frac{Q * \rho}{\gamma_{sed}} = \frac{20 \frac{m^3}{s} * 2.25 \frac{kg}{m^3} * \left| \frac{365días}{1año} \right| * \left| \frac{24horas}{1día} \right| * \left| \frac{3600s}{1hora} \right|}{1500 \frac{kg}{m^3}} \\ &= 946080 \frac{m^3}{año}, \end{aligned}$$

$$\frac{V}{días} = \frac{Q * \rho}{\gamma_{sed}} = 946080 \frac{m^3}{año} * \left| \frac{1año}{365días} \right| = 2592 \frac{m^3}{año},$$

$$T_{llen3} = \frac{V}{V/días} = \frac{1124.77m^3}{2592 \frac{m^3}{días}} = 0.43días,$$

k) Se procede a determinar el **porcentaje de retención de los sedimentos en función del número de prismas** ( $\%ret_{Npris}$ ).

$$\%ret_{Npris} = \%ret * N_{pris} = 0.89\% * 13 = 11.59\%,$$

Una vez determinado el análisis de la retención de los sedimentos de fondo en los prismas de sedimentación. Se procede con el análisis de la segunda etapa.

#### 7.1.1.1.2 Segunda Etapa.

##### 7.1.1.1.2.1 Análisis de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X).

Para determinar la abscisa desde el inicio desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), a partir del siguiente procedimiento:

- Se establecen los valores del tamaño medio de las partículas ( $d_m$ ) del sedimento de fondo, en este caso, se tomará en cuenta los límites de los diámetros de la grava mediana (16 mm – 4 mm),
- Se asume el valor de la profundidad de flujo (h), el cual, es necesario iterar hasta que los valores del **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ) y del **módulo del caudal** (k) sean iguales ( $K_{NEC}=k$ ), para que este valor sea el ideal,
- Se determina la **sección del flujo del río** ( $\omega$ ) y su respectivo **perímetro mojado** ( $\chi$ ). Para lo cual se asume un valor de la **profundidad de flujo** (h) de 0.71m,

$$\omega = b * h + m * h^2 = 5m * 0.71m + 1 * 0.71^2 m^2 = 4.07m^2,$$

$$\chi = b + 2 * h * \sqrt{1 + m^2} = 5m + 2 * 0.71m * \sqrt{1 + 1^2},$$

$$\chi = 5m + 2 * 0.71m * \sqrt{2} = 7.01m,$$

- Se calcula el radio **hidráulico** (R) y el **coeficiente de Chezy** (C).

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{4.07m^2}{7.01m} = 0.58m,$$

$$C = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R} = \frac{1}{0.020} * \sqrt[6]{0.58m} = 45.66m^{1/2} * s^{-1},$$

- Se calcula el valor del **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ),

$$K_{NEC} = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{20 \text{ m}^3/\text{s}}{\sqrt{0.02}} = 141.421 \text{ m}^3/\text{s},$$

f) Luego se procede a determinar el **módulo del caudal** (k),

$$k = \omega^2 * C * \sqrt{R} = 4.07 \text{ m}^2 * 45.66 \text{ m}^{1/2} * \text{s}^{-1} * \sqrt{0.58 \text{ m}} = 141.421 \frac{\text{m}^3}{\text{s}},$$

g) Se comprueba que los valores del **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ) y del **módulo del caudal** (k) sean iguales para que el valor asumido de la profundidad de flujo sea el ideal (h), de no ser iguales los valores ( $K_{NEC}=k$ ) se asume otro valor de la profundidad de flujo (h), y se vuelven a calcular los valores de los pasos c), d), e), f) y g),

$$k = K_{NEC},$$

$$141.421 \text{ m}^3/\text{s} = 141.421 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ Ok. Si cumple,}$$

h) Una vez verificado que el valor de la **profundidad de flujo** (h) es ideal, se determina el valor de la **velocidad media** (V),

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{20 \text{ m}^3/\text{s}}{4.07 \text{ m}^2} = 4.92 \text{ m}/\text{s},$$

i) Y finalmente se determina el valor de la **abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación** (X), para los tamaños medios de partículas de la grava mediana.

Para  $d=16\text{mm}$  (grava mediana), el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X_{16}$ ), es:

$$X = \sqrt{\frac{k_r^2 * b * r * C * (V - 15.3 * d_m^{0.633}) * h}{\sqrt{g} * h * V}},$$

$X_{16}$

$$= \sqrt{\frac{0.4^2 * 5 \text{ m} * 25 \text{ m} * 45.66 \text{ m}^{1/2} * \text{s}^{-1} * (4.92 \text{ m}/\text{s} - 15.3 * 0.016 \text{ m}^{0.633}) * 0.71 \text{ m}}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} * 0.71 \text{ m} * 4.92 \text{ m}/\text{s}}},$$

$$X_{16} = 15.01m ,$$

Para  $d=4mm$  (grava mediana) el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X_4$ ), es:

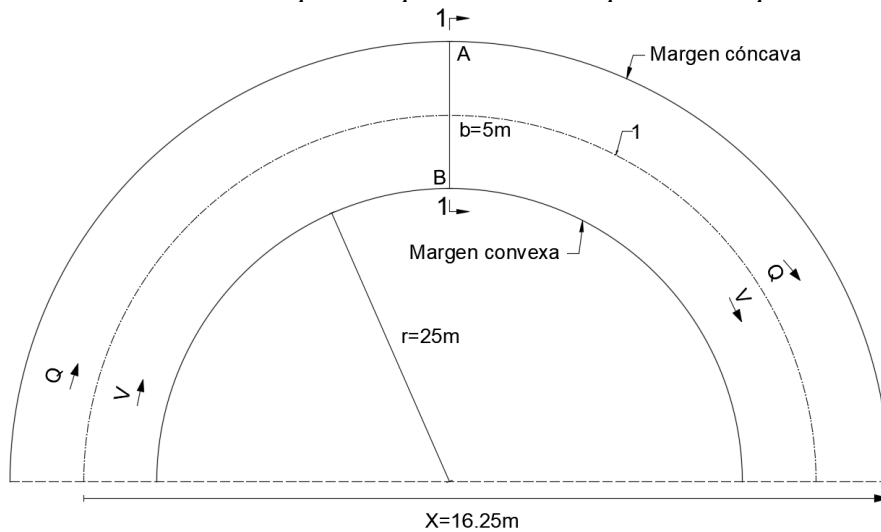
$$X_4$$

$$= \sqrt{\frac{0.4^2 * 5m * 25m * 45.66m^{1/2} * s^{-1} * (4.92 m/s - 15.3 * 0.004m^{0.633}) * 0.71m}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.71m * 4.92 m/s}}}$$

$$X_4 = 16.25m ,$$

**Figura 64**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa.*

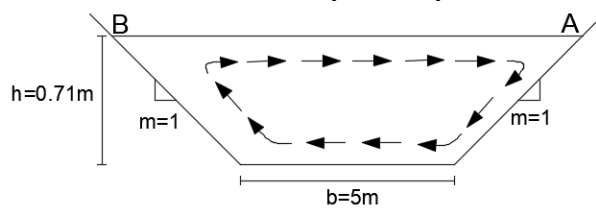


Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río. Elaborado por: El autor.

**Figura 65**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa.*



Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.



Una vez determinado la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), se procede con la determinación de la cresta poligonal en planta para la retención de los sedimentos:

### 7.1.1.1.3 Cresta poligonal en planta para la retención de sedimentos.

#### 7.1.1.1.3.1 Cauce regulado (reconformado)

Para empezar con la determinación de la cresta poligonal en planta se realiza el análisis del cauce regulado (reconformado), a partir del siguiente procedimiento:

- a) Se determina el **ancho o frente estable en el tramo rectangular del cauce** ( $B_{rec}$ ) del río,

$$Q_i = 0.1 * Q = 0.1 * 20 \frac{m^3}{s} = 2 \frac{m^3}{s},$$

$$B_{rec} = \frac{2.6}{i^{0.2}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4} = \frac{2.6}{0.02^{0.2}} * \left( \frac{2 \frac{m^3}{s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2}}} \right)^{0.4} = 4.75m,$$

- b) Se calcula el ancho **estable del tramo con curvatura del cauce regulado** ( $B_{cur}$ ) del río,

$$B_{cur} = k_{iQ} * B_{rec} = 0.95 * 4.75m = 4.51m,$$

Donde:  $k_{iQ}$ : Coeficiente que depende de la pendiente del cauce y del caudal de diseño<sup>59</sup>, sus valores están entre (0.95 – 1).

- c) Se determina el radio **medio de la curvatura del eje geométrico del cauce regulado** ( $R_{cur}$ ) del río,

$$R_{cur} = \frac{3}{i^{0.5}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4} = \frac{3}{0.02^{0.5}} * \left( \frac{2 \frac{m^3}{s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2}}} \right)^{0.4} = 17.73m,$$

<sup>59</sup> **Caudal de diseño.** – Caudal correspondiente a la crecida de diseño; en los sistemas de derivación, generalmente es igual al pico de dicha crecida.

- d) Se calcula la **longitud en el eje geométrico del cauce con curvatura (L)** del río,

$$L = \frac{\pi * R_{cur} * \varphi}{180} = \frac{\pi * 17.73m * 69^\circ}{180} = 21.35m ,$$

$$L_{con} = (3 - 5) * B_{cur} = 5 * 4.51m = 22.57m ,$$

$$L_{con} \geq L ,$$

$$22.57m > 21.35m, Ok. Si cumple ,$$

- e) Se **determina la profundidad media en el tramo estable rectangular del cauce de acercamiento (H)** del río,

$$H = \frac{0.3}{i^{0.03}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4} = \frac{0.3}{0.02^{0.03}} * \left( \frac{2 \frac{m^3}{s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2}}} \right)^{0.4} = 0.28m ,$$

- f) Se **calcula la profundidad media de flujo en el tramo regulado con curvatura (H<sub>cur</sub>)**, para lo cual con una pendiente del cauce  $i \geq 0.01$ ,

$$H_{cur} = H * \left[ 1 + \left( \frac{\gamma_{sed} - \gamma_m}{\gamma_m} \right) * \frac{0.3}{i^{0.3}} * \frac{B}{R} \right] ,$$

$$H_{cur} = 0.28m * \left[ 1 + \left( \frac{1500 \frac{kg}{m^3} - 1000 \frac{kg}{m^3}}{1000 \frac{kg}{m^3}} \right) * \frac{0.3}{0.02^{0.3}} * \frac{4.75m}{17.73m} \right] = 0.32m ,$$

- g) Se **determina la profundidad de llenado del cauce trapezoidal (H<sub>TR10%</sub>)** para el caudal Q<sub>i</sub>,

$$H_{TR10\%} = \frac{B_{cur} - \sqrt{B_{cur}^2 - 4 * m * B_{cur} * H_{cur}}}{2 * m} ,$$

$$H_{TR10\%} = \frac{4.51m - \sqrt{(4.51m)^2 - 4 * 1 * 4.51m * 0.32m}}{2 * 1} = 0.34m ,$$

- h) Se **calcula la velocidad media de flujo (v)**,

$$v_{10\%} = \frac{Q_{10\%}}{B_{cur} * H_{TR10\%}} = \frac{2 \frac{m^3}{s}}{4.51m * 0.34m} = 1.28 \frac{m}{s} ,$$

- i) Se **determina** la **profundidad máxima en la margen cóncava** ( $H_{maxcur}$ ),

$$\varepsilon = \frac{R_{cur}}{B_{cur}} = \frac{17.73m}{4.51m} = 3.93 ,$$

$$H_{maxcur} = H_{cur} * \varepsilon * \varepsilon_1 = 0.32m * 3.93 * 0.90 = 1.13m ,$$

Donde:  $\varepsilon_1$ : Coeficiente que considera la proyección horizontal del talud mojado del dique (), para  $m=1$ ,  $\varepsilon_1=0.9$ .

- j) Se **calcula** el **valor máximo de la pendiente transversal de la superficie libre** ( $i_t$ ),

$$i_t = \frac{v^2}{R_{cur} * g} = \frac{\left(1.28 \frac{m}{s}\right)^2}{17.73m * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.01 ,$$

- k) Se **determina** la **altura del recorrido del flujo de agua sobre el talud de la margen cóncava** ( $\Delta Z$ ),

$$\Delta Z = i_t * B_{cur} = 0.01 * 4.51m = 0.04m ,$$

- l) Se **determina** el **alto del muro izquierdo** ( $H_{mi}$ ),

$$H_{mi} = H_{maxcur} + \Delta Z + \Delta H_{rs} + \Delta H_{ri} ,$$

$$H_{mi} = 1.13m + 0.04m + 0.5m + 1.1m = 2.77m ,$$

Donde:  $\Delta H_{rs}$ : Reserva o borde libre del alto de la construcción sobre el nivel de cálculo del agua (m) (se puede asumir un valor de 0.5 m);  $\Delta H_{ri}$ : Profundidad de reserva bajo la cota más bajo del cauce erosionable (m) (este valor se lo puede asumir dentro de 1.1 – 1.8 m).

- m) Se **determina** el **alto del muro derecho** ( $H_{md}$ ),

$$H_{md} = H_{TR10\%} + \Delta H_{rs} + \Delta H_{ri} = 0.34m + 0.5m + 1.1m = 1.94m ,$$

- n) Se **calcula** el **ancho superior del cauce de acercamiento** ( $B_s$ ) para el coeficiente de talud  $m=1$ ,

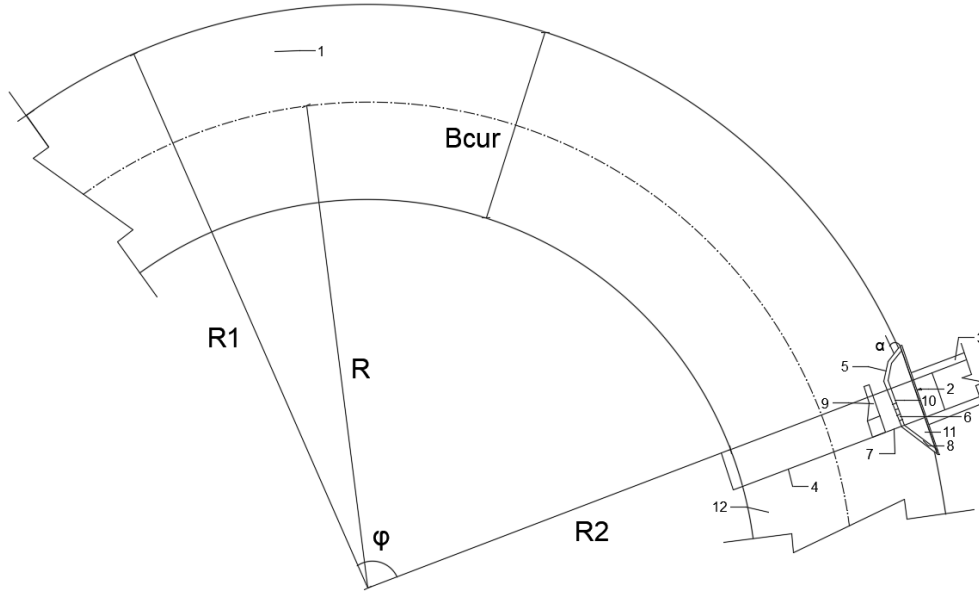
$$B_s = B_{cur} + 2 * m * \Delta h = 4.51m + 2 * 1 * 0.5m = 5.51m ,$$

o) Se calcula el **ancho en el fondo del cauce regulado (reconformado)** ( $b_{reg}$ ),

$$b_{reg} = B_{cur} - 2 * m * H_{10\%} = 4.51m - 2 * 1 * 0.28m = 3.95m ,$$

**Figura 66**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación sin presa.*



Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1- cauce regulado (reconformado) de acercamiento; 2- obra de cabecera de la construcción de captación; 3- canal de derivación; 4- frente de la restitución; 5- cresta interceptora de sedimentos con quiebres en planta; 6- orificio para captaciones de emergencia; 7- orificios de lavado; 8- vertedero de emergencia; 9- muro divisorio; 10- muro divisorio; 11- cámara de captación; 12- cauce de restitución. (YE. I. Shkulanov, 2014).

**7.1.1.1.3.2 Cresta poligonal en planta**

Consecuentemente se establece el procedimiento para determinar la cresta poligonal en planta para la retención de sedimentos, la cual está conformada por tres secciones: “a”, “b” y “c”, para ello se realiza los siguientes pasos:

a) Se determina la **carga sobre la sección media de cresta protectora** ( $H_{CPS}$ ),

$$H_{CPS} = 0.217 * Q_{CPS}^{0.37} = 0.217 * \left( 2 \frac{m^3}{s} \right)^{0.37} = 0.28m ,$$

b) Se calcula la **longitud total de la cresta protectora ante los sedimentos** ( $L_{CPS}$ ),

$$Q_{CPS} = Q_{DER} = m_{CPS} * L_{CPS} * \sqrt{2 * g} * H_{CPS}^{\frac{3}{2}},$$

$$L_{CPS} = \frac{Q_{CPS} = Q_{DER}}{m_{CPS} * \sqrt{2 * g} * H_{CPS}^{\frac{3}{2}}} = \frac{2 \frac{m^3}{s}}{0.33 * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} * (0.28m)^{\frac{3}{2}}} = 9.21m,$$

Donde:  $m_{CPS}$ : Coeficiente de descarga de la cresta poligonal (); experimentalmente se ha establecido que se encuentra entre (0.31 – 0.33).

- c) Se calcula la **carga al final de la cresta protectora** ( $H_2$ ),

$$H_2 = 2 * H_{CPS} = 2 * 0.28m = 0.56m,$$

- d) Se determina la **pendiente de la cresta protectora** ( $i_{CPS}$ ),

$$i_{CPS} = \frac{H_2}{L_{CPS}} = \frac{0.56m}{9.21m} = 0.06,$$

- e) Se determina la **dimensión en planta de la sección anterior** (a) de la cresta poligonal en planta,

$$a = 0.45 * L_{CPS} = 0.45 * 9.21m = 4.15m,$$

- f) Se determina la **longitud de la última sección** (c) de la cresta poligonal en planta,

$$c = 1.1 * H_2 = 1.1 * 0.56m = 0.62m,$$

- g) A continuación, se determina la **longitud de la sección intermedia** (b) de la cresta poligonal en planta,

$$b = L_{CPS} - a - c = 9.21m - 4.15m - 0.62m = 4.45m,$$

- h) Se determina el **ángulo de la primera sección de la cresta con la pared lateral** ( $\alpha_1$ ),

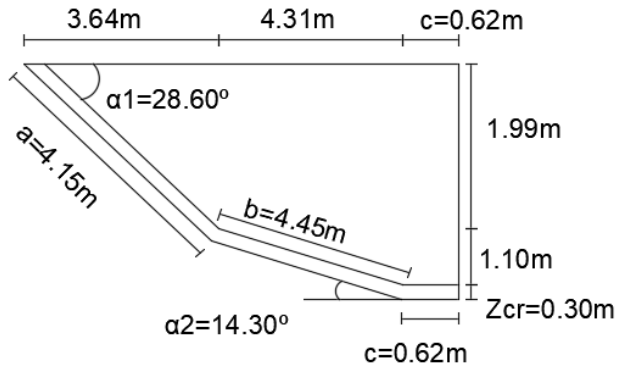
$$\alpha_1 = 23.2 + 270 * i_{rio} = 23.2 + 270 * 0.02 = 28.60^\circ,$$

- i) Se determina el **ángulo de la segunda sección con el eje del flujo en el río** ( $\alpha_2$ ),

$$\alpha_2 = \frac{\alpha_1}{2} = \frac{28.60^\circ}{2} = 14.30^\circ,$$

**Figura 67**

*Esquemmatización del ejemplo de cálculo de la cresta poligonal en planta para obra de captación sin presa.*



Planta / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- j) Se calcula el **ancho de la cámara de captación al final de la cresta protectora** ( $B_{CPS}$ ),

$$B_{CPS} = a * \sin \alpha_1 + b * \sin \alpha_2,$$

$$B_{CPS} = 4.15m * \sin(28.60^\circ) + 4.45m * \sin(14.30^\circ) = 3.08m,$$

- k) Se asume el ancho **de la cresta constructiva** ( $Z_{CR}$ ) igual a 0.3 m

- l) Se calcula el **alto de la cresta** ( $P_{CPS}$ ),

$$P_{CPS} = (5.5 - 6.5) * H_{CPS} = 5.8 * 0.28m = 1.63m,$$

- m) Sobre esta base, la **carga** ( $H$ ),

$$H = H_{CPS} + P_{CPS} = 0.28m + 1.63m = 1.91m,$$

### 7.1.1.1.3.3 Análisis del cauce en el río

Consecuentemente, se realiza el análisis del cauce en el río, para lo cual hay que tomar en cuenta los siguientes datos: 1) El ancho del cauce del río ( $B_{CR}$ ), este valor corresponde al frente de la compuerta de control automático, y 2) Carga aguas arriba ( $H_c$ ). Se procede a desarrollar el procedimiento para el análisis del cauce en el río:

- a) Se analiza el frente del cauce en río como vertedero de pared ancha, en cuyo caso el **caudal** ( $Q_{CR}$ ),

$$Q_{CR} = m * B_{CR} * \sqrt{2 * g} * H_o^{\frac{3}{2}} = 0.385 * 3.08m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} * (1.91m)^{\frac{3}{2}}$$

$$= 13.85 \frac{m^3}{s},$$

- b) Se determina la **velocidad de acercamiento** ( $v_o$ ),

$$w_{acer} = H * B_{acer} = 1.91m * 5m = 9.53m^2,$$

$$v_o = \frac{Q_{CR}}{w_{acer}} = \frac{13.85 \frac{m^3}{s}}{9.53m^2} = 1.45 \frac{m}{s},$$

- c) En consecuencia, considerando la carga de velocidad la **carga total** ( $H_o$ ) es,

$$H_o = H + \frac{v_o^2}{2 * g} = 1.91m + \frac{\left(1.45 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 2.01m,$$

- d) Cabe mencionar que una vez determinada la carga de la velocidad de la carga total, otra vez se debe recalculer el **caudal en el frente del cauce del río** ( $Q_{CR}$ ),

$$Q_{CR} = m * B_{CR} * \sqrt{2 * g} * H_o^{\frac{3}{2}} = 0.385 * 3.08m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} * (2.01m)^{\frac{3}{2}}$$

$$= 15.04 \frac{m^3}{s},$$

#### 7.1.1.1.3.4 Canal de conducción

Se procede a determinar el canal de conducción para la transición de la obra de captación y del desarenador, para lo cual el procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Se establece el tipo de material del revestimiento del canal de conducción, a partir del **coeficiente de Manning** ( $n$ ), y un **ancho relativo** ( $\beta_{rel}$ ), cuyos valores van de 0.82 a 3,

$$\beta_{rel} = 2,$$

$$\beta_{rel} = \frac{b_{cc}}{h_{cc}} \Rightarrow b_{cc} = \beta_{rel} * h_{cc} ,$$

$$b_{cc} = 2 * h_{cc} ,$$

- b) A partir de la **sección de flujo** ( $\omega$ ) (determinada en el análisis de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación), se determina la **profundidad de flujo del canal de conducción** ( $h_{cc}$ ),

$$\omega_{cc} = b_{cc} * h_{cc} + m * h_{cc}^2 ,$$

$$4.07m^2 = 2 * h_{cc} * h_{cc} + m * h_{cc}^2 ,$$

$$4.07m^2 = 2 * h_{cc}^2 + m * h_{cc}^2 ,$$

$$h_{cc} = \sqrt{\frac{4.07m^2}{2 + m}} = \sqrt{\frac{4.07m^2}{3}} = 1.16m ,$$

- c) Se determina el **ancho del canal de conducción** ( $b_{cc}$ ),

$$b_{cc} = 2 * h_{cc} = 2 * 1.16m = 2.33m ,$$

- d) Se determina la **sección del flujo** ( $\chi_{cc}$ ), el **radio hidráulico** ( $R_{cc}$ ) y el **coeficiente de Chezy** del canal de conducción ( $C_{cc}$ ),

$$\chi_{cc} = b_{cc} + 2 * h_{cc} * \sqrt{1 + m^2} = 2.33m + 2 * 1.16m * \sqrt{1 + 1^2}$$

$$= 2.33m + 3.28m ,$$

$$\chi_{cc} = 5.62m ,$$

$$R_{cc} = \frac{\omega_{cc}}{\chi_{cc}} = \frac{4.07m^2}{5.62m} = 0.72m ,$$

$$C_{cc} = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R_{cc}} = \frac{1}{0.013} * \sqrt[6]{0.72m} = 72.88m^{1/2} * s^{-1} ,$$

- e) Se **calcula** el **módulo del caudal** ( $k_{cc}$ ) y la **pendiente** del canal de conducción ( $i_{cc}$ ),

$$k_{cc} = \omega_{cc} * C_{cc} * \sqrt{R_{cci}} = 4.07m^2 * 72.88m^{1/2} * s^{-1} * \sqrt{0.72m} = 252.14 \frac{m^3}{s} ,$$



$$i_{cc} = \frac{V^2}{R_{cc} * C_{cc}^2} = \frac{(4.92 \text{ m/s})^2}{0.72\text{m} * (72.88\text{m}^{1/2} * \text{s}^{-1})^2} = 0.0063 ,$$

- f) Para **determinar la altura constructiva del canal de conducción** ( $h_{cccons}$ ) se debe tomar en cuenta un **borde libre** (t),

$$h_{cccons} = h_{cc} + t = 1.16\text{m} + 0.30\text{m} = 1.46\text{m} ,$$

Donde:  $h_{cc}$ : Profundidad de flujo del canal de conducción; t: Borde libre que depende del caudal: 1) Para  $Q < 5 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $t = (0.30-0.40) \text{ m}$ , 2) Para  $5 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $t = (0.40-0.60) \text{ m}$ ; y 3) Para  $10 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 20 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $t = (0.60-0.80) \text{ m}$ .

Para verificar que la **profundidad de flujo del canal de conducción** ( $h_{cc}$ ) es la ideal, se debe realizar el siguiente procedimiento:

- g) Se **determina el módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ),

$$K_{NEC} = \frac{Q}{\sqrt{i_{cc}}} = \frac{20 \text{ m}^3/\text{s}}{\sqrt{0.0063}} = 252.142 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ,$$

- h) Se asume **una profundidad de flujo del canal de conducción** ( $h_{cc}$ ), para determinar una nueva **sección de flujo** ( $\omega_{cc}$ ), un nuevo **perímetro mojado** ( $\chi_{cc}$ ), un nuevo **radio hidráulico** ( $R_{cc}$ ), un nuevo **coeficiente de Chezy** ( $C_{cc}$ ) (para lo cual se debe considerar el coeficiente de Manning máximo ( $n_{max}$ ) del tipo de revestimientos asumido) y un nuevo **módulo del caudal** ( $k_{cc}$ ) del canal de conducción, a partir de las ecuaciones vistas anteriormente,

$$h_{ccnmax} = 1.23\text{m} ,$$

$$b_{ccnmax} = 2 * h_{ccnmax} = 2 * 1.23\text{m} = 2.46\text{m} ,$$

$$\omega_{ccnmax} = b_{ccnmax} * h_{ccnmax} + m * h_{ccnmax}^2 ,$$

$$\omega_{ccnmax} = 2.46\text{m} * 1.23\text{m} + 1 * (1.23\text{m})^2 = 4.53\text{m}^2 ,$$

$$\chi_{ccnmax} = b_{ccnmax} + 2 * h_{ccnmax} * \sqrt{1 + m^2} = 2.46\text{m} + 2 * 1.23\text{m} * \sqrt{1 + 1^2} ,$$

$$\chi_{ccnmax} = 2.46\text{m} + 3.47\text{m} = 5.93\text{m} ,$$

$$R_{ccnmax} = \frac{\omega_{ccnmax}}{\chi_{ccnmax}} = \frac{4.53m^2}{5.93m} = 0.76m,$$

$$C_{ccnmax} = \frac{1}{n_{max}} * \sqrt[6]{R_{ccnmax}} = \frac{1}{0.015} * \sqrt[6]{0.76m} = 63.73m^{1/2} * s^{-1},$$

$$k_{ccnmax} = \omega_{ccnmax} * C_{ccnmax} * \sqrt{R_{ccnmax}}$$

$$= 4.53m^2 * 63.73m^{1/2} * s^{-1} * \sqrt{0.76m},$$

$$k_{ccnmax} = 252.142 \frac{m^3}{s},$$

- i) Se **verifica** que el nuevo **módulo de caudal** ( $k_{cc}$ ) determinado sea igual al **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ), es decir  $k_{cc}=K_{NEC}$ , caso contrario si no son iguales se repite nuevamente los pasos a), b), c), d), y e).
- j) Una vez **determinado** la nueva **profundidad de flujo** ( $h_{cc}$ ) se verifica que cumpla la siguiente condición,

$$h_{ccnmax} < h_{cc} + t$$

$$1.23m < 1.16m + 0.30m$$

$$1.23m < 1.46m, Ok. Si cumple$$

Es decir que la nueva **profundidad de flujo** calculada ( $h_{cc}$ ) debe ser menor que la **altura constructiva del canal** ( $h_{ccons}$ ),

#### 7.1.1.1.3.5 Obra de captación

Consecuentemente se determina la obra de derivación directa, es decir la obra de captación u obra de toma, para lo cual se realizará el siguiente procedimiento:

- a) Se adopta el **alto del escalón** ( $C_{esc}$ ), a partir de los siguientes casos: 1) Sedimento de fondo tipo grava,  $C_{esc} = (1-1.5 m)$ ; y 2) Sedimento de fondo arenoso,  $C_{esc} = (1.5-2 m)$ . En este ejemplo se asume un alto de escalón de 1.5m.
- b) Se adopta el número **de secciones** ( $n_{secc}$ ) que se va a dividir la obra de captación, **generalmente** el número de secciones que se adopta son 3, ya que

esto permite que la obra de captación al estar en mantenimiento pueda seguir operando normalmente.

- c) Para realizar el primer calculo para determinar las dimensiones de la obra de captación, inicialmente, se asume un **coeficiente de contracción lateral** ( $\epsilon_{pa}$ ), para empezar, puede ser de 0.82 y además que la **carga** (H) es igual a la **carga total** ( $H_o$ ), para lo cual en este caso su valor es de 0.95m.

Datos considerados para la determinación de la obra de captación:  $Q_{dis}: 3m^3/s$ ;  $\epsilon_{pa}: 0.82$ ;  $C_{esc}: 1.5m$ ;  $\beta_m: 1$ ;  $\beta_p: 0.45$ ;  $n_{secc}: 3$ ;  $z: 0.10m$ ;  $H=H_o: 2.01m$ ;  $h_o: 1.16m$ .

- d) Se determina el **coeficiente de descarga** ( $m_{pa}$ ),

$$m_{pa} = 0.3 + \frac{0.08}{1 + \frac{C_{esc}}{H}} = 0.3 + \frac{0.08}{1 + \frac{1.5m}{2.01m}} = 0.35 ,$$

- e) Se determina el coeficiente **de velocidad** ( $\phi_s$ ), el cual está en función del **coeficiente de descarga del vertedero de pared ancha** ( $m_{pa}$ ) (depende de la geometría del vertedero), y el **coeficiente de contracción lateral** ( $\epsilon_{pa}$ ) (depende de la geometría de los muros y de la geometría y número de pilas), a partir de la siguiente tabla:

$$\epsilon_{pa} * m_{pa} = 0.82 * 0.35 = 0.28 ,$$

**Tabla 13**

*Tabla de laboratorio para determinar el coeficiente de velocidad del ejemplo de cálculo para obra de captación sin presa.*

<b><math>\epsilon_{pa} * m_{pa}</math></b>	0.30	0.32	0.34	0.36
<b><math>\phi_s</math></b>	0.77	0.84	0.90	0.96

Fuente: Laboratorio (2013).

Cabe mencionar que si el valor de la multiplicación ( $\epsilon_{pa} * m_{pa}$ ), no se encuentra en la tabla anteriormente propuesta, se debe realizar una extrapolación o interpolación para determinar el valor del coeficiente de velocidad obtenido en laboratorio para un vertedero de pared ancha ( $\phi_s$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\varphi_s f(\varepsilon_{pa} * m_{pa}) = 3.16667 * (\varepsilon_{pa} * m_{pa}) - 0.180 ,$$

$$\varphi_s(\varepsilon_{pa} * m_{pa}) = 3.16667 * (0.28) - 0.180 ,$$

$$\varphi_s = 0.72 ,$$

f) Se determina el **ancho de la captación** ( $B_{cap}$ ),

$$Q_{CR} = \varphi_s * h_o * B_{cap} * \sqrt{2 * g * z} \Rightarrow B_{cap} = \frac{Q_{CR}}{\varphi_s * h_o * \sqrt{2 * g * z}} ,$$

$$B_{cap} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.72 * 1.16m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.10m}} = 2.56m ,$$

g) Se determina el **ancho de la sección de la obra de captación** ( $b_{cap}$ ),

$$b_{cap} = \frac{B_{cap}}{n_{secc}} = \frac{2.56m}{3} = 0.85m ,$$

h) Se realiza un reajuste de cálculos del **coeficiente de contracción lateral** ( $\varepsilon_{pa}$ ),

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{z_m + (n_{secc} - 1) * z_p}{n_{secc}} * \frac{H = H_o}{b_{cap}} ,$$

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{1 + (3 - 1) * 0.45}{3} * \frac{2.01m}{0.85m} = 0.70 ,$$

i) Se recalcula el **coeficiente de velocidad** ( $\varphi_s$ ) a partir de los pasos e),

$$\varepsilon_{pa} * m_{pa} = 0.70 * 0.35 = 0.24 ,$$

$$\varphi_s(\varepsilon_{pa} * m_{pa}) = 3.16667 * (0.24) - 0.180 ,$$

$$\varphi_s = 0.59 ,$$

j) Se recalcula en **ancho de la captación** ( $B_{cap}$ ) y el **ancho de las secciones de captación** ( $b_{cap}$ ).

$$B_{cap} = \frac{Q_{CR}}{\varphi_s * h_o * \sqrt{2 * g * z}} ,$$

$$B_{cap} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.59 * 1.16m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.10m}} = 3.13m ,$$

$$b_{cap} = \frac{B_{cap}}{n_{secc}} = \frac{3.13m}{3} = 1.04m ,$$

k) Nuevamente se procede a realizar los pasos h), e), f) y g) hasta que los valores del **coeficiente de contracción lateral** ( $\varepsilon_{pa}$ ), **coeficiente de velocidad** ( $\varphi_s$ ) y **ancho de la captación** ( $B_{cap}$ ) se haya estabilizado.

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{z_m + (n_{secc} - 1) * z_p}{n_{secc}} * \frac{H = H_o}{b_{cap}} ,$$

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{1 + (3 - 1) * 0.45}{3} * \frac{2.01m}{0.98m} = 0.74 ,$$

$$\varepsilon_{pa} * m_{pa} = 0.74 * 0.35 = 0.26 ,$$

$$\varphi_s = 0.63 ,$$

$$B_{cap} = \frac{Q_{CR}}{\varphi_s * h_o * \sqrt{2 * g * z}} ,$$

$$B_{cap} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.63 * 1.16m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.10m}} = 2.92m ,$$

$$b_{cap} = \frac{B_{cap}}{n_{secc}} = \frac{2.92m}{3} = 0.97m ,$$

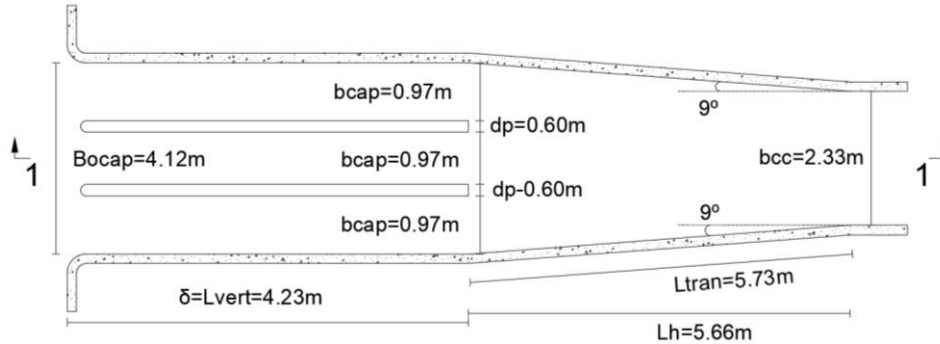
l) Una vez determinado el **ancho de captación** ( $B_{cap}$ ) y el **ancho de las secciones de captación** ( $b_{cap}$ ), se determina el **ancho de la obra de captación total** ( $B_{Ocap}$ ),

$$B_{Ocap} = B_{cap} + 2 * d_p = 2.92m + 2 * 0.60m = 4.12m ,$$

Donde:  $d_p$ : Ancho de la pila, cuyos valores puede ser de 0.60 a 1.50 m.

**Figura 68**

Esquematzación del ejemplo de cálculo de la obra de captación en planta para obra de captación sin presa.



Planta / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

- m) Se determina el **espesor del vertedero de pared ancha** ( $\delta$ ) (**longitud del vertedero** ( $L_{ver}$ )) a partir de la siguiente ecuación y se comprueba que cumpla la siguiente condición:

$$\delta = 1.5 * H + 0.5 * H + c = 1.5 * 2.01m + 0.5 * 2.01m + 0.20m = 4.23m ,$$

Donde: c: Parámetro (asume 0.20).

$$2 \leq \frac{\delta}{H} \leq 8 ,$$

$$2 \leq \frac{4.23m}{2.01m} \leq 8 ,$$

$$2 \leq 2.10m \leq 8, Ok. Si cumple ,$$

- n) Se determina las dimensiones del **canal de transición de salida de la obra de captación**, para lo cual primero se calcula la **longitud horizontal de la transición** ( $L_h$ ),

$$y_{trans} = \frac{Bo_{cap}}{2} - \frac{b_{cc}}{2} = \frac{4.12m}{2} - \frac{2.33m}{2} = 0.90m ,$$

$$L_h = \frac{y_{trans}}{\tan(\alpha_{can})} = \frac{0.90m}{\tan(9^\circ C)} = 5.66m ,$$

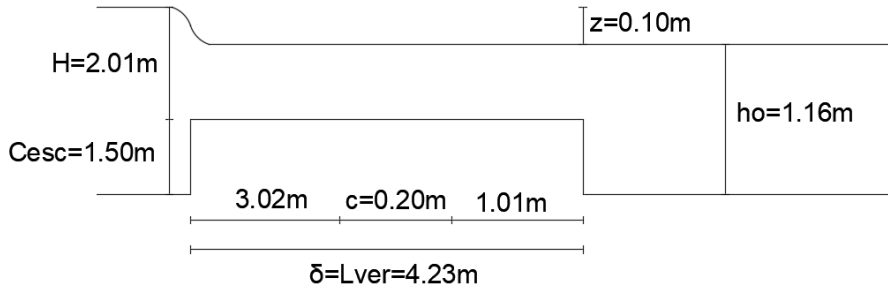
Donde:  $\alpha_{can}$ : Ángulo del canal de transición ( $^\circ C$ ), para lo cual se puede asumir de 9 a 12  $^\circ C$ .

- o) Se determina la **longitud del canal de transición** ( $L_{tran}$ ),

$$L_{tran} = \frac{y_{trans}}{\sin(\alpha_{can})} = \frac{0.90m}{\sin(9^\circ C)} = 5.73m ,$$

**Figura 69**

Esquematzación del ejemplo de cálculo de la obra de captación en corte para obra de captación sin presa.



Corte 1-1 / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

- p) Se determina la **velocidad de acercamiento de la obra de captación** ( $v_{Ocap}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$v_{Ocap} = \frac{Q_{CR}}{B_{Ocap} * (H + C_{esc})} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{4.12m * (2.01m + 1.5m)} = 0.21 \frac{m}{s} ,$$

Consecuentemente, se realiza el análisis del orificio del conducto de purga:

**7.1.1.1.3.6 Orificio del conducto de purga**

Para el análisis del orificio del conducto de purga, hay que tomar en cuentas los siguientes datos de entrada:

- q) Se determina el ancho **visto del orificio** (b) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$b = 3 * d_{arrastre} = 3 * 0.004m = 0.01m ,$$

- r) El **alto de apertura de la compuerta** (a) que varía entre 0 a 1.7 m; para este caso, para un diámetro de partícula de fondo (d=4mm), a=0.60m.

$$a = 0.60m ,$$

- s) Se calcula la capacidad **de descarga del orificio con compuerta** ( $Q_{CDES}$ ) para un diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\varepsilon = \frac{a}{H} = \frac{0.60\text{m}}{2.01\text{m}} = 0.30 ,$$

$$Q_{CDES} = \varepsilon * \varphi * a * b * \sqrt{2 * g * (H_o - \varepsilon * a)} ,$$

$$Q_{CDES} = 0.30 * 0.63 * 0.60\text{m} * 0.01\text{m}$$

$$* \sqrt{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * (2.01\text{m} - 0.30\text{m} * 0.60\text{m})} ,$$

$$Q_{CDES} = 0.01 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ,$$

#### 7.1.1.1.3.7 Conducto de purga y galería de purga.

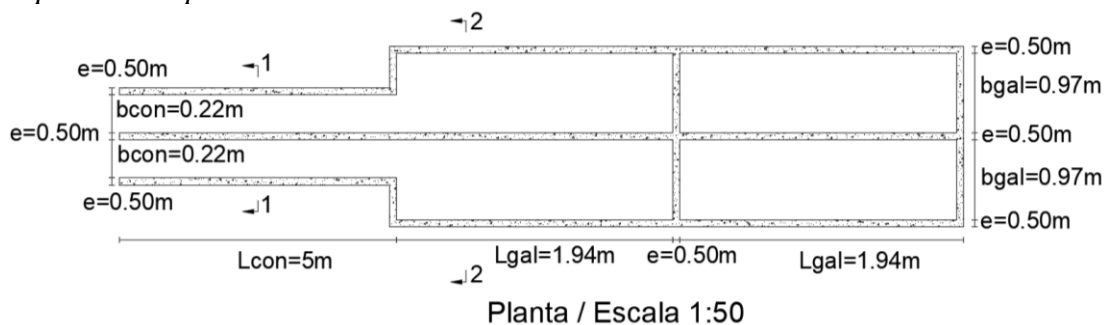
Consecuentemente, se establece el procedimiento para determinar el caudal de la galería de purga. El número de estas obras hidráulicas depende del número de las secciones en las que se ha fraccionado el frente de captación.

- Se adopta el número **de conductos de purga** ( $N_{O_{con}}$ ), generalmente se asume dos conductos de purga,
- Se determina el **caudal del conducto de purga** ( $Q_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_{con} = Q_{CDES} = 0.01 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ,$$

#### Figura 70

*Esquematización del ejemplo de cálculo del conducto-galería de purga para obra de captación sin presa.*



Elaborado por: El autor.



- c) Se determina la sección **de flujo de la capacidad de descarga del orificio** del con compuerta ( $\omega_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$\omega_{con} = \frac{Q_{con}}{v_{o_{cap}}} = \frac{0.01 \frac{m^3}{s}}{0.21 \frac{m}{s}} = 0.039m^2 ,$$

- d) Se estable la relación del alto del conducto de purga y del ancho del conducto de purga ( $h_{con}/b_{con}$ ) cuyos valores son de 0.80 a 0.85,
- e) Se determina el ancho del conducto de purga ( $b_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$\frac{h_{con}}{b_{con}} = 0.80 \Rightarrow h_{con} = 0.80 * b_{con} ,$$

$$\begin{aligned} \omega_{con} &= b_{con} * h_{con} + m * h_{con}^2 \Rightarrow \omega_{con} \\ &= b_{con} * 0.80 * b_{con} + m * (0.80 * b_{con})^2 , \end{aligned}$$

$$\omega_{con} = 0.80 * b_{con}^2 + m * 0.64 * b_{con}^2 ,$$

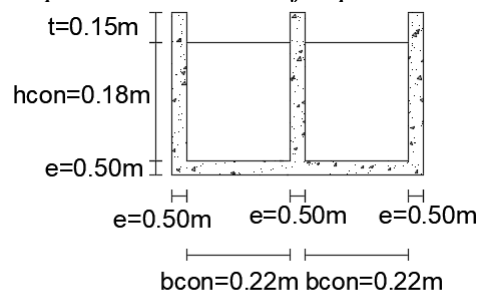
$$\omega_{con} = b_{con}^2 * (0.80 + m * 0.64) ,$$

$$b_{con} = \sqrt{\frac{\omega_{con}}{0.80 + m * 0.64}} = \sqrt{\frac{0.039m^2}{0.80 + 0 * 0.64}} = 0.22m ,$$

$$h_{con} = 0.80 * b_{con} = 0.80 * 0.22m = 0.18m ,$$

### Figura 71

Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga.



Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- f) Se determina el **perímetro mojado del conducto de purga** ( $\chi_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$\chi_{con} = b_{con} + 2 * h_{con} * \sqrt{1 + m^2} = 0.22m + 2 * 0.18m * \sqrt{1 + 0^2} = 0.57m ,$$

- g) Se determina el **radio hidráulico** ( $R_{con}$ ), y el **coeficiente de Chezy** ( $C_{con}$ ) del conducto de purga para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$R_{con} = \frac{\omega_{con}}{\chi_{con}} = \frac{0.039m^2}{0.57m} = 0.07m ,$$

$$C_{con} = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R_{con}} = \frac{1}{0.018} * \sqrt[6]{0.07m} = 35.50 \frac{m^{1/2}}{s} ,$$

- h) Se determina la **fricción longitudinal**<sup>60</sup> ( $\zeta l$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$\zeta l = \frac{2 * g * l}{C_{con}^2 * R_{con}} = \frac{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 5m}{\left(35.50 \frac{m^{1/2}}{s}\right)^2 * 0.07m} = 1.14 ,$$

- i) Se determina las **peridas locales** ( $\sum \zeta$ ) y la **sumatoria total de las pérdidas** ( $\sum \zeta$ ) de la galería de purga,

$$\sum \zeta = \zeta_{en} + \zeta_{sal} + \zeta_{conduclargo} * N_{giros} + \zeta_{conduccorto} * N_{giros} ,$$

$$\sum \zeta = 0.5 + 1 + (0.15 * 2) + (0.25 * 2) = 2.3 ,$$

$$\sum \zeta = \sum \zeta + \zeta l = 2.3 + 1.14 = 3.44 ,$$

Donde:  $\zeta$ : Coeficiente de pérdidas locales<sup>61</sup> (); en la entrada,  $\zeta_{en} = 0.5$ ; en la salida,  $\zeta_{sal} = 1.0$ . Para dos giros, en caso de conductos largos  $2 \times 0.15 = 0.30$ , en caso de conductos cortos  $2 \times 0.25 = 0.50$ .

<sup>60</sup>**Fricción longitudinal:** Es la perdida que se genera a partir de la fricción entre el fluido y las paredes del conducto.

<sup>61</sup>**Coeficiente de pérdidas locales:** Es un factor adimensional que depende de la velocidad con la que transita el fluido y el elemento puntual en cuestión que cause la perdida.

- j) Se determina coeficiente **de descarga**<sup>62</sup> ( $\mu$ ) de la galería de purga para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta}} = \frac{1}{\sqrt{3.44}} = 0.54 ,$$

- k) Se determina el **caudal de la galería de purga** ( $Q_{gal}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$Q_{gal} = \mu * b_{con} * h_{con} * \sqrt{2 * g * Z_{gal}} ,$$

$$Q_{gal} = 0.54 * 0.22\text{m} * 0.18\text{m} * \sqrt{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1.50\text{m}} = 0.11 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ,$$

- l) Se verifica que cumpla la siguiente condición para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$Q_{gal} \leq Q_{dis} ,$$

$$0.11 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} < 3 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} , \text{Ok. Si cumple} ,$$

- m) Se determina la **velocidad del conducto de purga** ( $v_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$v_{con} = \frac{Q_{gal}}{\omega_{con}} = \frac{0.11 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.039\text{m}^2} = 2.92 \frac{\text{m}}{\text{s}} ,$$

- n) Se determina el **número de galerías de purga** ( $N_{gal}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$N_{gal} = n_{secc} + 1 = 3 + 1 = 4 ,$$

- o) Se determina el **ancho de la galería de purga** ( $b_{gal}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

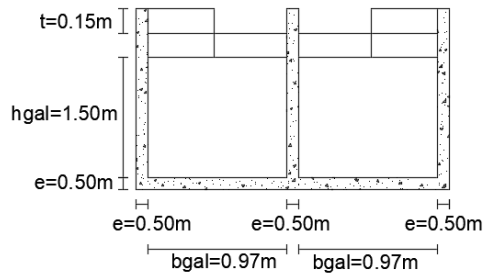
$$b_{gal} = b_{cap} = 0.97\text{m} ,$$

---

<sup>62</sup>**Coefficiente de descarga:** Es un factor adimensional característico de una válvula o compuerta, que permite calcular el caudal con el que descarga esta misma en función de la diferencia de cotas o altura.

### Figura 72

Esquematzación del ejemplo de cálculo del corte 2-2 de la galería de purga para obra de captación sin presa.



Corte 2-2 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- p) Se determina el **tamaño hidráulico** ( $W$ ) del tamaño medio de la partícula de fondo de la grava fina ( $d=4\text{mm}$ ), como en la Tabla 67
- q) Velocidades de sedimentación de las partículas sólidas en suspensión conforme a su diámetro (Arkhangelski (1935)).

$$W = Y_o + \frac{Y_1 - Y_o}{X_1 - X_o} * (X - X_o) = 19.25 + \frac{24.90 - 19.25}{5 - 3} * (4 - 3) = 22.08 \frac{\text{cm}}{\text{s}},$$

- r) Se determina la **concentración de sedimentos de fondo** ( $\rho_{\text{turb}}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\rho_{\text{turb}} = \frac{0.022 * v_{\text{con}}}{W} * \left( R_{\text{con}} * \frac{Z_{\text{gal}}}{l} * \frac{v_{\text{con}}}{W} \right)^{0.5},$$
$$\rho_{\text{turb}} = \frac{0.022 * 2.92 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{0.2208 \frac{\text{m}}{\text{s}}} * \left( 0.07\text{m} * \frac{1.5\text{m}}{5\text{m}} * \frac{2.92 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{0.2208 \frac{\text{m}}{\text{s}}} \right)^{0.5},$$
$$\rho_{\text{turb}} = 0.15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3},$$

#### 7.1.1.1.3.8 Análisis de la capacidad de transporte de sedimentos

Consecuentemente se realiza el análisis de la capacidad de transporte sedimentos para lo cual se va a realizar por medio del método y la teoría de I. I. Leví.

Para lo cual se establece el siguiente procedimiento:

a) Una vez definidos los diámetros de partículas del sedimento de fondo se analizan dos ecuaciones que están en función de la velocidad de flujo para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm):

$$f(u) = \frac{0.2}{(g * d * (g * d)^{0.5}) * \left(\frac{d}{q}\right)^{1.25}} * \left(u^{4.25} - 1.4 * (g * d)^{0.5} * \ln\left(\left(\frac{q}{(7 * u * d)}\right)\right) * u^{3.25}\right),$$

$$f(u) = \frac{0.2}{\left(9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m * \left(9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m\right)^{0.5}\right) * \left(\frac{0.004m}{0.12 \frac{m^3}{m * s}}\right)^{1.25}} * \left(\left(0.86 \frac{m}{s}\right)^{4.25} - 1.4 * \left(9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m\right)^{0.5} * \ln\left(\left(\frac{0.12 \frac{m^3}{m * s}}{(7 * 0.86 \frac{m}{s} * 0.004m)}\right)\right) * \left(0.86 \frac{m}{s}\right)^{3.25}\right),$$

$$f(u) = 0.10007,$$

Y la segunda ecuación que analizaremos es la siguiente para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm):

$$f(u) = \frac{0.2}{g * d * \sqrt{g * d}} * \left(\frac{d}{q}\right)^{1.25} * \left(u^{4.25} - 1.4 * \sqrt{g * d} * \left(\ln\left(\frac{q}{(7 * u * d)}\right)\right) * u^{3.25}\right),$$

$$f(u) = \frac{0.2}{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m * \sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m}} * \left( \frac{0.004m}{0.12 \frac{m^3}{m * s}} \right)^{1.25}$$

$$* \left( \left( 0.86 \frac{m}{s} \right)^{4.25} - 1.4 * \sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m} \right)$$

$$* \left( \ln \left( \frac{0.12 \frac{m^3}{m * s}}{(7 * 0.86 \frac{m}{s} * 0.004m)} \right) \right) * \left( 0.86 \frac{m}{s} \right)^{3.25},$$

$$f(u) = 0.10007 ,$$

b) Para determinar el **caudal que garantiza el transporte de sedimentos** (q),

$$q = \frac{Q_{gal}}{b_{gal}} = \frac{0.11 \frac{m^3}{s}}{0.97m} = 0.12 \frac{m^3}{m * s},$$

c) Se determina la **profundidad de flujo** (h) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$h = \frac{q}{u} = \frac{0.12 \frac{m^3}{m * s}}{0.86 \frac{m}{s}} = 0.14m ,$$

d) Para que estas dos ecuaciones anteriormente presentadas, sean aplicables se debe cumplir la siguiente relación; si no se cumple la relación se debe cambiar la velocidad de flujo (u), para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm):

$$\frac{h}{d} < 300 ,$$

$$\frac{0.14m}{0.004m} < 300 ,$$

$$33.95 < 300, Ok. Si cumple ,$$

e) A continuación, se procede a calcular el **coeficiente de Chezy** (C) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$C = \frac{1}{n} * (h)^{0.25} = \frac{1}{0.020} * (0.14m)^{0.25} = 30.35 \frac{m^{\frac{1}{2}}}{s},$$

- f) Se procede a calcular la **gradiente** (J) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$J = \frac{u^2}{C^2 * h} = \frac{\left(0.86 \frac{m}{s}\right)^2}{\left(30.35 \frac{m^{\frac{1}{2}}}{s}\right)^2 * 0.14m} = 0.006 ,$$

#### 7.1.1.1.4 Etapa tres. – Análisis del desarenador

Consecuentemente, se realiza el análisis del desarenador cuyo procedimiento se describe a continuación:

- g) Se determina el **caudal de una cámara del desarenador** ( $Q_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=1/2mm),

$$Q_{cam} = \frac{Q_{can}}{n_{cam}} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{2} = 1.50 \frac{m^3}{s} ,$$

- h) Se determina la **sección de flujo de todas las cámaras del desarenador** ( $\Omega_{des}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=1/2mm),

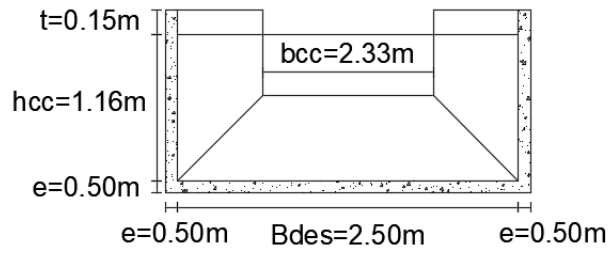
$$\Omega_{DES} = \frac{Q_{can}}{V_M} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.3 \frac{m}{s}} = 10m^2 ,$$

- i) Se determina el **ancho o frente del desarenador** ( $B_{DES}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=1/2mm),

$$B_{DES} = \frac{\Omega_{DES}}{H_M} = \frac{10m^2}{4m} = 2.50m ,$$

**Figura 73**

Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa.



Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- j) Se calcula la **longitud necesaria para las cámaras del desarenador** ( $S_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

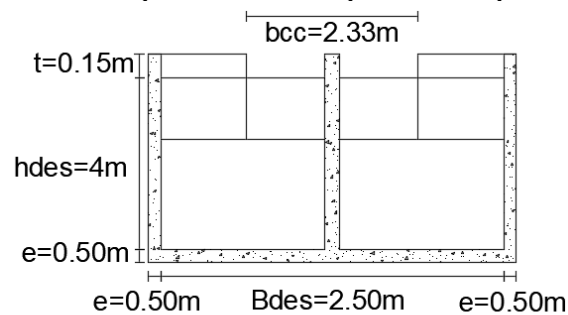
$$S_{cam} = k_{seg} * H_M * \frac{V_M}{w} = 1.4 * 4m * \frac{0.3 \frac{m}{s}}{0.054 \frac{m}{s}} = 31.11m ,$$

- k) Se determina el **ancho de la cámara desarenadora** ( $B_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$B_{cam} = \frac{B_{des}}{n_{cam}} - \frac{dp}{2} = \frac{2.50m}{2} - \frac{0.6m}{2} = 0.95m ,$$

**Figura 74**

Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa.



Corte 2-2 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- l) Se calcula la **profundidad del agua en la cámara** ( $h_{lav}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),



$$Q_{lav} = \frac{Q_{can}}{n_{cam}} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{2} = 1.50m ,$$

$$h_{lav} = \frac{Q_{lav}}{B_{cam} * V_{lav}} = \frac{1.50m}{0.95m * 3.75 \frac{m}{s}} = 0.42m ,$$

m) Se determina la sección **de flujo de la cámara desarenadora** ( $\omega_{cam}$ ) y su **perímetro mojado** ( $\chi_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$\omega_{cam} = B_{cam} * h_{lav} + m_{cam} * h_{lav}^2 = 0.95m * 0.42m + 0 * (0.42m)^2 ,$$

$$\omega_{cam} = 0.40m^2 ,$$

$$\chi_{cam} = B_{cam} + 2 * h_{lav} * \sqrt{1 + m_{cam}^2} ,$$

$$\chi_{cam} = 0.95m + 2 * 0.42m * \sqrt{1 + 0^2} = 1.79m ,$$

n) Se determina el **radio hidráulico de la cámara** ( $R_{cam}$ ) y el **coeficiente de Chezy** ( $C_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$R_{cam} = \frac{\omega_{cam}}{\chi_{cam}} = \frac{0.40m^2}{1.79m} = 0.22m ,$$

$$C_{cam} = \frac{1}{n_{cam}} * \sqrt[6]{R_{cam}} = \frac{1}{0.040} * \sqrt[6]{0.22m} = 19.47 \frac{m^{1/2}}{s} ,$$

o) Se determina la **pendiente de la cámara- desarenador** ( $i_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$i_{cam} = \frac{V_{lav}^2}{C_{cam}^2 * R_{cam}} = \frac{\left(3.75 \frac{m}{s}\right)^2}{\left(19.47 \frac{m^{1/2}}{s}\right)^2 * 0.22m} = 0.17 ,$$

p) Se determina la **capacidad de transporte** ( $\rho_{TR}$ ) que existe en un flujo de agua en el proceso de lavado, y el **volumen muerto de la cámara desarenadora** ( $V_M$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

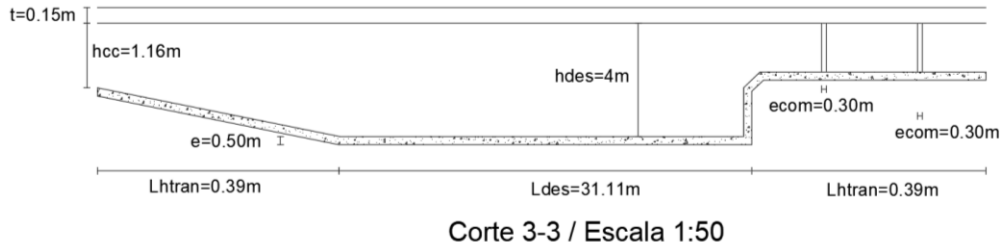
$$\rho_{TR} = 40\% * \rho = 0.40 * 2.25 \frac{kg}{m^3} = 0.90 \frac{kg}{m^3} ,$$

$$\rho_o = 50\% * \rho_{TR} = 0.50 * 0.90 \frac{kg}{m^3} = 0.45 \frac{kg}{m^3},$$

$$V_M = S_{cam} * B_{cam} * h_{lav} = 31.11m * 0.95m * 0.42m = 12.44m^3,$$

**Figura 75**

Esquematzación del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa.



Elaborado por: El autor.

- q) Se determina el **tiempo de lavado** ( $t_{lav}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$t_{lav} = \frac{V_M * \rho_{sed}}{(\rho_{TR} - \rho_o) * Q_{lav}} = \frac{12.44m^3 * 1500 \frac{kg}{m^3}}{\left(0.90 \frac{kg}{m^3} - 0.45 \frac{kg}{m^3}\right) * 1.50 \frac{m^3}{s}} = 27654.32s,$$

$$t_{lav} = 27654.32s * \left| \frac{1min}{60s} \right| = 460.91min,$$

**Figura 76**

Esquematzación del ejemplo de cálculo del desarenador-canal de transición en planta para obra de captación sin presa.



Elaborado por: El autor.

Se determina el **volumen formado como resultado de la acumulación de las fracciones de mayor tamaño a las del cálculo** ( $V_1$ ),

$$V_1 = 0.001 * \mu_c * Q_{cam} * t ,$$

$$\mu_c = 50\% * \rho_{TR} = 0.50 * 0.90 \frac{kg}{m^3} = 0.45 \frac{kg}{m^3} ,$$

$$t = \frac{\delta_{sed}}{Q_{cam} * \mu_c} = \frac{1500kg}{1.50 \frac{m^3}{s} * 0.45 \frac{kg}{m^3}} = 2222.22s ,$$

$$V_1 = 0.001 * 0.50 * 1.50 \frac{m^3}{s} * 2222.22s = 1.67m^3 ,$$

Se determina el **volumen formado como resultado de la acumulación de fracciones de menor tamaño a las del cálculo (V2)**,

$$V_2 = 0.001 * \frac{t * Q_{CAM}}{H_M} * (h_1 * \mu_1 + h_2 * \mu_2 + \dots + h_n * \mu_n) ,$$

$$V_2 = 0.001 * \frac{2222.22s * 1.50 \frac{m^3}{s}}{4m} * (0.0005 * 0.50) = 0.0002m^3 ,$$

Consecuentemente, se determina el canal de transición del desarenador al ingreso y salida, para lo cual se desarrolla el siguiente procedimiento:

- r) Se determina la **longitud de transición en el desarenador** ( $L_{trandes}$ ) y la **longitud horizontal de transición del desarenador** ( $L_{htran}$ ),

$$L_{htran} = \frac{B_{des} - b_{cc}}{2 * \tan(\alpha_{tran})} = \frac{2.50m - 2.33m}{2 * \tan(12.5^\circ C)} = 0.38m ,$$

$$y_{des} = \frac{B_{des}}{2} - \frac{b_{cc}}{2} = \frac{2.50m - 2.33m}{2} = 0.09m ,$$

$$L_{trandes} = \frac{y_{des}}{\sin(\alpha_{tran})} = \frac{0.09m}{\sin(12.5^\circ C)} = 0.40m ,$$

$$L_{htran} \leq \frac{1}{3} * S_{cam} ,$$

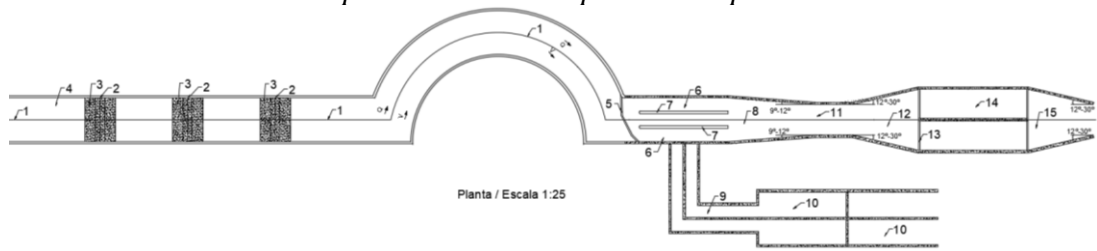
$$0.38m \leq \frac{1}{3} * 31.11m ,$$

$$0.38m < 10.37m, Ok. Si cumple ,$$

En ANEXOS se presentan los esquemas utilizados en el ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de sedimentos en una captación directa sin presa.

**Figura 77**

*Presentación esquemática general de las tres etapas de los elementos hidráulicos del control de los sedimentos para la obra de captación sin presa.*



**Nota:** 1-Eje del río; 2-Eje de la cresta sumergida; 3-Cresta sumergida; 4-Río; 5-Cresta poligonal en planta; 6-Obra de captación; 7-Pila; 8-Canal de transición de la obra de captación; 9-Conducto de purga; 10-Galería de purga; 11-Canal de conducción; 12-Ingreso al canal de transición del desarenador; 13-Compuerta; 14-Desarenador; 15-Salida del canal de transición del desarenador. Elaborado por: El autor.

### **7.1.1.2 Ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de los sedimentos en una captación directa de montaña con presa.**

En esta sección se procede a realizar un ejemplo de cálculo de las tres etapas antes mencionadas para lo cual tomaremos en cuenta un valor de caudal ( $Q=30m^3/s$ ), pendiente de río ( $i=0.05$ ), ancho de río ( $b=5m$ ), radio de curvatura ( $r=25m$ ), coeficiente de talud ( $m=1$ ).

#### **7.1.1.2.1 Primera Etapa. – Determinación de la retención del sedimento grueso por medio de la cresta sumergida.**

- a) Se determina el ángulo de inclinación del río ( $\alpha_r$ ), a partir de la siguiente ecuación,

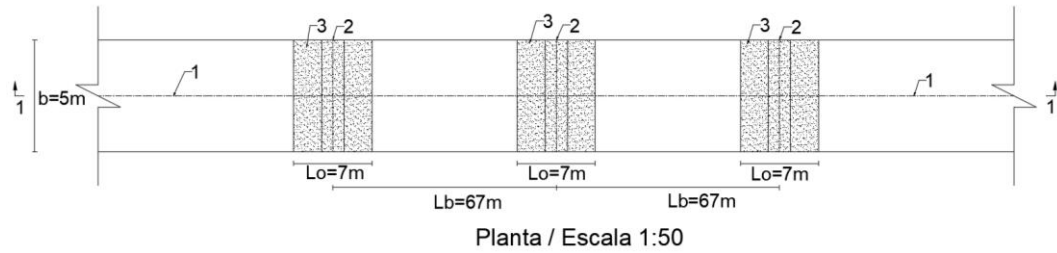
$$\alpha_r = \sin^{-1}(i) = \sin^{-1}(0.05) = 2.87 ,$$

- b) Se determina la **longitud del prisma de sedimentación** ( $X_{cr}$ ),

$$X_{cr} = \frac{h_s}{\tan(\alpha_r)} = \frac{3m}{\tan(2.87)} = 59.92m ,$$

**Figura 78**

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para una obra de captación con presa.



**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida. Elaborado por: El autor.

- c) Se determina el volumen del prisma de sedimentación (V),

$$V = \frac{1}{2} * X_{cr} * h_s * b = \frac{1}{2} * 59.92m * 3m * 5m = 449.4m^3 ,$$

- d) Se calcula la masa **total de los sedimentos por año** (M/año) y su respectivo **volumen de sedimentos por año** (V/año). Para este cálculo, se tomará en cuenta un periodo de crecida de 6 meses y su respectiva conversión de unidades como se indica en la Tabla 11, para la concentración de sedimentos en este ejemplo de cálculo se toma en cuenta un promedio cuyo valor es 5 kg/m<sup>3</sup>,

$$M/año = Q * \rho * 365 * 24 * 3600 * 0.5 ,$$

$$M/año = 30 \frac{m^3}{s} * 5 \frac{kg}{m^3} * \left| \frac{365días}{1año} \right| * \left| \frac{24horas}{1día} \right| * \left| \frac{3600s}{1hora} \right| = 4730400000 \frac{kg}{año} ,$$

$$M/año = 4730400000 \frac{kg}{año} * \left| \frac{1año}{12meses} \right| * 6meses = 2365200000 \frac{kg}{año} ,$$

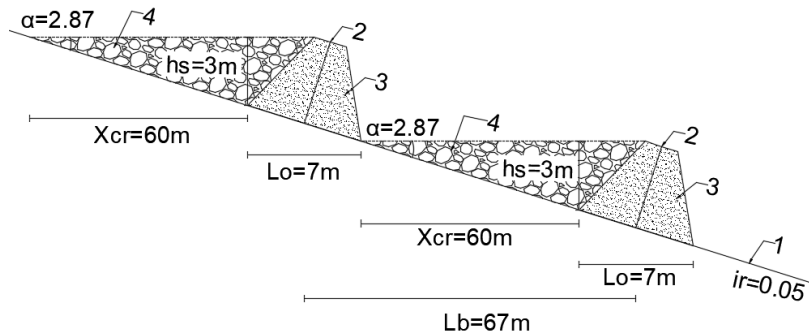
$$V/año = \frac{M/año}{\gamma_{sed}} = \frac{2365200000 \frac{kg}{año}}{1500 \frac{kg}{m^3}} = 1576800 \frac{m^3}{año} ,$$

Como se indica en la Tabla 11

*Análisis del periodo de crecida con su respectiva conversión de unidades.*

**Figura 79**

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para una obra de captación con presa.



Corte 1-1 / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida, 4-Volumen del prisma de sedimentación. El autor.

- e) Se **determina el volumen del sedimento grueso** ( $V_{sedg}$ ), para lo cual se toma en cuenta un porcentaje de sedimento grueso (30% a 40%), y los meses para los cuales el sedimento grueso se va a transportar a partir de los 6 meses (periodo de crecida), van de 3 meses a 4 meses. Para este caso se asumirá un porcentaje de sedimento grueso ( $k_{vsf}$ ) del 40% y el número de meses para el sedimento grueso ( $M_{sedg}$ ) de 4 meses.

$$V_{sedg} = \frac{V/año * M_{sedg} * k_{vsf}}{6meses} = \frac{1576800 \frac{m^3}{año} * 4meses * 0.40}{6meses}$$

$$= 420480 \frac{m^3}{año},$$

- f) Se determina el **porcentaje de retención de los sedimentos por año** (%ret), la **longitud base de la sección transversal de la barrera** ( $L_o$ ) y la **distancia entre barreras** ( $L_b$ ).

$$\% ret = \left( \frac{V}{V_{sedg}} \right) * 100 = \left( \frac{449.44m^3}{420480 \frac{m^3}{año}} \right) * 100\% = 0.11\%,$$

$$L_o = (2 * m * h_s) + 1 = (2 * 1 * 3m) + 1 = 7m,$$

$$L_B = X_{cr} + L_o = 59.92m + 7m = 66.92m,$$

g) Se determina el **número de prismas** ( $N_{pris}$ ),

$$N_{pris} = \frac{L_{río}}{L_B} = \frac{2000m}{66.92m} = 30 ,$$

h) Luego se determina el **tiempo de llenado anualmente** ( $T_{llen1}$ ).

$$T_{llen1} = \frac{V}{V_{sedg}} = \frac{449.44m^3}{420480 \frac{m^3}{año}} = 0.001año ,$$

i) Se calcula el **volumen de sedimentos por mes** ( $V/mes$ ) y su respectivo **tiempo de llenado mensualmente** ( $T_{llen2}$ ).

$$\frac{V}{mes} = \frac{V_{sedg}}{M_{sedg} * k_{vsf}} = \frac{420480 \frac{m^3}{año}}{4meses * 0.40} = 262800 \frac{m^3}{meses} ,$$

$$T_{llen2} = \frac{V}{V/mes} = \frac{449.44m^3}{262800 \frac{m^3}{meses}} = 0.002meses ,$$

j) A continuación, se determina el **volumen de sedimentos por día** ( $V/días$ ) y su respectivo **tiempo de llenado diariamente** ( $T_{llen3}$ ).

$$\frac{V}{días} = \frac{Q * \rho}{\gamma_{sed}} = \frac{30 \frac{m^3}{s} * 5 \frac{kg}{m^3} * \left| \frac{365días}{1año} \right| * \left| \frac{24horas}{1día} \right| * \left| \frac{3600s}{1hora} \right|}{1500 \frac{kg}{m^3}}$$

$$= 3153600 \frac{m^3}{días} ,$$

$$\frac{V}{días} = 3153600 \frac{m^3}{año} * \left| \frac{1año}{365días} \right| = 8640 \frac{m^3}{días} ,$$

$$T_{llen3} = \frac{V}{V/días} = \frac{449.44m^3}{8640 \frac{m^3}{días}} = 0.05días ,$$

k) Se procede a determinar el **porcentaje de retención de los sedimentos en función del número de prismas** ( $\%ret_{Npris}$ ).

$$\%ret_{Npris} = \%ret * N_{pris} = 0.11\% * 30 = 3.21\% ,$$

Una vez determinado el análisis de la retención de los sedimentos de fondo en los prismas de sedimentación. Se procede con el análisis de la segunda etapa.

### 7.1.1.2.2 Segunda Etapa.

#### 7.1.1.2.2.1 Análisis de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X).

Para determinar la abscisa desde el inicio desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), a partir del siguiente procedimiento:

- a) Se establecen los valores del tamaño medio de las partículas ( $d_m$ ) del sedimento de fondo, en este caso, se tomará en cuenta los límites de los diámetros de la grava mediana (16 mm – 4 mm),
- b) Se asume el valor de la profundidad de flujo (h), el cual, es necesario iterar hasta que los valores del **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ) y del **módulo del caudal** (k) sean iguales ( $K_{NEC}=k$ ), para que este valor sea el ideal,
- c) Se determina la **sección del flujo del río** ( $\omega$ ) y su respectivo **perímetro mojado** ( $\chi$ ). Para lo cual se asume un valor de la **profundidad de flujo** (h) de 0.69m,

$$\omega = b * h + m * h^2 = 5m * 0.69m + 1 * 0.69^2m^2 = 3.93m^2,$$

$$\chi = b + 2 * h * \sqrt{1 + m^2} = 5m + 2 * 0.69m * \sqrt{1 + 1^2},$$

$$\chi = 5m + 2 * 0.69m * \sqrt{2} = 6.95m,$$

- d) Se calcula el radio **hidráulico** (R) y el **coeficiente de Chezy** (C).

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{3.93m^2}{6.95m} = 0.56m,$$

$$C = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R} = \frac{1}{0.020} * \sqrt[6]{0.56m} = 45.46m^{1/2} * s^{-1},$$

- e) Se calcula el valor del **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ),



$$K_{NEC} = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{30 \text{ m}^3/\text{s}}{\sqrt{0.05}} = 134.164 \text{ m}^3/\text{s},$$

f) Luego se procede a determinar el **módulo del caudal** (k),

$$k = \omega * C * \sqrt{R} = 3.93 \text{ m}^2 * 45.46 \text{ m}^{1/2} * \text{s}^{-1} * \sqrt{0.56 \text{ m}} = 134.165 \frac{\text{m}^3}{\text{s}},$$

a) Se comprueba que los valores del **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ) y del **módulo del caudal** (k) sean iguales para que el valor asumido de la profundidad de flujo sea el ideal (h), de no ser iguales los valores ( $K_{NEC}=k$ ) se asume otro valor de la profundidad de flujo (h), y se vuelven a calcular los valores de los pasos l), m), n), o) y p),

$$k = K_{NEC},$$

$$134.164 \text{ m}^3/\text{s} = 134.164 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ Ok. Si cumple,}$$

g) Una vez verificado que el valor de la **profundidad de flujo** (h) es ideal, se determina el valor de la **velocidad media** (V),

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{30 \text{ m}^3/\text{s}}{3.93 \text{ m}^2} = 7.64 \text{ m}/\text{s},$$

h) Y finalmente se determina el valor de la **abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación** (X), para los tamaños medios de partículas de la grava mediana.

Para  $d=16\text{mm}$  (grava mediana), el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X_{16}$ ), es:

$$X = \sqrt{\frac{k_r^2 * b * r * C * (V - 15.3 * d_m^{0.633}) * h}{\sqrt{g} * h * V}},$$

$X_{16}$

$$= \sqrt{\frac{0.4^2 * 5 \text{ m} * 25 \text{ m} * 45.46 \text{ m}^{1/2} * \text{s}^{-1} * (7.64 \text{ m}/\text{s} - 15.3 * 0.016 \text{ m}^{0.633}) * 0.69 \text{ m}}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} * 0.69 \text{ m} * 7.64 \text{ m}/\text{s}}},$$

$$X_{16} = 15.74m ,$$

Para  $d=4mm$  (grava mediana), el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X_4$ ), es:

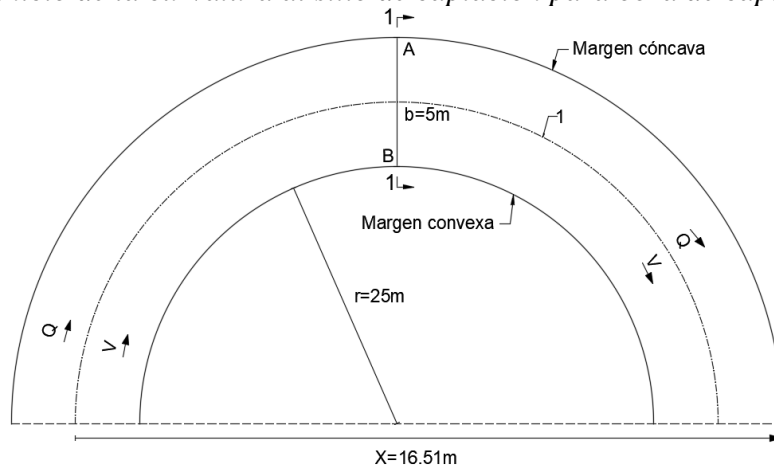
$$X_4$$

$$= \sqrt{\frac{0.4^2 * 5m * 25m * 45.46m^{1/2} * s^{-1} * (7.64 m/s - 15.3 * 0.004m^{0.633}) * 0.69m}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.69m * 7.64 m/s}}}$$

$$X_4 = 16.51m ,$$

### Figura 80

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa.

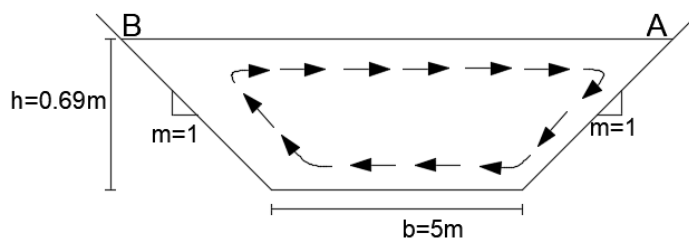


Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río. Elaborado por: El autor.

### Figura 81

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa.



Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

Una vez determinado la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), se procede con la determinación de la cresta poligonal en planta para la retención de los sedimentos:

### 7.1.1.2.3 Cresta poligonal en planta para la retención de sedimentos.

#### 7.1.1.2.3.1 Cauce regulado (reconformado)

Para empezar con la determinación de la cresta poligonal en planta se realiza el análisis del cauce regulado (reconformado), a partir del siguiente procedimiento:

- i) Se determina el **ancho o frente estable en el tramo rectangular del cauce** ( $B_{rec}$ ) del río,

$$Q_i = 0.1 * Q = 0.1 * 30 \frac{m^3}{s} = 3 \frac{m^3}{s},$$

$$B_{rec} = \frac{2.6}{i^{0.2}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4} = \frac{2.6}{0.05^{0.2}} * \left( \frac{3 \frac{m^3}{s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2}}} \right)^{0.4} = 4.65m,$$

- j) Se calcula el **ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado** ( $B_{cur}$ ) del río,

$$B_{cur} = k_{iQ} * B_{rec} = 0.95 * 4.65m = 4.42m,$$

Donde:  $k_{iQ}$ : Coeficiente que depende de la pendiente del cauce y del caudal de diseño<sup>63</sup>, sus valores están entre (0.95 – 1).

- k) Se determina el **radio medio de la curvatura del eje geométrico del cauce regulado** ( $R_{cur}$ ) del río,

$$R_{cur} = \frac{3}{i^{0.5}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4} = \frac{3}{0.05^{0.5}} * \left( \frac{3 \frac{m^3}{s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2}}} \right)^{0.4} = 13.19m,$$

<sup>63</sup> **Caudal de diseño.** – Caudal correspondiente a la crecida de diseño; en los sistemas de derivación, generalmente es igual al pico de dicha crecida.

- l) Se calcula la **longitud en el eje geométrico del cauce con curvatura (L)** del río,

$$L = \frac{\pi * R_{cur} * \varphi}{180} = \frac{\pi * 13.19m * 69^\circ}{180} = 15.88m ,$$

$$L_{con} = (3 - 5) * B_{cur} = 4 * 4.42m = 17.68m ,$$

$$L_{con} \geq L ,$$

$$17.68m > 15.88m, Ok. Si cumple ,$$

- m) Se determina la **profundidad media en el tramo estable rectangular del cauce de acercamiento (H)** del río,

$$H = \frac{0.3}{i^{0.03}} * \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0.4} = \frac{0.3}{0.05^{0.03}} * \left( \frac{3 \frac{m^3}{s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2}}} \right)^{0.4} = 0.32m ,$$

- n) Se calcula la **profundidad media de flujo en el tramo regulado con curvatura (H<sub>cur</sub>)**, para lo cual con una pendiente del cauce  $i \geq 0.01$ ,

$$H_{cur} = H * \left[ 1 + \left( \frac{\gamma_{sed} - \gamma_m}{\gamma_m} \right) * \frac{0.3}{i^{0.3}} * \frac{B}{R} \right] ,$$

$$H_{cur} = 0.32m * \left[ 1 + \left( \frac{1700 \frac{kg}{m^3} - 1000 \frac{kg}{m^3}}{1000 \frac{kg}{m^3}} \right) * \frac{0.3}{0.05^{0.3}} * \frac{4.65m}{13.19m} \right] = 0.36m ,$$

- o) Se determina la **profundidad de llenado del cauce trapezoidal (H<sub>TR10%</sub>)** para el caudal Q<sub>i</sub>,

$$H_{TR10\%} = \frac{B_{cur} - \sqrt{B_{cur}^2 - 4 * m * B_{cur} * H_{cur}}}{2 * m} ,$$

$$H_{TR10\%} = \frac{4.42m - \sqrt{(4.42m)^2 - 4 * 1 * 4.42m * 0.36m}}{2 * 1} = 0.40m ,$$

- p) Se calcula la **velocidad media de flujo (v)**,

$$v_{10\%} = \frac{Q_{10\%}}{B_{cur} * H_{TR10\%}} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{4.42m * 0.40m} = 1.69 \frac{m}{s} ,$$

q) Se determina la **profundidad máxima en la margen cóncava** ( $H_{maxcur}$ ),

$$\varepsilon = \frac{R_{cur}}{B_{cur}} = \frac{13.19m}{4.42m} = 2.98,$$

$$H_{maxcur} = H_{cur} * \varepsilon * \varepsilon_1 = 0.36m * 2.98 * 0.90 = 0.98m,$$

Donde:  $\varepsilon_1$ : Coeficiente que considera la proyección horizontal del talud mojado del dique (), para  $m=1$ ,  $\varepsilon_1=0.9$ .

r) Se calcula el valor **máximo de la pendiente transversal de la superficie libre** ( $i_t$ ),

$$i_t = \frac{v^2}{R_{cur} * g} = \frac{\left(1.69 \frac{m}{s}\right)^2}{13.19m * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.022,$$

s) Se determina la **altura del recorrido del flujo de agua sobre el talud de la margen cóncava** ( $\Delta Z$ ),

$$\Delta Z = i_t * B_{cur} = 0.022 * 4.42m = 0.10m,$$

t) Se determina el **alto del muro izquierdo** ( $H_{mi}$ ),

$$H_{mi} = H_{maxcur} + \Delta Z + \Delta H_{rs} + \Delta H_{ri},$$

$$H_{mi} = 0.98m + 0.10m + 0.5m + 1.1m = 2.68m,$$

Donde:  $\Delta H_{rs}$ : Reserva o borde libre del alto de la construcción sobre el nivel de cálculo del agua (m) (se puede asumir un valor de 0.5 m);  $\Delta H_{ri}$ : Profundidad de reserva bajo la cota más bajo del cauce erosionable (m) (este valor se lo puede asumir dentro de 1.1 – 1.8 m).

u) Se determina el **alto del muro derecho** ( $H_{md}$ ),

$$H_{md} = H_{TR10\%} + \Delta H_{rs} + \Delta H_{ri} = 0.40m + 0.5m + 1.1m = 2.00m,$$

v) Se calcula el **ancho superior del cauce de acercamiento** ( $B_s$ ) para el coeficiente de talud  $m=1$ ,

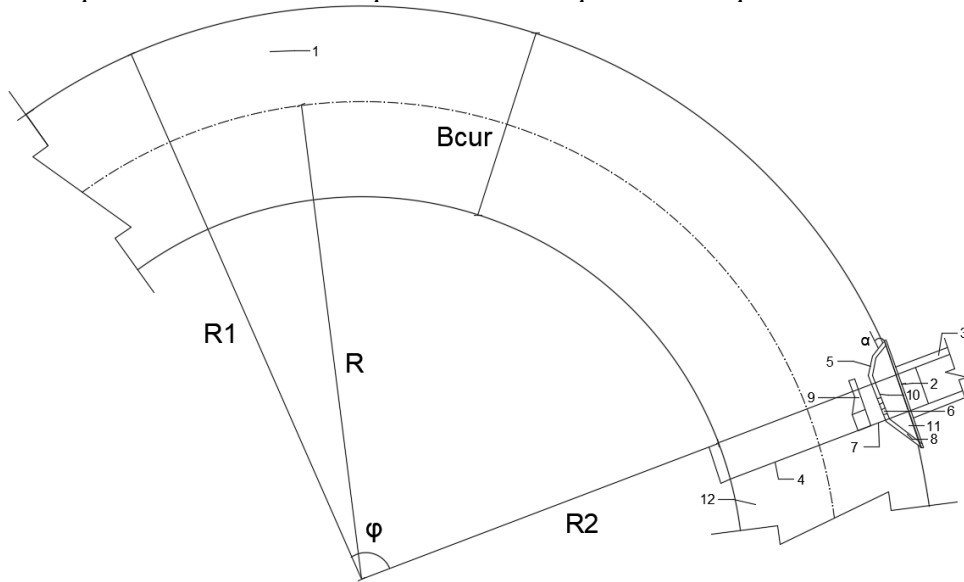
$$B_s = B_{cur} + 2 * m * \Delta h = 4.42m + 2 * 1 * 0.5m = 5.42m,$$

w) Se calcula el **ancho en el fondo del cauce regulado (reconformado)** ( $b_{reg}$ ),

$$b_{reg} = B_{cur} - 2 * m * H_{10\%} = 4.42m - 2 * 1 * 0.32m = 3.77m ,$$

**Figura 82**

*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación con presa.*



Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1- cauce regulado (reconformado) de acercamiento; 2- obra de cabecera de la construcción de captación; 3- canal de derivación; 4- frente de la restitución; 5- cresta interceptora de sedimentos con quiebres en planta; 6- orificio para captaciones de emergencia; 7- orificios de lavado; 8- vertedero de emergencia; 9- muro divisorio; 10- muro divisorio; 11- cámara de captación; 12- cauce de restitución. (YE. I. Shkulanov, 2014).

**7.1.1.2.3.2 Cresta poligonal en planta**

Consecuentemente se establece el procedimiento para determinar la cresta poligonal en planta para la retención de sedimentos, la cual está conformada por tres secciones: “a”, “b” y “c”, para ello se realiza los siguientes pasos:

a) Se determina la **carga sobre la sección media de cresta protectora** ( $H_{CPS}$ ),

$$H_{CPS} = 0.217 * Q_{CPS}^{0.37} = 0.217 * \left( 3 \frac{m^3}{s} \right)^{0.37} = 0.33m ,$$

b) Se calcula la **longitud total de la cresta protectora ante los sedimentos** ( $L_{CPS}$ ),

$$Q_{CPS} = Q_{DER} = m_{CPS} * L_{CPS} * \sqrt{2 * g} * H_{CPS}^{\frac{3}{2}},$$

$$L_{CPS} = \frac{Q_{CPS} = Q_{DER}}{m_{CPS} * \sqrt{2 * g} * H_{CPS}^{\frac{3}{2}}} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.33 * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} * (0.33m)^{\frac{3}{2}}} = 11.03m,$$

Donde:  $m_{CPS}$ : Coeficiente de descarga de la cresta poligonal (); experimentalmente se ha establecido que se encuentra entre (0.31 – 0.33).

- c) Se calcula la **carga al final de la cresta protectora** ( $H_2$ ),

$$H_2 = 2 * H_{CPS} = 2 * 0.33m = 0.65m,$$

- d) Se determina la **pendiente de la cresta protectora** ( $i_{CPS}$ ),

$$i_{CPS} = \frac{H_2}{L_{CPS}} = \frac{0.65m}{11.03m} = 0.06,$$

- e) Se determina la **dimensión en planta de la sección anterior** (a) de la cresta poligonal en planta,

$$a = 0.45 * L_{CPS} = 0.45 * 11.03m = 4.97m,$$

- f) Se determina la **longitud de la última sección** (c) de la cresta poligonal en planta,

$$c = 1.1 * H_2 = 1.1 * 0.65m = 0.72m,$$

- g) A continuación, se determina la **longitud de la sección intermedia** (b) de la cresta poligonal en planta,

$$b = L_{CPS} - a - c = 11.03m - 4.97m - 0.72m = 5.35m,$$

- h) Se determina el **ángulo de la primera sección de la cresta con la pared lateral** ( $\alpha_1$ ),

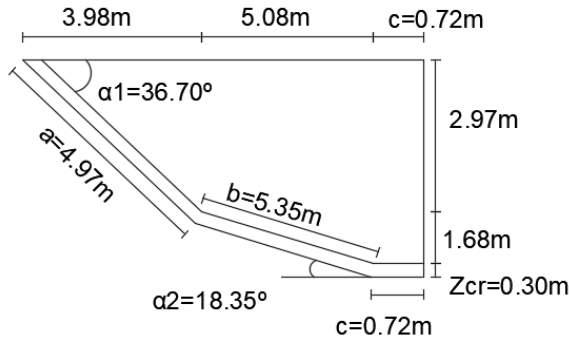
$$\alpha_1 = 23.2 + 270 * i_{rio} = 23.2 + 270 * 0.05 = 36.70^\circ,$$

- i) Se determina el **ángulo de la segunda sección con el eje del flujo en el río** ( $\alpha_2$ ),

$$\alpha_2 = \frac{\alpha_1}{2} = \frac{36.70^\circ}{2} = 18.35^\circ,$$

**Figura 83**

*Presentación esquemática del ejemplo de la cresta poligonal en planta para obra de captación con presa.*



**Planta / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

- j) Se calcula el ancho **de la cámara de captación al final de la cresta protectora** ( $B_{CPS}$ ),

$$B_{CPS} = a * \sin \alpha_1 + b * \sin \alpha_2 ,$$

$$B_{CPS} = 4.97m * \sin(36.70^\circ) + 5.35m * \sin(18.35^\circ) = 4.65m ,$$

- k) Se asume el **ancho de la cresta constructiva** ( $Z_{CR}$ ) igual a 0.3 m  
 l) Se calcula el **alto de la cresta** ( $P_{CPS}$ ),

$$P_{CPS} = (5.5 - 6.5) * H_{CPS} = 5.8 * 0.33m = 1.89m ,$$

- m) Sobre esta base, la **carga** ( $H$ ),

$$H = H_{CPS} + P_{CPS} = 0.33m + 1.89m = 2.22m ,$$

**7.1.1.2.3.3 Análisis del cauce en el río**

Consecuentemente, se realiza el análisis del cauce en el río, para lo cual hay que tomar en cuenta los siguientes datos: 1) El ancho del cauce del río ( $B_{CR}$ ), este valor corresponde al frente de la compuerta de control automático, y 2) Carga aguas arriba ( $H_c$ ). Se procede a desarrollar el procedimiento para el análisis del cauce en el río:



- a) Se analiza el frente del cauce en río como vertedero de pared ancha, en cuyo caso el **caudal** ( $Q_{CR}$ ),

$$Q_{CR} = m * B_{CR} * \sqrt{2 * g} * H_o^{\frac{3}{2}} = 0.385 * 4.65m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} * (2.22m)^{\frac{3}{2}}$$

$$= 26.17 \frac{m^3}{s},$$

- b) Se determina la **velocidad de acercamiento** ( $v_o$ ),

$$w_{acer} = H * B_{acer} = 2.22m * 5m = 11.08m^2,$$

$$v_o = \frac{Q_{CR}}{w_{acer}} = \frac{26.17 \frac{m^3}{s}}{11.08m^2} = 2.36 \frac{m}{s},$$

- c) En consecuencia, considerando la carga de velocidad la **carga total** ( $H_o$ ) es,

$$H_o = H + \frac{v_o^2}{2 * g} = 2.22m + \frac{\left(2.36 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 2.50m,$$

- d) Cabe mencionar que una vez determinada la carga de la velocidad de la carga total, otra vez se debe recalculer el **caudal en el frente del cauce del río** ( $Q_{CR}$ ),

$$Q_{CR} = m * B_{CR} * \sqrt{2 * g} * H_o^{\frac{3}{2}} = 0.385 * 4.65m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} * (2.50m)^{\frac{3}{2}}$$

$$= 31.36 \frac{m^3}{s},$$

#### 7.1.1.2.3.4 Canal de conducción

Se procede a determinar el canal de conducción para la transición de la obra de captación y del desarenador, para lo cual el procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Se establece el tipo de material del revestimiento del canal de conducción, a partir del **coeficiente de Manning** ( $n$ ), y un **ancho relativo** ( $\beta_{rel}$ ), cuyos valores van de 0.82 a 3,

$$\beta_{rel} = 2,$$

$$\beta_{rel} = \frac{b_{cc}}{h_{cc}} \Rightarrow b_{cc} = \beta_{rel} * h_{cc} ,$$

$$b_{cc} = 2 * h_{cc} ,$$

- b) A partir de la **sección de flujo** ( $\omega$ ) (determinada en el análisis de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación), se determina la **profundidad de flujo del canal de conducción** ( $h_{cc}$ ),

$$\omega_{cc} = b_{cc} * h_{cc} + m * h_{cc}^2 ,$$

$$3.93m^2 = 2 * h_{cc} * h_{cc} + m * h_{cc}^2 ,$$

$$3.93m^2 = 2 * h_{cc}^2 + m * h_{cc}^2 ,$$

$$h_{cc} = \sqrt{\frac{3.93m^2}{2 + m}} = \sqrt{\frac{3.93m^2}{2 + 1}} = 1.14m ,$$

- c) Se determina el **ancho del canal de conducción** ( $b_{cc}$ ),

$$b_{cc} = 2 * h_{cc} = 2 * 1.14m = 2.29m ,$$

- d) Se determina la **sección del flujo** ( $\chi_{cc}$ ), el **radio hidráulico** ( $R_{cc}$ ) y el **coeficiente de Chezy** del canal de conducción ( $C_{cc}$ ),

$$\chi_{cc} = b_{cc} + 2 * h_{cc} * \sqrt{1 + m^2} = 2.29m + 2 * 1.14m * \sqrt{1 + 1^2}$$

$$= 2.29m + 3.23m ,$$

$$\chi_{cc} = 5.52m ,$$

$$R_{cc} = \frac{\omega_{cc}}{\chi_{cc}} = \frac{3.93m^2}{5.52m} = 0.71m ,$$

$$C_{cc} = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R_{cc}} = \frac{1}{0.013} * \sqrt[6]{0.71m} = 72.67m^{1/2} * s^{-1} ,$$

- e) Se calcula el **módulo del caudal** ( $k_{cc}$ ) y la **pendiente** del canal de conducción ( $i_{cc}$ ),

$$k_{cc} = \omega_{cc} * C_{cc} * \sqrt{R_{cci}} = 3.93m^2 * 72.67m^{1/2} * s^{-1} * \sqrt{0.71m} = 240.594 \frac{m^3}{s} ,$$

$$i_{cc} = \frac{V^2}{R_{cc} * C_{cc}^2} = \frac{(7.64 \text{ m/s})^2}{0.71 \text{ m} * (72.67 \text{ m}^{1/2} * \text{s}^{-1})^2} = 0.016 ,$$

- f) Para determinar la **altura constructiva del canal de conducción** ( $h_{cccons}$ ) se debe tomar en cuenta un **borde libre** (t),

$$h_{cccons} = h_{cc} + t = 1.14 \text{ m} + 0.30 \text{ m} = 1.44 \text{ m} ,$$

Donde:  $h_{cc}$ : Profundidad de flujo del canal de conducción; t: Borde libre que depende del caudal: 1) Para  $Q < 5 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $t = (0.30-0.40) \text{ m}$ , 2) Para  $5 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $t = (0.40-0.60) \text{ m}$ ; y 3) Para  $10 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 20 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $t = (0.60-0.80) \text{ m}$ .

Para verificar que la **profundidad de flujo del canal de conducción** ( $h_{cc}$ ) es la ideal, se debe realizar el siguiente procedimiento:

- g) Se determina el **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ),

$$K_{NEC} = \frac{Q}{\sqrt{i_{cc}}} = \frac{30 \text{ m}^3/\text{s}}{\sqrt{0.016}} = 240.594 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ,$$

- h) Se asume una **profundidad de flujo del canal de conducción** ( $h_{cc}$ ), para determinar una nueva **sección de flujo** ( $\omega_{cc}$ ), un nuevo **perímetro mojado** ( $\chi_{cc}$ ), un nuevo **radio hidráulico** ( $R_{cc}$ ), un nuevo **coeficiente de Chezy** ( $C_{cc}$ ) (para lo cual se debe considerar el coeficiente de Manning máximo ( $n_{max}$ ) del tipo de revestimientos asumido) y un nuevo **módulo del caudal** ( $k_{cc}$ ) del canal de conducción, a partir de las ecuaciones vistas anteriormente,

$$h_{ccnmax} = 1.21 \text{ m} ,$$

$$b_{ccnmax} = 2 * h_{ccnmax} = 2 * 1.21 \text{ m} = 2.41 \text{ m} ,$$

$$\omega_{ccnmax} = b_{ccnmax} * h_{ccnmax} + m * h_{ccnmax}^2 ,$$

$$\omega_{ccnmax} = 2.41 \text{ m} * 1.21 \text{ m} + 1 * (1.21 \text{ m})^2 = 4.37 \text{ m}^2 ,$$

$$\chi_{ccnmax} = b_{ccnmax} + 2 * h_{ccnmax} * \sqrt{1 + m^2} = 2.41 \text{ m} + 2 * 1.21 \text{ m} * \sqrt{1 + 1^2} ,$$

$$\chi_{ccnmax} = 2.41 \text{ m} + 3.42 \text{ m} = 5.83 \text{ m} ,$$

$$R_{ccnmax} = \frac{\omega_{ccnmax}}{\chi_{ccnmax}} = \frac{4.37m^2}{5.83m} = 0.75m,$$

$$C_{ccnmax} = \frac{1}{n_{max}} * \sqrt[6]{R_{ccnmax}} = \frac{1}{0.015} * \sqrt[6]{0.75m} = 63.55m^{1/2} * s^{-1},$$

$$k_{ccnmax} = \omega_{ccnmax} * C_{ccnmax} * \sqrt{R_{ccnmax}}$$

$$= 4.37m^2 * 63.55m^{1/2} * s^{-1} * \sqrt{0.75m},$$

$$k_{ccnmax} = 240.594 \frac{m^3}{s},$$

- i) Se verifica que el nuevo **módulo de caudal** ( $k_{cc}$ ) determinado sea igual al **módulo del caudal necesario** ( $K_{NEC}$ ), es decir  $k_{cc}=K_{NEC}$ , caso contrario si no son iguales se repite nuevamente los pasos k), l), m), n), y o).
- j) Una vez determinado la nueva **profundidad de flujo** ( $h_{cc}$ ) se verifica que cumpla la siguiente condición,

$$h_{ccnmax} < h_{cc} + t$$

$$1.21m < 1.14m + 0.30m$$

$$1.21m < 1.44m, Ok. Si cumple$$

Es decir que la nueva **profundidad de flujo** calculada ( $h_{cc}$ ) debe ser menor que la **altura constructiva del canal** ( $h_{ccons}$ ),

#### 7.1.1.2.3.5 Obra de captación

Consecuentemente se determina la obra de derivación directa, es decir la obra de captación u obra de toma, para lo cual se realizará el siguiente procedimiento:

- a) Se adopta el **alto del escalón** ( $C_{esc}$ ), a partir de los siguientes casos: 1) Sedimento de fondo tipo grava,  $C_{esc} = (1-1.5 m)$ ; y 2) Sedimento de fondo arenoso,  $C_{esc} = (1.5-2 m)$ . En este ejemplo se asume un alto de escalón de 1.5m.
- b) Se adopta el **número de secciones** ( $n_{secc}$ ) que se va a dividir la obra de captación, generalmente el número de secciones que se adopta son 3, ya que

esto permite que la obra de captación al estar en mantenimiento pueda seguir operando normalmente.

- c) Para realizar el primer calculo para determinar las dimensiones de la obra de captación, inicialmente, se asume un **coeficiente de contracción lateral** ( $\epsilon_{pa}$ ), para empezar, puede ser de 0.82 y además que la **carga** (H) es igual a la **carga total** ( $H_o$ ), para lo cual en este caso su valor es de 0.95m.

Datos considerados para la determinación de la obra de captación:  $Q_{dis}: 3m^3/s$ ;  $\epsilon_{pa}: 0.82$ ;  $C_{esc}: 1.5m$ ;  $\beta_m: 1$ ;  $\beta_p: 0.45$ ;  $n_{secc}: 3$ ;  $z: 0.15m$ ;  $H=H_o: 2.50m$ ;  $h_o: 1.14m$ .

- d) Se determina el **coeficiente de descarga** ( $m_{pa}$ ),

$$m_{pa} = 0.3 + \frac{0.08}{1 + \frac{C_{esc}}{H}} = 0.3 + \frac{0.08}{1 + \frac{1.5m}{2.50m}} = 0.35 ,$$

- e) Se determina el **coeficiente de velocidad** ( $\phi_s$ ), el cual está en función del **coeficiente de descarga del vertedero de pared ancha** ( $m_{pa}$ ) (depende de la geometría del vertedero), y el **coeficiente de contracción lateral** ( $\epsilon_{pa}$ ) (depende de la geometría de los muros y de la geometría y número de pilas), a partir de la siguiente tabla:

$$\epsilon_{pa} * m_{pa} = 0.82 * 0.35 = 0.29 ,$$

**Tabla 14**

*Tabla de laboratorio para determinar el coeficiente de velocidad del ejemplo de cálculo para obra de captación con presa.*

<b><math>\epsilon_{pa} * m_{pa}</math></b>	0.30	0.32	0.34	0.36
<b><math>\phi_s</math></b>	0.77	0.84	0.90	0.96

Fuente: Laboratorio (2013).

Cabe mencionar que si el valor de la multiplicación ( $\epsilon_{pa} * m_{pa}$ ), no se encuentra en la tabla anteriormente propuesta, se debe realizar una extrapolación o interpolación para determinar el valor del coeficiente de velocidad obtenido en laboratorio para un vertedero de pared ancha ( $\phi_s$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\varphi_s f(\varepsilon_{pa} * m_{pa}) = 3.16667 * (\varepsilon_{pa} * m_{pa}) - 0.180 ,$$

$$\varphi_s(\varepsilon_{pa} * m_{pa}) = 3.16667 * (0.29) - 0.180 ,$$

$$\varphi_s = 0.73 ,$$

f) Se determina el **ancho de la captación** ( $B_{cap}$ ),

$$Q_{CR} = \varphi_s * h_o * B_{cap} * \sqrt{2 * g * z} \Rightarrow B_{cap} = \frac{Q_{CR}}{\varphi_s * h_o * \sqrt{2 * g * z}} ,$$

$$B_{cap} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.73 * 1.14m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.15m}} = 2.10m ,$$

g) Se determina el **ancho de la sección de la obra de captación** ( $b_{cap}$ ),

$$b_{cap} = \frac{B_{cap}}{n_{secc}} = \frac{2.10m}{3} = 0.70m ,$$

h) Se realiza un reajuste de cálculos del **coeficiente de contracción lateral** ( $\varepsilon_{pa}$ ),

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{z_m + (n_{secc} - 1) * z_p}{n_{secc}} * \frac{H = H_o}{b_{cap}} ,$$

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{1 + (3 - 1) * 0.45}{3} * \frac{2.50m}{0.70m} = 0.55 ,$$

i) Se recalcula el **coeficiente de velocidad** ( $\varphi_s$ ) a partir de los pasos e),

$$\varepsilon_{pa} * m_{pa} = 0.55 * 0.35 = 0.19 ,$$

$$\varphi_s(\varepsilon_{pa} * m_{pa}) = 3.16667 * (0.19) - 0.180 ,$$

$$\varphi_s = 0.43 ,$$

j) Se recalcula en **ancho de la captación** ( $B_{cap}$ ) y el **ancho de las secciones de captación** ( $b_{cap}$ ).

$$B_{cap} = \frac{Q_{CR}}{\varphi_s * h_o * \sqrt{2 * g * z}} ,$$

$$B_{cap} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.43 * 1.14m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.15m}} = 3.59m ,$$

$$b_{cap} = \frac{B_{cap}}{n_{secc}} = \frac{3.59m}{3} = 1.20m ,$$

- k) Nuevamente se procede a realizar los pasos h), e), f) y g) hasta que los valores del **coeficiente de contracción lateral** ( $\varepsilon_{pa}$ ), **coeficiente de velocidad** ( $\varphi_s$ ) y **ancho de la captación** ( $B_{cap}$ ) se haya estabilizado.

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{\zeta_m + (n_{secc} - 1) * \zeta_p}{n_{secc}} * \frac{H = H_o}{b_{cap}} ,$$

$$\varepsilon_{pa} = 1 - 0.2 * \frac{1 + (3 - 1) * 0.45}{3} * \frac{2.50m}{0.98m} = 0.68 ,$$

$$\varepsilon_{pa} * m_{pa} = 0.68 * 0.35 = 0.24 ,$$

$$\varphi_s = 0.57 ,$$

$$B_{cap} = \frac{Q_{CR}}{\varphi_s * h_o * \sqrt{2 * g * z}} ,$$

$$B_{cap} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.57 * 1.14m * \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 0.15m}} = 2.69m ,$$

$$b_{cap} = \frac{B_{cap}}{n_{secc}} = \frac{2.69m}{3} = 0.90m ,$$

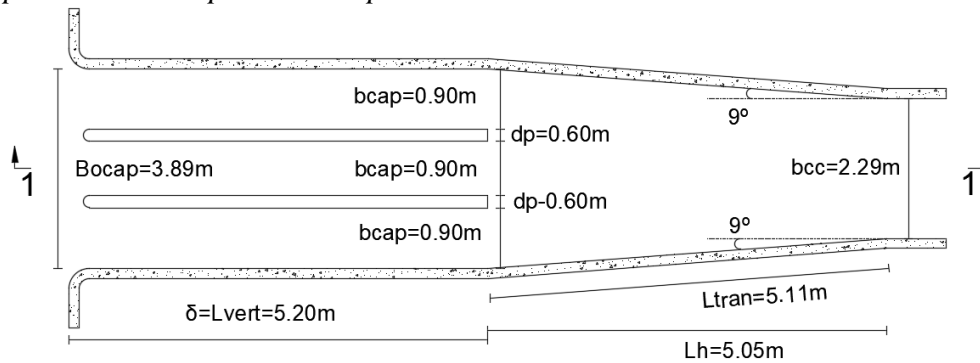
- l) Una vez determinado el **ancho de captación** ( $B_{cap}$ ) y el **ancho de las secciones de captación** ( $b_{cap}$ ), se determina el **ancho de la obra de captación total** ( $B_{O_{cap}}$ ),

$$B_{O_{cap}} = B_{cap} + 2 * dp = 2.69m + 2 * 0.60m = 3.89m ,$$

Donde:  $d_p$ : Ancho de la pila, cuyos valores puede ser de 0.60 a 1.50 m.

**Figura 84**

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta de la obra de captación para obra de captación con presa.



Planta / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

- m) Se determina el **espesor del vertedero de pared ancha** ( $\delta$ ) (**longitud del vertedero** ( $L_{ver}$ )) a partir de la siguiente ecuación y se comprueba que cumpla la siguiente condición:

$$\delta = L_{ver} = 1.5 * H + 0.5 * H + c = 1.5 * 2.50m + 0.5 * 2.50m + 0.20m$$

$$= 5.20m ,$$

Donde: c: Parámetro (asume 0.20).

$$2 \leq \frac{\delta}{H} \leq 8 ,$$

$$2 \leq \frac{5.20m}{2.50m} \leq 8 ,$$

$2 < 2.08m < 8, Ok. Si cumple ,$

- n) Se determina las dimensiones del **canal de transición de salida de la obra de captación**, para lo cual primero se calcula la **longitud horizontal de la transición** ( $L_h$ ),

$$y_{trans} = \frac{B_{ocap}}{2} - \frac{b_{cc}}{2} = \frac{3.89m}{2} - \frac{2.29m}{2} = 0.80m ,$$

$$L_h = \frac{y_{trans}}{\tan(\alpha_{can})} = \frac{0.80m}{\tan(9^\circ C)} = 5.05m ,$$



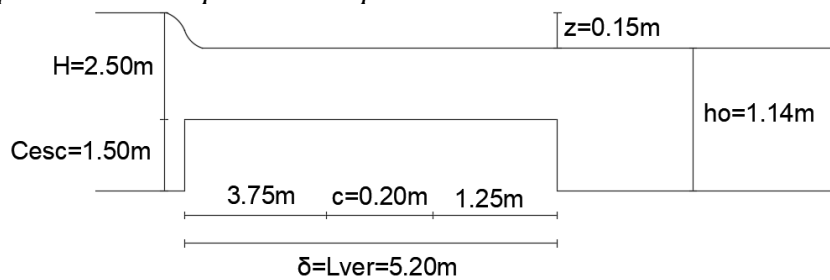
Donde:  $\alpha_{can}$ : Ángulo del canal de transición ( $^{\circ}C$ ), para lo cual se puede asumir de 9 a 12  $^{\circ}C$ .

- o) Se determina la **longitud del canal de transición** ( $L_{tran}$ ),

$$L_{tran} = \frac{y_{trans}}{\sin(\alpha_{can})} = \frac{0.80m}{\sin(9^{\circ}C)} = 5.11m ,$$

### Figura 85

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte de la obra de captación para obra de captación con presa.



Corte 1-1 / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

- p) Se determina la **velocidad de acercamiento de la obra de captación** ( $v_{Ocap}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$v_{Ocap} = \frac{Q_{CR}}{B_{Ocap} * (H + C_{esc})} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{3.89m * (2.5m + 1.5m)} = 0.19 \frac{m}{s} ,$$

Consecuentemente, se realiza el análisis del orificio del conducto de purga:

#### 7.1.1.2.3.6 Orificio del conducto de purga

Para el análisis del orificio del conducto de purga, hay que tomar en cuentas los siguientes datos de entrada:

- a) Se determina el **ancho visto del orificio** (b) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4mm$ ),

$$b = 3 * d_{arrastre} = 3 * 0.004m = 0.01m ,$$

- b) El **alto de apertura de la compuerta** (a) que varía entre 0 a 1.7 m; para este caso, para un diámetro de partícula de fondo ( $d=4mm$ ),  $a=0.60m$ .

$$a = 0.60m ,$$

- c) Se calcula la **capacidad de descarga del orificio con compuerta** ( $Q_{CDES}$ ) para un diámetro de partícula de fondo ( $d=4mm$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\varepsilon = \frac{a}{H} = \frac{0.60m}{2.50m} = 0.24 ,$$

$$Q_{CDES} = \varepsilon * \varphi * a * b * \sqrt{2 * g * (H_o - \varepsilon * a)} ,$$

$$Q_{CDES} = 0.24 * 0.57 * 0.60m * 0.01m$$

$$* \sqrt{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * (2.50m - 0.24m * 0.60m)} ,$$

$$Q_{CDES} = 0.01 \frac{m^3}{s} ,$$

#### 7.1.1.2.3.7 Conducto de purga y galería de purga.

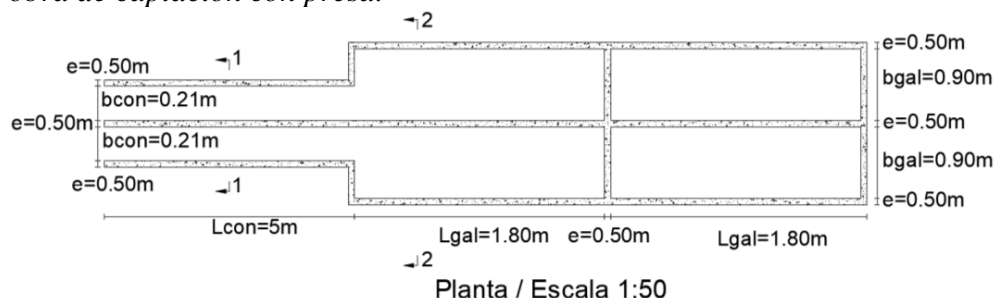
Consecuentemente, se establece el procedimiento para determinar el caudal de la galería de purga. El número de estas obras hidráulicas depende del número de las secciones en las que se ha fraccionado el frente de captación.

- d) Se adopta el **número de conductos de purga** ( $N_{Ocon}$ ), generalmente se asumen dos conductos de purga,
- e) Se determina el **caudal del conducto de purga** ( $Q_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4mm$ ), a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_{con} = Q_{CDES} = 0.01 \frac{m^3}{s} ,$$

#### Figura 86

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del conducto-galería de purga para obra de captación con presa.



Elaborado por: El autor.

- f) Se determina la **sección de flujo de la capacidad de descarga del orificio** del con compuerta ( $\omega_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$\omega_{con} = \frac{Q_{con}}{v_{o_{cap}}} = \frac{0.01 \frac{m^3}{s}}{0.19 \frac{m}{s}} = 0.035 m^2 ,$$

- g) Se estable la relación del alto del conducto de purga y del ancho del conducto de purga ( $h_{con}/b_{con}$ ) cuyos valores son de 0.80 a 0.85,
- h) Se determina el ancho del conducto de purga ( $b_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$\frac{h_{con}}{b_{con}} = 0.80 \Rightarrow h_{con} = 0.80 * b_{con} ,$$

$$\begin{aligned} \omega_{con} &= b_{con} * h_{con} + m * h_{con}^2 \Rightarrow \omega_{con} \\ &= b_{con} * 0.80 * b_{con} + m * (0.80 * b_{con})^2 , \end{aligned}$$

$$\omega_{con} = 0.80 * b_{con}^2 + m * 0.64 * b_{con}^2 ,$$

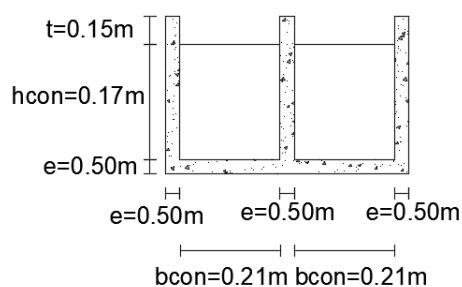
$$\omega_{con} = b_{con}^2 * (0.80 + m * 0.64) ,$$

$$b_{con} = \sqrt{\frac{\omega_{con}}{0.80 + m * 0.64}} = \sqrt{\frac{0.035 m^2}{0.80 + 0 * 0.64}} = 0.21 m ,$$

$$h_{con} = 0.80 * b_{con} = 0.80 * 0.21 m = 0.17 m ,$$

### Figura 87

*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga para obra de captación con presa.*



**Corte 1-1 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

- i) Se determina el **perímetro mojado del conducto de purga** ( $\chi_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$\chi_{con} = b_{con} + 2 * h_{con} * \sqrt{1 + m^2} = 0.21m + 2 * 0.17m * \sqrt{1 + 0^2} = 0.54m ,$$

- j) Se determina el **radio hidráulico** ( $R_{con}$ ), y el **coeficiente de Chezy** ( $C_{con}$ ) del conducto de purga para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$R_{con} = \frac{\omega_{con}}{\chi_{con}} = \frac{0.035m^2}{0.54m} = 0.06m ,$$

$$C_{con} = \frac{1}{n} * \sqrt[6]{R_{con}} = \frac{1}{0.018} * \sqrt[6]{0.06m} = 35.14 \frac{m^{1/2}}{s} ,$$

- k) Se determina la **fricción longitudinal**<sup>64</sup> ( $\zeta l$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$\zeta l = \frac{2 * g * l}{C_{con}^2 * R_{con}} = \frac{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 5m}{\left(35.14 \frac{m^{1/2}}{s}\right)^2 * 0.06m} = 1.24 ,$$

- l) Se determina las **perdidas locales** ( $\sum \zeta$ ) y la **sumatoria total de las pérdidas** ( $\sum \zeta$ ) de la galería de purga,

$$\sum \zeta = \zeta_{en} + \zeta_{sal} + \zeta_{conduclargo} * N_{giros} + \zeta_{conduccorto} * N_{giros} ,$$

$$\sum \zeta = 0.5 + 1 + (0.15 * 2) + (0.25 * 2) = 2.3 ,$$

$$\sum \zeta = \sum \zeta + \zeta l = 2.3 + 1.24 = 3.54 ,$$

Donde:  $\zeta$ : Coeficiente de pérdidas locales<sup>65</sup> (); en la entrada,  $\zeta_{en} = 0.5$ ; en la salida,  $\zeta_{sal} = 1.0$ . Para dos giros, en caso de conductos largos  $2 \times 0.15 = 0.30$ , en caso de conductos cortos  $2 \times 0.25 = 0.50$ .

<sup>64</sup>**Fricción longitudinal:** Es la pérdida que se genera a partir de la fricción entre el fluido y las paredes del conducto.

<sup>65</sup>**Coefficiente de pérdidas locales:** Es un factor adimensional que depende de la velocidad con la que transita el fluido y el elemento puntual en cuestión que cause la pérdida.

- m) Se determina **coeficiente de descarga**<sup>66</sup> ( $\mu$ ) de la galería de purga para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta}} = \frac{1}{\sqrt{3.54}} = 0.53 ,$$

- n) Se determina el **caudal de la galería de purga** ( $Q_{gal}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$Q_{gal} = \mu * b_{con} * h_{con} * \sqrt{2 * g * Z} ,$$

$$Q_{gal} = 0.53 * 0.21\text{m} * 0.17\text{m} * \sqrt{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1.50\text{m}} = 0.10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ,$$

- o) Se verifica que cumpla la siguiente condición para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$Q_{gal} \leq Q_{dis} ,$$

$$0.10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} < 3 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} , Ok. Si cumple ,$$

- p) Se determina la **velocidad del conducto de purga** ( $v_{con}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$v_{con} = \frac{Q_{gal}}{\omega_{con}} = \frac{0.10 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.035\text{m}^2} = 2.88 \frac{\text{m}}{\text{s}} ,$$

- q) Se determina el **número de galerías de purga** ( $N_{gal}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ),

$$N_{gal} = n_{secc} + 1 = 3 + 1 = 4 ,$$

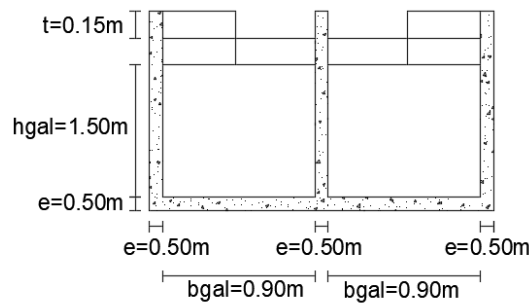
- r) Se determina el **ancho de la galería de purga** ( $b_{gal}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$b_{gal} = b_{cap} = 0.90\text{m} ,$$

## Figura 88

<sup>66</sup>**Coefficiente de descarga:** Es un factor adimensional característico de una válvula o compuerta, que permite calcular el caudal con el que descarga esta misma en función de la diferencia de cotas o altura.

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte de la galería de purga para obra de captación con presa.



Corte 2-2 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- s) Se determina el **tamaño hidráulico** ( $W$ ) del tamaño medio de la partícula de fondo de la grava fina ( $d=4\text{mm}$ ), como en la Tabla 67
- t) Velocidades de sedimentación de las partículas sólidas en suspensión conforme a su diámetro (Arkhangelski (1935)).

$$W = Y_o + \frac{Y_1 - Y_o}{X_1 - X_o} * (X - X_o) = 19.25 + \frac{24.90 - 19.25}{5 - 3} * (4 - 3) = 22.08 \frac{\text{cm}}{\text{s}},$$

- u) Se determina la **concentración de sedimentos de fondo** ( $\rho_{turb}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=4\text{mm}$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$\rho_{turb} = \frac{0.022 * v_{gal}}{W} * \left( R * \frac{Z_{gal}}{l} * \frac{v_{gal}}{W} \right)^{0.5},$$

$$\rho_{turb} = \frac{0.022 * 2.88 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{0.2208 \frac{\text{m}}{\text{s}}} * \left( 0.06\text{m} * \frac{1.5\text{m}}{5\text{m}} * \frac{2.88 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{0.2208 \frac{\text{m}}{\text{s}}} \right)^{0.5},$$

$$\rho_{turb} = 0.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3},$$

#### 7.1.1.2.3.8 Análisis de la capacidad de transporte de sedimentos

Consecuentemente se realiza el análisis de la capacidad de transporte de sedimentos para lo cual se va a realizar por medio del método y la teoría de I. I. Leví.

Para lo cual se establece el siguiente procedimiento:

a) Una vez definidos los diámetros de partículas del sedimento de fondo se analizan dos ecuaciones que están en función de la velocidad de flujo para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm):

$$f(u) = \frac{0.2}{(g * d * (g * d)^{0.5}) * \left(\frac{d}{q}\right)^{1.25}} * \left(u^{4.25} - 1.4 * (g * d)^{0.5} * \ln\left(\left(\frac{q}{(7 * u * d)}\right)\right) * u^{3.25}\right),$$

$$f(u) = \frac{0.2}{\left(9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m * \left(9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m\right)^{0.5}\right) * \left(\frac{0.004m}{0.11 \frac{m^3}{m * s}}\right)^{1.25}} * \left(\left(0.85 \frac{m}{s}\right)^{4.25} - 1.4 * \left(9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m\right)^{0.5} * \ln\left(\left(\frac{0.11 \frac{m^3}{m * s}}{(7 * 0.85 \frac{m}{s} * 0.004m)}\right)\right) * \left(0.83 \frac{m}{s}\right)^{3.25}\right),$$

$$f(u) = 0.09978,$$

Y la segunda ecuación que analizaremos es la siguiente para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm):

$$f(u) = \frac{0.2}{g * d * \sqrt{g * d}} * \left(\frac{d}{q}\right)^{1.25} * \left(u^{4.25} - 1.4 * \sqrt{g * d} * \left(\ln\left(\frac{q}{(7 * u * d)}\right)\right) * u^{3.25}\right),$$

$$f(u) = \frac{0.2}{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m * \sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m}} * \left( \frac{0.004m}{0.11 \frac{m^3}{m * s}} \right)^{1.25}$$

$$* \left( \left( 0.85 \frac{m}{s} \right)^{4.25} - 1.4 * \sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.004m} \right)$$

$$* \left( \ln \left( \frac{0.11 \frac{m^3}{m * s}}{(7 * 0.85 \frac{m}{s} * 0.004m)} \right) \right) * \left( 0.85 \frac{m}{s} \right)^{3.25},$$

$$f(u) = 0.09978,$$

b) Para determinar el **caudal que garantiza el transporte de sedimentos** (q),

$$q = \frac{Q_{gal}}{b_{gal}} = \frac{0.10 \frac{m^3}{s}}{0.90m} = 0.11 \frac{m^3}{m * s},$$

c) Se determina la **profundidad de flujo** (h) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$h = \frac{q}{u} = \frac{0.11 \frac{m^3}{m * s}}{0.85 \frac{m}{s}} = 0.13m,$$

d) Para que estas dos ecuaciones anteriormente presentadas, sean aplicables se debe cumplir la siguiente relación; si no se cumple la relación se debe cambiar la velocidad de flujo (u), para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm):

$$\frac{h}{d} < 300,$$

$$\frac{0.13m}{0.004m} < 300,$$

$$32.80 < 300, Ok. Si cumple,$$

e) A continuación, se procede a calcular el **coeficiente de Chezy** (C) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),



$$C = \frac{1}{n} * (h)^{0.25} = \frac{1}{0.020} * (0.13m)^{0.25} = 30.09 \frac{m^{\frac{1}{2}}}{s},$$

- f) Se procede a calcular la **gradiente** (J) para el diámetro de partícula de fondo (d=4mm),

$$J = \frac{u^2}{C^2 * h} = \frac{\left(0.85 \frac{m}{s}\right)^2}{\left(30.09 \frac{m^{\frac{1}{2}}}{s}\right)^2 * 0.13m} = 0.006 ,$$

#### 7.1.1.2.4 Etapa tres. – Análisis del desarenador

Consecuentemente, se realiza el análisis del desarenador cuyo procedimiento se describe a continuación:

- a) Se determina el **caudal de una cámara del desarenador** ( $Q_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=1/2mm),

$$Q_{cam} = \frac{Q_{can}}{n_{cam}} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{2} = 1.50 \frac{m^3}{s} ,$$

- b) Se determina la **sección de flujo de todas las cámaras del desarenador** ( $\Omega_{des}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=1/2mm),

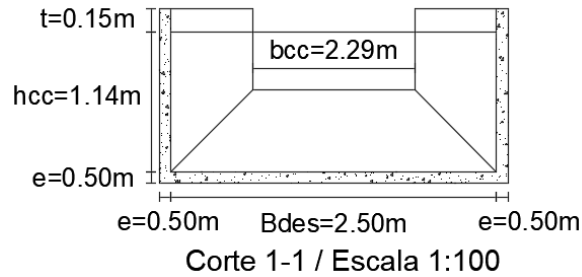
$$\Omega_{DES} = \frac{Q_{can}}{V_M} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{0.3 \frac{m}{s}} = 10m^2 ,$$

- c) Se determina el **ancho o frente del desarenador** ( $B_{DES}$ ) para el diámetro de partícula de fondo (d=1/2mm),

$$B_{DES} = \frac{\Omega_{DES}}{H_M} = \frac{10m^2}{4m} = 2.50m ,$$

### Figura 89

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.



Elaborado por: El autor.

- d) Se calcula la **longitud necesaria para las cámaras del desarenador** ( $S_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

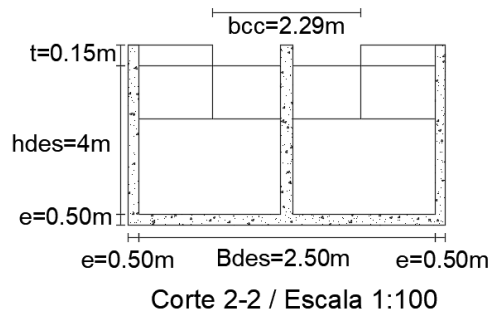
$$S_{cam} = k_{seg} * H_M * \frac{V_M}{w} = 1.4 * 4m * \frac{0.3 \frac{m}{s}}{0.054 \frac{m}{s}} = 31.11m ,$$

- e) Se determina el **ancho de la cámara desarenadora** ( $B_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ), a partir de la siguiente ecuación,

$$B_{cam} = \frac{B_{des}}{n_{cam}} - \frac{dp}{2} = \frac{2.50m}{2} - \frac{0.6m}{2} = 0.95m ,$$

### Figura 90

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.



Elaborado por: El autor.

- f) Se calcula la **profundidad del agua en la cámara** ( $h_{lav}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$Q_{lav} = \frac{Q_{can}}{n_{cam}} = \frac{3 \frac{m^3}{s}}{2} = 1.50m ,$$

$$h_{lav} = \frac{Q_{lav}}{B_{cam} * V_{lav}} = \frac{1.50m}{0.95m * 3.75 \frac{m}{s}} = 0.42m ,$$

- g) Se determina la **sección de flujo de la cámara desarenadora** ( $\omega_{cam}$ ) y su **perímetro mojado** ( $\chi_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$\omega_{cam} = B_{cam} * h_{lav} + m_{cam} * h_{lav}^2 = 0.95m * 0.42m + 0 * (0.42m)^2 ,$$

$$\omega_{cam} = 0.40m^2 ,$$

$$\chi_{cam} = B_{cam} + 2 * h_{lav} * \sqrt{1 + m_{cam}^2} ,$$

$$\chi_{cam} = 0.95m + 2 * 0.42m * \sqrt{1 + 0^2} = 1.79m ,$$

- h) Se determina el **radio hidráulico de la cámara** ( $R_{cam}$ ) y el **coeficiente de Chezy** ( $C_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$R_{cam} = \frac{\omega_{cam}}{\chi_{cam}} = \frac{0.40m^2}{1.79m} = 0.22m ,$$

$$C_{cam} = \frac{1}{n_{cam}} * \sqrt[6]{R_{cam}} = \frac{1}{0.040} * \sqrt[6]{0.22m} = 19.47 \frac{m^{1/2}}{s} ,$$

- i) Se determina la **pendiente de la cámara- desarenador** ( $i_{cam}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$i_{cam} = \frac{V_{lav}^2}{C_{cam}^2 * R_{cam}} = \frac{\left(3.75 \frac{m}{s}\right)^2}{\left(19.47 \frac{m^{1/2}}{s}\right)^2 * 0.22m} = 0.17 ,$$

- j) Se determina la **capacidad de transporte** ( $\rho_{TR}$ ) que existe en un flujo de agua en el proceso de lavado, y el **volumen muerto de la cámara desarenadora** ( $V_M$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

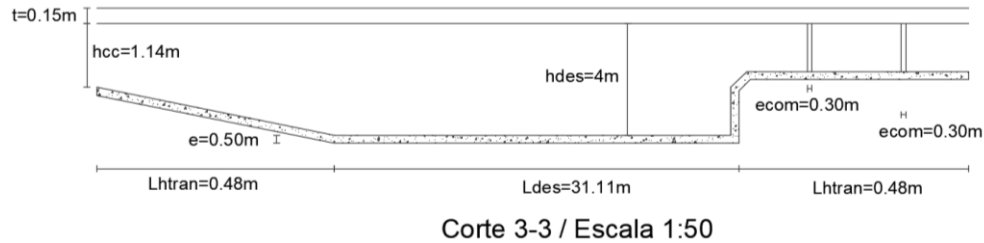
$$\rho_{TR} = 40\% * \rho = 0.40 * 5 \frac{kg}{m^3} = 2 \frac{kg}{m^3} ,$$

$$\rho_o = 50\% * \rho_{TR} = 0.50 * 2 \frac{kg}{m^3} = 1 \frac{kg}{m^3},$$

$$V_M = S_{cam} * B_{cam} * h_{lav} = 31.11m * 0.95m * 0.42m = 12.44m^3,$$

### Figura 91

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.



Elaborado por: El autor.

- k) Se determina el **tiempo de lavado** ( $t_{lav}$ ) para el diámetro de partícula de fondo ( $d=1/2mm$ ),

$$t_{lav} = \frac{V_M * \rho_{sed}}{(\rho_{TR} - \rho_o) * Q_{lav}} = \frac{12.44m^3 * 1500 \frac{kg}{m^3}}{\left(2 \frac{kg}{m^3} - 1 \frac{kg}{m^3}\right) * 1.50 \frac{m^3}{s}} = 12444.44s,$$

$$t_{lav} = 12444.44s * \left| \frac{1min}{60s} \right| = 207.41min,$$

### Figura 92

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.



Elaborado por: El autor.

Se determina el **volumen formado** como resultado de la acumulación de las fracciones de mayor tamaño a las del cálculo ( $V_1$ ),

$$V_1 = 0.001 * \mu_c * Q_{cam} * t,$$

$$\mu_c = 50\% * \rho_{TR} = 0.50 * 2 \frac{kg}{m^3} = 1 \frac{kg}{m^3},$$

$$t = \frac{\delta_{sed}}{Q_{cam} * \mu_c} = \frac{1500kg}{1.50 \frac{m^3}{s} * 1 \frac{kg}{m^3}} = 1000s,$$

$$V_1 = 0.001 * 0.50 * 1.50 \frac{m^3}{s} * 1000s = 0.75m^3,$$

Se determina el **volumen formado como resultado de la acumulación de fracciones de menor tamaño a las del cálculo (V2),**

$$V_2 = 0.001 * \frac{t * Q_{CAM}}{H_M} * (h_1 * \mu_1 + h_2 * \mu_2 + \dots + h_n * \mu_n),$$

$$V_2 = 0.001 * \frac{1000s * 1.50 \frac{m^3}{s}}{4m} * (0.0005 * 0.50) = 0.00009m^3,$$

Consecuentemente, se determina el canal de transición del desarenador al ingreso y salida, para lo cual se desarrolla el siguiente procedimiento:

- 1) Se determina la **longitud de transición en el desarenador (L<sub>trandes</sub>)** y la **longitud horizontal de transición del desarenador (L<sub>htran</sub>),**

$$L_{htran} = \frac{B_{des} - b_{cc}}{2 * \tan(\alpha_{tran})} = \frac{2.50m - 2.29m}{2 * \tan(12.5^\circ C)} = 0.48m,$$

$$y_{des} = \frac{B_{des}}{2} - \frac{b_{cc}}{2} = \frac{2.50m - 2.29m}{2} = 0.11m,$$

$$L_{trandes} = \frac{y_{des}}{\sin(\alpha_{tran})} = \frac{0.11m}{\sin(12.5^\circ C)} = 0.49m,$$

$$L_{htran} \leq \frac{1}{3} * S_{cam},$$

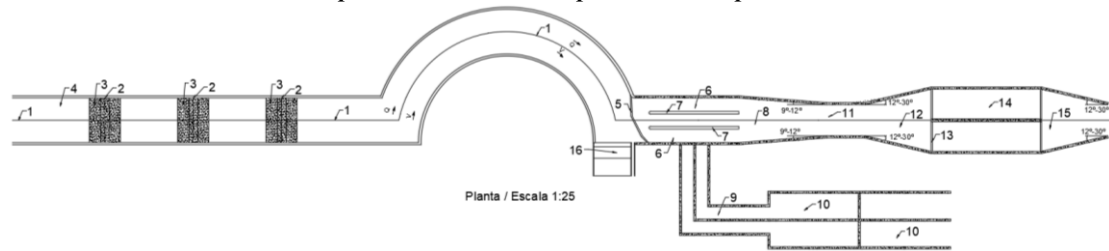
$$0.48m \leq \frac{1}{3} * 31.11m,$$

$$0.48m < 10.37m, Ok. Si cumple ,$$

En ANEXOS se presentan los esquemas utilizados en el ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de sedimentos en una captación directa con presa.

### Figura 93

Presentación esquemática general de las tres etapas de los elementos hidráulicos del control de los sedimentos para la obra de captación con presa.



**Nota:** 1-Eje del río; 2-Eje de la cresta sumergida; 3-Cresta sumergida; 4-Río; 5-Cresta poligonal en planta; 6-Obra de captación; 7-Pila; 8-Canal de transición de la obra de captación; 9-Conducto de purga; 10-Galería de purga; 11-Canal de conducción; 12- Ingreso al canal de transición del desarenador; 13-Compuerta; 14-Desarenador; 15-Salida del canal de transición del desarenador; 16-Presa derivadora. Elaborado por: El autor.

## 7.2 Análisis técnico-económico de las tres etapas para el control de sedimentos en captaciones de montaña con presa y sin presa.

En esta sección se va a realizar un estudio comparativo técnico – económico de dos casos particulares para el control de sedimentos tanto en captaciones de montaña con presa como en captaciones de montaña sin presa, para las cuales se tomará en cuenta las obras hidráulicas que fueron analizadas previamente en este tema de investigación.

Para ambos tipos de captaciones directas de montaña se determinarán presupuestos por medio de volúmenes de obra, análisis de precios unitarios y posteriormente se realizará una comparación de estas.

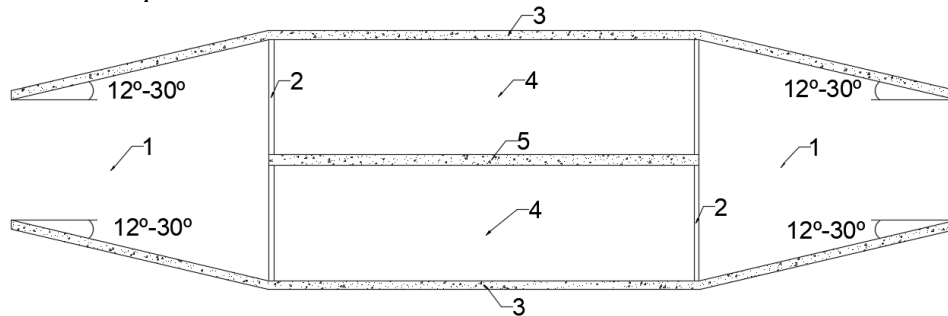
### 7.2.1 Presupuesto del control de sedimentos que conforman las tres etapas para la obra de captación sin presa

Para realizar el presupuesto de las estructuras hidráulicas que conforman las tres etapas para una obra de captación sin presa, se debe tomar en cuenta los siguientes componentes: Canal de transición, obra de captación, conductos de purga, galerías de

purga, cámara desarenadora, compuertas hidráulicas, muro divisorio y muro a gravedad.

**Figura 94**

*Detalle en planta del desarenador-canal de transición.*



Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1-Canal de transición del desarenador; 2-Compuerta hidráulica; 3-Muro a gravedad; 4- Cámara desarenadora; 5- Muro divisorio. Elaborado por: El autor.

Para determinar el presupuesto del muro a gravedad y del muro divisorio se debe verificar su factor de seguridad al deslizamiento (F.S.D), el cual se determina por medio de la ecuación [Ec. 142] (Krochin, 1986);

$$F.S.D = \frac{\sum N * f + C * B_{muro}}{\sum T}, \quad [Ec. 142]$$

Donde:  $\sum N$ : Suma de fuerzas normales (kN/m<sup>2</sup>); f: Coeficiente de fricción al estar en contacto el muro con el suelo (); C: Cohesión específica del suelo (kPa);  $B_{muro}$ : Ancho de la base de la sección transversal del muro (m),  $\sum T$ : Suma de fuerzas deslizantes que son constituidas para combinación básica (kN/m<sup>2</sup>).

Para determinar los parámetros del factor de seguridad al deslizamiento (F.S.D) se realiza el siguiente procedimiento:

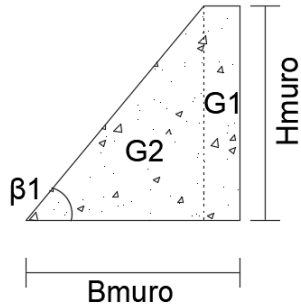
- a) Se determina las fuerzas que actúan en el muro a gravedad, para lo cual se determina la fuerza de gravedad (G) (Krochin, 1986),

$$G = \Omega * \gamma_H, \quad [Ec. 143]$$

Donde:  $\Omega$ : Área de la sección transversal del muro ( $m^2$ );  $\gamma_H$ : Peso específico del hormigón ( $kN/m^3$ ), cuyos valores van de 23 a 24  $kN/m^3$ , en este caso se asumirá un valor de 24  $kN/m^3$ .

**Figura 95**

*Fuerza del peso propio.*



Peso propio / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- b) Se determina la fuerza de presión hidrostática en el muro a gravedad, a partir de la ecuación [Ec. 144] y ecuación [Ec. 145] (Krochin, 1986),

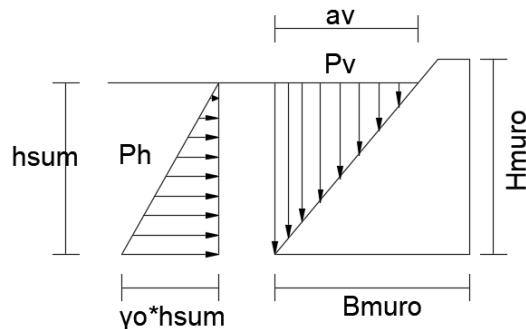
$$P_H = \frac{1}{2} * \gamma_o * h_{sum}^2 , \quad [Ec. 144]$$

$$P_v = \frac{1}{2} * \gamma_o * h_{sum} * av , \quad [Ec. 145]$$

Donde:  $\gamma_o$ : Peso específico del agua ( $kg/m^2$ );  $h_{sum}$ : Nivel de agua sumergido ( $m^2$ );  $av$ : Distancia horizontal entre el contacto del nivel de agua sumergido con la superficie del muro y el vértice inferior del muro ( $m$ ).

**Figura 96**

*Fuerza de la presión hidrostática.*



Presión hidrostática / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.



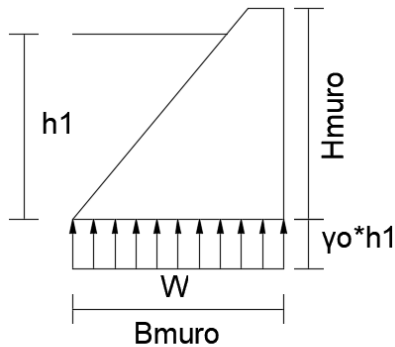
- c) Se determina la fuerza de subpresión en el muro a gravedad, a partir de la ecuación [Ec. 146] (Krochin, 1986),

$$W = B_{muro} * \gamma_o * h_1, \quad [Ec. 146]$$

Donde:  $h_1$ : Nivel de agua aguas arriba del muro (m).

**Figura 97**

*Fuerza de la supresión.*



Subpresión / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- d) Se calcula la fuerza del empuje activo del suelo en el muro a gravedad, para lo cual primero se determina el ángulo entre la fuerza del empuje activo y la normal de la superficie oculta del muro ( $\delta_{muro}$ ) con la ecuación [Ec. 147] (Krochin, 1986),

$$\delta_{muro} = \frac{\varphi_{ss}}{2}, \quad [Ec. 147]$$

Donde:  $\varphi_{ss}$ : Ángulo de fricción interna del suelo ( $^{\circ}C$ );

- e) Se determina el ángulo que forma la cara oculta del muro con la vertical ( $\varepsilon$ ), y el parámetro ( $z$ ), a partir de la ecuación [Ec. 148] y la ecuación [Ec. 149] (Krochin, 1986),

$$\varepsilon = 90^{\circ} - \beta_1, \quad [Ec. 148]$$

$$z = \frac{\sin(\varphi_{ss} + \delta_{muro}) * \sin(\varphi_{ss} - \beta_1)}{\cos(\varepsilon + \delta_{muro}) * \cos(\varepsilon - \beta_1)}, \quad [\text{Ec. 149}]$$

Donde:  $\delta_{muro}$ : Ángulo que forma la cara oculta del muro con la vertical ( $^{\circ}\text{C}$ );

$\beta_1$ : Ángulo del muro ( $^{\circ}\text{C}$ ).

- f) Se determina el coeficiente del empuje activo del suelo tras el muro ( $\lambda_a$ ), a partir de la ecuación [Ec. 150] (Krochin, 1986),

$$\lambda_a = \frac{1}{[1 + \sqrt{z}]^2} * \frac{\cos^2(\varphi_{ss} - \varepsilon)}{\cos^2(\varepsilon) * \cos(\varepsilon + \delta_{muro})}, \quad [\text{Ec. 150}]$$

- g) Se determina el peso específico del suelo sumergido ( $\gamma_{sum}$ ) y el peso específico ponderado del suelo ( $\gamma_{pon}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 151] y la ecuación [Ec. 152] (Krochin, 1986),

$$\gamma_{sum} = \gamma_s - \gamma_o * (1 - n), \quad [\text{Ec. 151}]$$

Donde:  $\gamma_s$ : Peso específico del suelo ( $\text{kg/m}^3$ );  $n$ : Porosidad ();  $\gamma_o$ : Peso específico del agua ( $\text{kg/m}^3$ ).

$$\gamma_{pon} = \frac{\gamma_{sum} * h_{sum} + \gamma_s * h_2}{h_{sum} - h_2}, \quad [\text{Ec. 152}]$$

Donde:  $h_{sum}$ : Profundidad del agua sumergido (m);  $\gamma_s$ : Peso específico del suelo ( $\text{kN/m}^3$ );  $h_2$ : Profundidad del agua aguas abajo (m).

- h) Se determina la fuerza del empuje activo del suelo ( $E_a$ ) y sus componentes el empuje activo horizontal ( $E_{ah}$ ) y el empuje activo vertical ( $E_{av}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 153], ecuación [Ec. 154] y la ecuación [Ec. 155] (Krochin, 1986),

$$E_a = \frac{1}{2} * \lambda_a * \gamma_{pon} * H_{muro}^2, \quad [\text{Ec. 153}]$$

Donde:  $\lambda_a$ : Coeficiente del empuje activo del suelo tras el muro ();  $\gamma_{pon}$ : Peso volumétrico ponderado del suelo tras el muro ( $\text{kN/m}^3$ );  $H_{muro}$ : Altura del muro (m).

$$E_{ah} = E_a * \cos(\varepsilon + \delta_{muro}), \quad [\text{Ec. 154}]$$

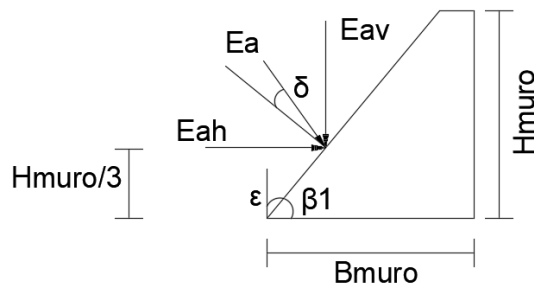
Donde:  $E_a$ : Empuje activo del suelo ( $\text{kN/m}^3$ );  $\varepsilon$ : Ángulo que forma la cara oculta del muro con la vertical;  $\delta_{\text{muro}}$ : Ángulo entre la fuerza del empuje activo y la normal de la superficie oculta del muro ( $^\circ\text{C}$ ).

$$E_{av} = E_a * \sin(\varepsilon + \delta_{\text{muro}}) , \quad [\text{Ec. 155}]$$

Donde:  $E_a$ : Empuje activo del suelo ( $\text{kN/m}^3$ );  $\varepsilon$ : Ángulo que forma la cara oculta del muro con la vertical ( $^\circ\text{C}$ );  $\delta_{\text{muro}}$ : Ángulo entre la fuerza del empuje activo y la normal de la superficie oculta del muro ( $^\circ\text{C}$ ).

**Figura 98**

*Empuje activo del muro.*



Empuje activo / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

- i) Se determina la fuerza sísmica sobre el cuerpo de la presa ( $G_s$ ), la fuerza sísmica desde el agua del embalse ( $P_{hs}$ ), y la fuerza sísmica desde el suelo en contacto con el muro ( $P_{vs}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 156], la ecuación [Ec. 157], y la ecuación [Ec. 158] (Krochin, 1986),

$$G_s = 1.5 * k_s * G , \quad [\text{Ec. 156}]$$

Donde:  $k_s$ : Coeficiente sísmico ();  $G$ : Fuerza de gravedad ( $\text{kPa}$ ).

$$P_{hs} = 0.5 * k_s * h_{sum}^2 * \gamma_o * \cos^2(90 - \beta_1) , \quad [\text{Ec. 157}]$$

Donde:  $P_{hs}$ : Fuerza horizontal sísmica desde el agua del embalse ( $\text{kPa}$ ).

$$P_{vs} = m * P_{hs} , \quad [\text{Ec. 158}]$$

Donde:  $m$ : Coeficiente de talud de la presa (m);  $P_{vs}$ : Fuerza vertical sísmica desde el agua del embalse (kPa).

$$a = 0.75 * k_s * h_{sum} * \gamma_o * \cos^2(90 - \beta_1), \quad [\text{Ec. 159}]$$

Donde:  $a$ : Magnitud de la fuerza horizontal sísmica (m).

$$g = 0.425 * h_{sum}, \quad [\text{Ec. 160}]$$

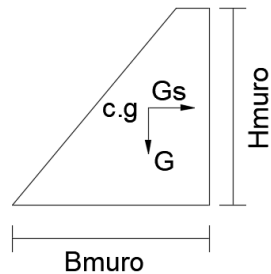
Donde:  $g$ : Distancia donde actúa la fuerza horizontal sísmica (m).

$$x = m * g, \quad [\text{Ec. 161}]$$

Donde:  $x$ : Distancia donde actúa la fuerza vertical sísmica (m).

**Figura 99**

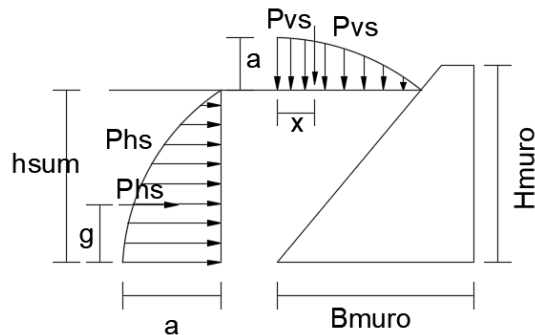
*Fuerza sísmica cuerpo del muro.*



Fuerza sísmica cuerpo del muro / Escala 1:100  
Elaborado por: El autor.

**Figura 100**

*Fuerza sísmica del agua del embalse.*



Fuerza sísmica agua del embalse / Escala 1:100  
Elaborado por: El autor.

j) Se realiza el análisis del muro con respecto a las fuerzas anteriormente especificadas para determinar el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo del muro,

**Tabla 15**

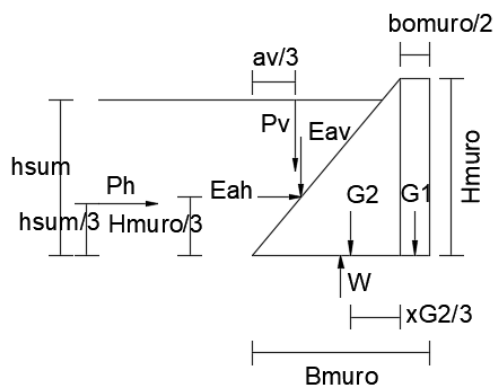
*Análisis de las fuerzas en el muro.*

Fuerzas (KN/m)	Fuerzas Verticales (KN/m)	Fuerzas Horizontales (KN/m)	Brazo de momento	Momento (Positivo KN*m)	Momento (Negativo KN*m)
G1 (KN/m)	36.00		2.40	86.40	
G2 (KN/m)	172.80		0.55	95.04	
Gs1 (KN)	5.40		1.50	8.10	
Gs2 (KN)	25.92		1.00	25.92	
W (KN/m)	155.98			0.00	0.00
Ph (KN/m)		19.62	0.67	13.08	
Pv1 (KN/m)	31.39		1.58		49.70
Eah (KN/m)		10.20	1.00	10.20	
Eav (KN/m)	291.26		1.05		305.82
Phs (KN)		0.55	1.29	0.71	
Pvs (KN)	0.88		0.85		0.75
<b>Sumatoria</b>	<b>376.36</b>	<b>30.37</b>		<b>239.45</b>	<b>356.28</b>
					<b>-116.83</b>

Elaborado por: El autor.

**Figura 101**

*Análisis de las fuerzas en el muro.*



Análisis fuerzas en el muro / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

k) Se determina la excentricidad (e), a partir de la ecuación [Ec. 162] (Krochin, 1986),

$$e = \frac{\Sigma N}{\Sigma M}, \quad [\text{Ec. 162}]$$

Donde:  $\Sigma N$ : Suma de las fuerzas normales al realizar el análisis de las fuerzas en el muro (kN/m);  $\Sigma M$ : Suma de los momentos al realizar el análisis de las fuerzas en el muro (kN\*m).

- l) A continuación, se procede a realizar la verificación de la resistencia del muro a gravedad, en el cual se determina el esfuerzo máximo del muro ( $\sigma_{max}$ ) y el esfuerzo mínimo del muro ( $\sigma_{min}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 163] y la ecuación [Ec. 164] (Krochin, 1986). Para cumplir la verificación de la resistencia del muro el esfuerzo máximo debe ser menor o igual al esfuerzo máximo permisible ( $\sigma_{maxper}$ ) y el esfuerzo mínimo no debe ser nulo ( $\sigma_{min}>0$ ),

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma N}{B_{muro}} * \left( 1 + \frac{6 * e_x}{B_{muro}} \right) \quad [\text{Ec. 163}]$$

Donde:  $B_{muro}$ : Base del muro (m);  $\Sigma N$ : Suma de las fuerzas normales al realizar el análisis del muro (kN/m);  $e_x$ : Excentricidad (m).

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma N}{B_{muro}} * \left( 1 - \frac{6 * e_x}{B_{muro}} \right) \quad [\text{Ec. 164}]$$

Donde:  $B_{muro}$ : Base del muro (m);  $\Sigma N$ : Suma de las fuerzas normales del análisis del muro (kN/m);  $e_x$ : Excentricidad (m).

- m) Se determina el factor de seguridad al deslizamiento (F.S.D), a partir de la ecuación [Ec. 142].

Consecuentemente se procede a realizar el análisis del muro divisorio, para el cual se ejecutan los mismos pasos del realizados del muro a gravedad, sin embargo, es necesario incluir la determinación del acero de refuerzo, para lo cual se ejecuta el siguiente procedimiento:

- n) Se realizan los pasos del análisis del muro a gravedad a), b), c), d), e), f), g), h), i), j), k), l), m),

- o) A continuación, se determina el coeficiente de presión activa de Rankine ( $k_a$ ), a partir de la ecuación [Ec. 165] (Krochin, 1986),

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_{ss}}{2} \right), \quad [\text{Ec. 165}]$$

Donde:  $\varphi_{ss}$ : Angulo de fricción interna del suelo ( $^\circ\text{C}$ ).

- p) Se determina la fuerza de la presión activa ( $p$ ), a partir de la ecuación [Ec. 166] (Krochin, 1986),

$$p = \gamma_s * H_{muro} * k_a, \quad [\text{Ec. 166}]$$

Donde:  $\gamma_s$ : Peso específico del suelo ( $\text{kN}/\text{m}^3$ );  $k_a$ : Coeficiente de presión activa de Rankine ();  $H_{muro}$ : Alto de muro (m).

- q) Se calcula el empuje activo ( $E_a$ ), a partir de la ecuación [Ec. 167] (Krochin, 1986),

$$E_a = \frac{p * H_{muro}}{2}, \quad [\text{Ec. 167}]$$

Donde:  $p$ : Fuerza de la presión activa (kN).

- r) Se determina el momento volcador del muro ( $M_{VOL}$ ), y el factor de seguridad al volcamiento (F.S.V), a partir de la ecuación [Ec. 168] y la ecuación [Ec. 169] (Krochin, 1986),

$$M_{VOL} = E_a * \frac{H_{muro}}{3}, \quad [\text{Ec. 168}]$$

Donde:  $M_{VOL}$ : Momento volcador del muro ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ ).

$$F.S.V = \frac{M_{EST}}{M_{VOL}}, \quad [\text{Ec. 169}]$$

Donde:  $M_{EST}$ : Momento estabilizador del muro ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ );  $M_{VOL}$ : Momento volcador del muro ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ ).

- s) Se determina el momento volcador mayorado ( $MU_{VOL}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 170] (Krochin, 1986),

$$MU_{VOL} = M_{VOL} * F_m, \quad [\text{Ec. 170}]$$

Donde:  $F_m$ : Factor de mayoración (), para lo cual se asume un valor de 1.7.

- t) Se determina el parámetro ( $d$ ), y el acero de refuerzo calculado ( $A_{scal}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 171] y la ecuación [Ec. 172] (Krochin, 1986),

$$d = B_{muro} - rec, \quad [\text{Ec. 171}]$$

Donde:  $B_{muro}$ : Ancho del muro divisorio (m);  $rec$ : Recubrimiento (m) (se asume 7.5 cm).

$$A_{scal} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * MU_{VOL}}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right], \quad [\text{Ec. 172}]$$

Donde:  $f'_c$ : Esfuerzo a compresión del hormigón ( $\text{kg/cm}^2$ ) (se asume un valor de  $240 \text{ kg/cm}^2$ );  $f_y$ : Resistencia del acero ( $\text{kg/cm}^2$ ) (se asume un valor de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ );  $d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción;  $\phi$ : Coeficiente reductor del momento nominal () (se asume un valor de 0.9);  $b$ : Ancho de la cara en compresión del elemento (m) (se asume un valor de 100 cm).

- u) Se determina el acero de refuerzo mínimo ( $A_{smin}$ ) y el acero de refuerzo transversal ( $A_{st}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 173] y la ecuación [Ec. 174] (Krochin, 1986).

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d, \quad [\text{Ec. 173}]$$

Donde:  $d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (m);  $b$ : Ancho de la cara en compresión del elemento (m) (asume un valor de 100 cm). Cabe mencionar que el acero de mayor valor entre el  $A_{smin}$  y el  $A_{scal}$  se adopta para la determinación de las varillas.

$$A_{st} = 0.0025 * b * \bar{t}, \quad [\text{Ec. 174}]$$



Donde:  $b$ : Ancho de la cara en compresión del elemento (m) (asume un valor de 100 cm);  $\bar{t}$ : Promedio entre los valores de  $b_{o\text{muro}}$  y  $B_{\text{muro}}$  (m).

A continuación, se determina las dimensiones del canal de transición y del desarenador en el cual su procedimiento se describe en el CAPÍTULO VIII

## CONTROL DE SEDIMENTOS AGUAS ABAJO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN..

Consecuentemente se determina el peso de la compuerta hidráulica ( $G_{\text{com}}$ ), a continuación, se establece el procedimiento para su determinación:

- v) Se calcula la fuerza de la presión hidrostática de la compuerta ( $P_{\text{com}}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 175] (Krochin, 1986),

$$P_{\text{com}} = \frac{1}{2} * \gamma_o * H_{\text{com}}^2 * L_{\text{com}} , \quad [\text{Ec. 175}]$$

Donde:  $\gamma_o$ : Peso específico del agua ( $\text{kg/m}^3$ );  $H_{\text{com}}$ : Altura de la compuerta (m) (asume 2m);  $L_{\text{com}}$ : Longitud de la compuerta (m) (asume 2m).

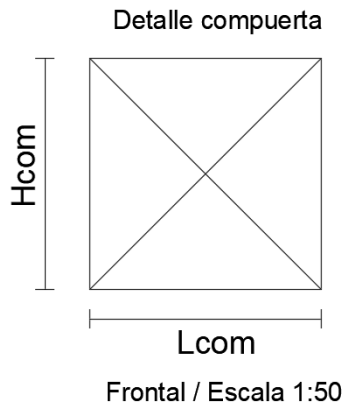
- w) Se determina el peso de la compuerta ( $G_{\text{com}}$ ), a partir de la ecuación [Ec. 176] (Krochin, 1986),

$$G_{\text{com}} = \left( \frac{P_{\text{com}} * L_{\text{com}}}{270} \right)^{0.7} , \quad [\text{Ec. 176}]$$

Donde:  $G_{\text{com}}$ : Peso propio de la compuerta hidráulica, cuyas unidades se encuentran en [Ton].

### **Figura 102**

*Detalle frontal de la compuerta.*



Elaborado por: El autor.

### 7.2.1.1 Volúmenes de obra

Se presentan los resultados de los volúmenes de obra de las obras hidráulicas que conforman las tres etapas para una obra de captación sin presa.

#### Volumen de hormigón armado

##### a) Muro a gravedad

##### Obra de captación sin presa

**Tabla 16**

*Volumen de hormigón armado del muro a gravedad.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240$ kg/cm <sup>3</sup> )		
	No muro ( )	2
	ATmuro (m <sup>2</sup> )	8.70
Muro a gravedad	Lmuro (m)	31.11
	Vmuro (m <sup>3</sup> )	270.67
	VTmuro (m <sup>3</sup> )	541.33

Elaborado por: El autor.

##### b) Canal de transición del desarenador

##### Obra de captación sin presa

**Tabla 17**

*Volumen de hormigón armado del canal de transición del desarenador.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240$ kg/cm <sup>3</sup> )			
Borde libre (t, m)	0.15	Espesor (e, m)	0.50
Espesor (e, m)	0.20	Distancia horizontal del canal (Lhdes, m)	0.39

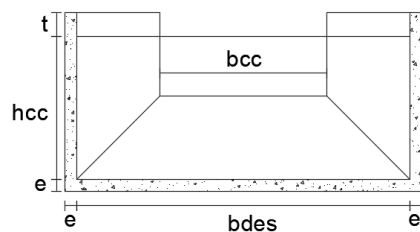
Volumen del canal de transición del desarenador	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )	Vol. Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol.exterior (m <sup>3</sup> )	1.32	2.68	3.53	
Vol.interior (m <sup>3</sup> )	0.93	2.48	2.31	2.44

Elaborado por: El autor.

**Figura 103**

*Detalle del desarenador-canal de transición.*

Detalle del desarenador-canal de transición



Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

### c) Canal de transición de la obra de captación

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 18**

*Volumen de hormigón armado del canal de transición de la obra de captación.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240$ kg/cm <sup>3</sup> )			
Borde libre (t, m)	0.15	Espesor (e, m)	0.50
Espesor (e, m)	0.20	Distancia horizontal del canal (Lhdes, m)	5.66
Volumen del canal de transición de la obra de captación	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )
Vol.exterior (m <sup>3</sup> )	23.92	1.51	36.23
Vol.interior (m <sup>3</sup> )	18.26	1.31	24.00

Elaborado por: El autor.

**d) Cámara desarenadora**

**Obra de captación sin presa**

**Tabla 19**

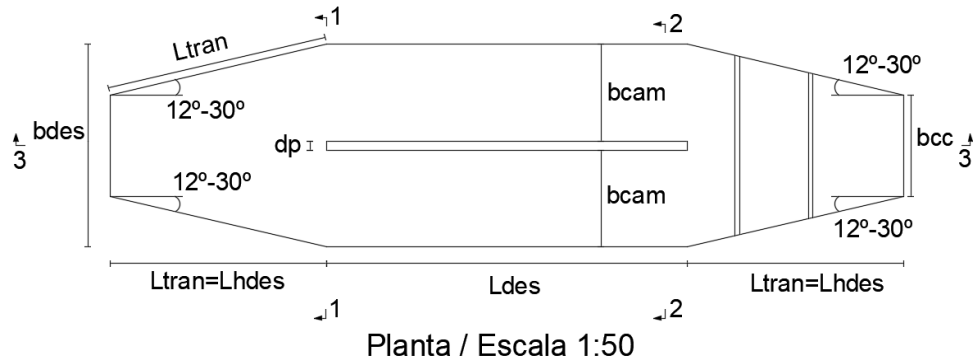
*Volumen de hormigón armado de la cámara desarenadora.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240 \text{ kg/cm}^3$ )				
Borde libre (t, m)	0.15	Espesor (e, m)	0.50	
Espesor (e, m)	0.20	Ancho pila (dp, m)	0.60	
Volumen de la cámara desarenadora	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Vol.Total (m <sup>3</sup> )	Vol.Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol.exterior (m <sup>3</sup> )	108.89	4.35	473.67	150.89
Vol.interior (m <sup>3</sup> )	77.78	4.15	322.78	

Elaborado por: El autor.

**Figura 104**

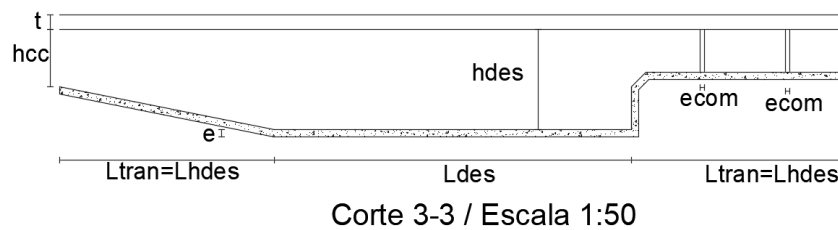
*Detalle en planta del desarenador-canal de transición.*



Elaborado por: El autor.

**Figura 105**

*Detalle del corte 3-3 del desarenador-canal de transición.*

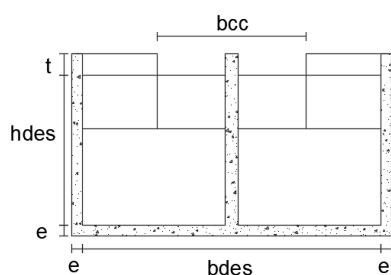


Elaborado por: El autor.

**Figura 106**

*Detalle del corte 2-2 del desarenador-canal de transición.*

Detalle del desarenador-canal de transición



Corte 2-2 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

e) Muro divisorio

Obra de captación sin presa

Tabla 20

*Volumen de hormigón armado del muro divisorio.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240 \text{ kg/cm}^3$ )		
	No muro ( )	1
Muro divisorio	ATmuro (m <sup>2</sup> )	9.00
	Lmuro (m)	31.11
	Vmuro (m <sup>3</sup> )	280.00
	VTmuro (m <sup>3</sup> )	280.00

Elaborado por: El autor.

Tabla 21

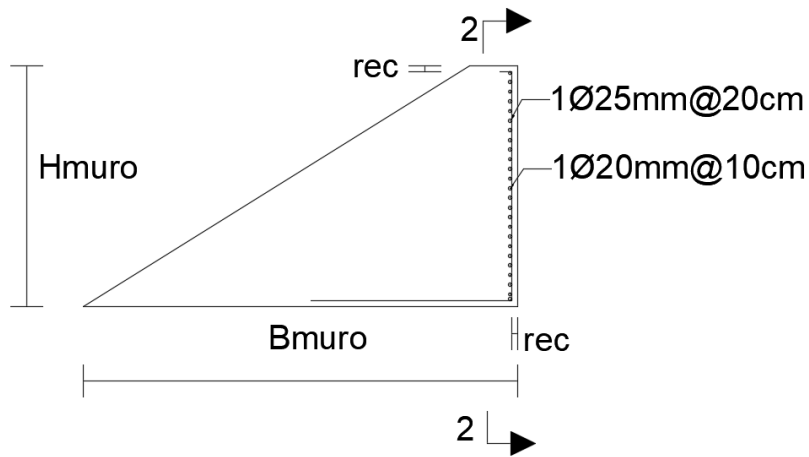
*Planilla de acero del muro divisorio.*

Planilla de acero del muro divisorio												
Mc	$\varphi$ (mm)	Tipo	Cant.	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	g (m)	L des. (m)	L Total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
101	25	C	38	0.30	3.00		2.50		5.80	220.4	4.909	1081.94
102	20	C	25	0.24	7.50	0.24			7.98	199.5	3.142	626.83
<b>TOTAL</b>											<b>1708.77</b>	

Elaborado por: El autor.

Figura 107

Detalle del corte 1-1 del acero de refuerzo del muro divisorio.

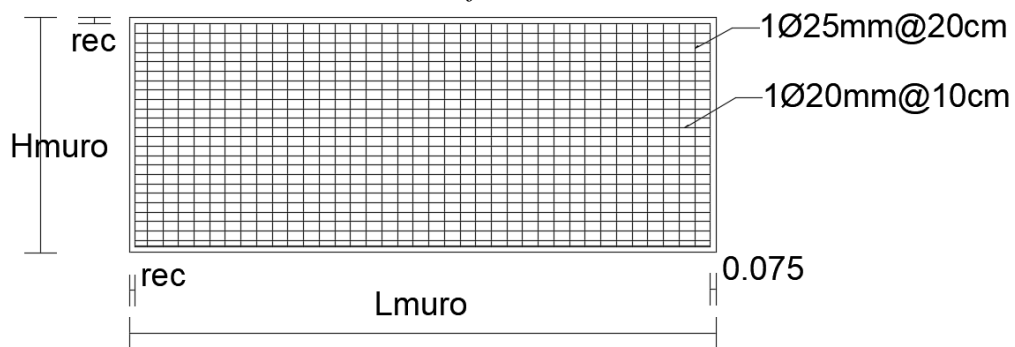


Corte 1-1 / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

**Figura 108**

Detalle del corte 2-2 del acero de refuerzo del muro divisorio.



Corte 2-2 / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

**f) Conducto de purga**

**Obra de captación sin presa**

**Tabla 22**

*Volumen de hormigón armado del conducto de purga.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240 \text{ kg/cm}^3$ )			
Ancho conducto (bcon, m)	0.22	Espesor (e, m)	0.50
Alto conducto (hcon, m)	0.18		

Volumen del conducto de purga	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )	Vol. Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol. Exterior (m <sup>3</sup> )	1.31	5.00	6.57	6.18
Vol. Interior (m <sup>3</sup> )	0.08	5.00	0.39	

Elaborado por: El autor.

### g) Galería de purga

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 23**

*Volumen de hormigón armado de la galería de purga.*

Volumen de hormigón armado (f'c=240 kg/cm <sup>3</sup> )				
Ancho galería (bgal, m)	0.97	Espesor (e, m) Alto galería de purga (hgal, m)		0.50 1.50
Volumen de la galería de purga	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )	Vol. Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol. Exterior (m <sup>3</sup> )	6.90	2.95	40.66	29.28
Vol. Interior (m <sup>3</sup> )	2.92	1.95	11.39	

Elaborado por: El autor.

**Tabla 24**

*Planilla de acero de la galería de purga.*

Planilla de acero de la galería de purga												
Mc	φ (mm)	Tipo	Cant.	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	g (m)	L des. (m)	L Total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
102	12	C	64	0.15	5.95	0.15			6.25	400	0.888	355.20
102	12	C	112	0.15	3.4	0.15			3.70	414.4	0.888	367.99
104	12	L	352	0.50	1.5				2.00	704	0.888	625.15
<b>TOTAL:</b>											1348.34	

Elaborado por: El autor.

### Volumen de excavación y relleno

#### h) Muro a gravedad

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 25**

*Volumen de excavación y relleno del muro a gravedad.*

Volumen de excavación y relleno (m <sup>3</sup> )			
Profundidad de excavación (m)	2.00	Relleno (m)	0.50
Volumen del muro a gravedad	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )

<b>Volumen de excavación (m3)</b>	10.60	31.11	659.56
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	2.65	31.11	164.89

Elaborado por: El autor.

### i) Canal de transición del desarenador

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 26**

*Volumen de excavación y relleno del canal de transición.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del canal de transición</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	1.32	2.00	2.64
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	1.32	0.50	0.66

Elaborado por: El autor.

### j) Canal de transición de la obra de captación

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 27**

*Volumen de excavación y relleno del canal de transición.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del canal de transición</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	23.92	2.00	47.85
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	23.92	0.50	11.96

Elaborado por: El autor.

### k) Cámara desarenadora

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 28**

*Volumen de excavación y relleno de la cámara desarenadora.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen de la cámara desarenadora</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>



<b>Volumen de excavación (m3)</b>	108.89	2.00	217.78
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	108.89	0.50	54.44

Elaborado por: El autor.

### l) Muro divisorio

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 29**

*Volumen de excavación y relleno del muro divisorio.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del muro divisorio</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	10.80	31.11	336.00
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	2.70	31.11	84.00

Elaborado por: El autor.

### m) Conducto de purga

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 30**

*Volumen de excavación y relleno del conducto de purga.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del conducto de purga</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	3.88	5.00	19.42
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	0.97	5.00	4.86

Elaborado por: El autor.

### n) Galería de purga

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 31**

*Volumen de excavación y relleno de la galería de purga.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50

Volumen de la galería de purga	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )
Volumen de excavación (m <sup>3</sup> )	6.90	2.95	40.66
Volumen de relleno (m <sup>3</sup> )	3.67	2.95	21.65

Elaborado por: El autor.

### 7.2.1.2 Encofrado de monte de madera

#### a) Muro a gravedad

##### Obra de captación sin presa

**Tabla 32**

*Encofrado de madera de monte del muro a gravedad.*

Encofrado de madera de monte muros (m <sup>2</sup> )	
Ld (m)	5.66
Lmuro (m)	31.11
Área del muro a gravedad	
No área lateral ( )	2.00
Área lateral (m <sup>2</sup> )	17.40
Área frontal (m <sup>2</sup> )	176.10
Área posterior (m <sup>2</sup> )	93.33
No muros ( )	2.00
Área Total (m <sup>2</sup> )	573.67

Elaborado por: El autor.

#### b) Canal de transición del desarenador

##### Obra de captación sin presa

**Tabla 33**

*Encofrado de madera de monte del canal de transición del desarenador.*

Encofrado de madera de monte canal de transición (m <sup>2</sup> )			
Ancho canal transición (bcan, m)	2.33	Distancia horizontal del canal (Lhdes, m)	0.39
Alto canal transición (hcan, m)	1.16	Ancho desarenador (bdes, m)	2.50
Área del canal de transición		Longitud transición (Ltrandes, m)	0.40
No área lateral ( )	1.00		
Área lateral (m <sup>2</sup> )	5.30		
No área lateral ( )	1.00		
Área lateral (m <sup>2</sup> )	5.04		
No área frontal (m <sup>2</sup> )	2.00		
Área frontal (m <sup>2</sup> )	1.20		
No área frontal interna (m <sup>2</sup> )	1.00		
Área frontal interna (m <sup>2</sup> )	3.29		
No área frontal interna (m <sup>2</sup> )	1.00		
Área frontal interna (m <sup>2</sup> )	3.06		
No área lateral interna (m <sup>2</sup> )	2.00		
Área lateral interna (m <sup>2</sup> )	1.04		

No área base interna (m2)	1.00
Área base interna (m2)	0.93
Área Total (m2)	19.86

Elaborado por: El autor.

### c) Canal de transición de la obra de captación

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 34**

*Encofrado de madera de monte del canal de transición de la obra de captación.*

Encofrado de madera de monte canal de transición (m2)			
Ancho canal transición (bcan, m)	2.33	Distancia horizontal del canal (Lh, m)	5.66
Alto canal transición (hcan, m)	1.16	Ancho captación (Bocap, m)	4.12
Área del canal de transición		Longitud transición (Ltran, m)	5.73
No área lateral ( )	1.00		
Área lateral (m2)	7.76		
No área lateral ( )	1.00		
Área lateral (m2)	5.04		
No área frontal (m2)	2.00		
Área frontal (m2)	17.36		
No área frontal interna (m2)	1.00		
Área frontal interna (m2)	5.42		
No área frontal interna (m2)	1.00		
Área frontal interna (m2)	3.06		
No área lateral interna (m2)	2.00		
Área lateral interna (m2)	15.07		
No área base interna (m2)	1.00		
Área base interna (m2)	18.26		
Área Total (m2)	71.97		

Elaborado por: El autor.

**d) Cámara desarenadora**

**Obra de captación sin presa**

**Tabla 35**

*Encofrado de madera de monte de la cámara desarenadora.*

<b>Encofrado de madera de monte cámara desarenadora (m2)</b>			
<b>Ancho cámara (bcam, m)</b>	0.95	<b>Longitud cámara (Lcam, m)</b>	31.11
<b>Alto cámara (hcam, m)</b>	4.00	<b>Ancho pila (dp, m)</b>	0.60
<b>Área del cámara desarenadora</b>		<b>Espesor (e,m)</b>	0.50
<b>No área lateral ()</b>	2.00		
<b>Área lateral (m2)</b>	30.45		
<b>No área frontal (m2)</b>	2.00		
<b>Área frontal (m2)</b>	135.33		
<b>No área frontal interna (m2)</b>	4.00		
<b>Área frontal interna (m2)</b>	15.20		
<b>No área lateral interna (m2)</b>	4.00		
<b>Área lateral interna (m2)</b>	516.44		
<b>No área base interna (m2)</b>	2.00		
<b>Área base interna (m2)</b>	59.11		
<b>Área Total (m2)</b>	756.54		

Elaborado por: El autor.

**e) Muro divisorio**

**Obra de captación sin presa**

**Tabla 36**

*Encofrado de madera del muro a gravedad.*

<b>Encofrado de madera de monte muros (m2)</b>	
<b>Ld (m)</b>	5.66
<b>Lmuro (m)</b>	31.11
<b>Área del muro divisorio</b>	
<b>No área lateral ()</b>	2.00
<b>Área lateral (m2)</b>	18.00
<b>Área frontal (m2)</b>	176.10
<b>Área posterior (m2)</b>	93.33
<b>Área Total (m2)</b>	287.43

Elaborado por: El autor.

**f) Conducto de purga**

**Obra de captación sin presa**

**Tabla 37**

*Encofrado de madera de monte del conducto de purga.*

<b>Encofrado de madera de monte conducto de purga (m2)</b>			
Ancho conducto (bcon, m)	0.22	Espesor (e, m)	0.50
Alto conducto (hcon, m)	0.18	Longitud conducto (Lcon, m)	5.00
<b>Área del conducto de purga</b>			
No área lateral ()	2.00		
Área lateral (m2)	2.63		
No área frontal (m2)	2.00		
Área frontal (m2)	3.38		
No área frontal interna (m2)	4.00		
Área frontal interna (m2)	3.54		
No área lateral interna (m2)	4.00		
Área lateral interna (m2)	0.16		
No área base interna (m2)	2.00		
Área base interna (m2)	2.21		
Área Total (m2)	11.92		

Elaborado por: El autor.

### g) Galería de purga

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 38**

*Encofrado de madera de la galería de purga.*

<b>Encofrado de madera de monte galería de purga (m2)</b>			
Ancho galería (bgal, m)	0.97	Espesor (e, m)	0.50
Alto galería (hgal, m)	1.50	Longitud galería (Lcon, m)	2.95
<b>Área de la galería de purga</b>		Longitud interna galería (Lcon, m)	1.95
No área lateral ()	4.00		
Área lateral (m2)	27.58		
No área frontal (m2)	4.00		
Área frontal (m2)	23.58		
No área frontal interna (m2)	8.00		
Área frontal interna (m2)	23.38		
No área lateral interna (m2)	8.00		
Área lateral interna (m2)	11.69		
No área base interna (m2)	4.00		
Área base interna (m2)	7.59		
Área Total (m2)	93.83		

Elaborado por: El autor.

El análisis de precios unitarios del desarenador sin galerías de purga se encuentra en ANEXOS.

### 7.2.1.3 Presupuesto

Se presenta el presupuesto del control de sedimentos que conforman las tres etapas para la obra de captación sin presa.

#### Obra de captación sin presa

**Tabla 39**

*Presupuesto de las galerías de purga y desarenador aguas abajo.*

Presupuesto de las galerías de purga y desarenador aguas abajo						
Nro.	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
10	109	Excavación h=2 a 4m a máquina (excavadora)	m3	1276.055	\$12.88	\$16,441.35
11	110	Relleno compactado con suelo natural e=0.50 m	m3	330.500	\$8.57	\$2,831.48
7	106	Acero de refuerzo 4200 kg/cm2 galerías de purga (8-25mm)	kg	1348.339	\$4.00	\$5,390.52
6	105	Acero de refuerzo 4200 kg/cm2 muro divisorio (8-25mm)	kg	1708.773	\$4.00	\$6,831.49
2	101	Hormigón premezclado en muros f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	541.333	\$135.42	\$73,307.92
3	102	Hormigón premezclado en canal de transición f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	2.442	\$135.42	\$330.70
4	103	Hormigón premezclado en cámara del desarenador f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	150.889	\$135.42	\$20,433.53

5	104	Hormigón premezclado en muro divisorio $f'c=240$ kg/cm <sup>2</sup> (no incluye encofrado)	m3	280.000	\$135.42	\$37,917.89
8	107	Hormigón premezclado en galería de purga $f'c=240$ kg/cm <sup>2</sup> (no incluye encofrado)	m3	29.276	\$135.42	\$3,964.61
9	108	Hormigón premezclado en conducto de purga $f'c=240$ kg/cm <sup>2</sup> (no incluye encofrado)	m3	6.183	\$135.42	\$837.24
1	100	Colocación de compuerta hidráulica de acero laminado en frío de 2.0 x 2.0 m	u	2.000	\$3,555.88	\$7,111.75
12	111	Encofrado de madera de monte muros	m2	287.434	\$19.75	\$5,675.42
13	112	Encofrado de madera de monte canal de transición	m2	19.859	\$18.90	\$375.23
14	113	Encofrado de madera de monte cámara desarenadora	m2	756.539	\$22.13	\$16,738.66
15	114	Encofrado de madera de monte muro divisorio	m2	287.434	\$20.43	\$5,870.89
16	115	Encofrado de madera de monte conducto de purga	m2	11.920	\$21.79	\$259.68
17	116	Encofrado de madera de monte galería de purga	m2	93.826	\$19.07	\$1,788.79
					<b>TOTAL:</b>	\$206,107.15

Elaborado por: El autor.

## 7.2.2 Presupuesto del control de sedimentos que conforman las tres etapas para una obra de captación con presa

A continuación, se presentan los volúmenes de obras.

### 7.2.2.1 Volúmenes de obra

A continuación, se presentan los resultados de los volúmenes de obra de la galería de purga y desarenador aguas abajo.

#### Volumen de hormigón armado

##### a) Conducto de purga

#### Obra de captación con presa

**Tabla 40**

*Volumen de hormigón armado del conducto de purga.*

<b>Volumen de hormigón armado (<math>f'c=240</math> kg/cm<sup>3</sup>)</b>			
<b>Ancho conducto (bcon, m)</b>	0.21	<b>Espesor (e, m)</b>	0.50
<b>Alto conducto (hcon, m)</b>	0.17		

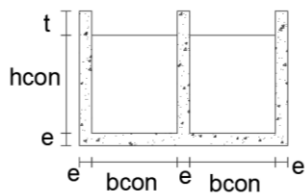
Volumen del conducto de purga	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )	Vol. Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol. Exterior (m <sup>3</sup> )	1.28	5.00	6.39	6.04
Vol. Interior (m <sup>3</sup> )	0.07	5.00	0.35	

Elaborado por: El autor.

**Figura 109**

*Detalle del corte 1-1 del conducto de purga.*

Detalle del conducto de purga



Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

## b) Galería de purga

### Obra de captación con presa

**Tabla 41**

*Volumen de hormigón armado de la galería de purga.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240$ kg/cm <sup>3</sup> )				
Ancho galería (bgal, m)	0.90	Espesor (e, m)	0.50	
		Alto galería de purga (hgal, m)	1.50	
Volumen de la galería de purga	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )	Vol. Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol. Exterior (m <sup>3</sup> )	6.58	2.79	36.75	27.12
Vol. Interior (m <sup>3</sup> )	2.69	1.79	9.63	

Elaborado por: El autor.

**Tabla 42**

*Planilla de acero de la galería de purga.*

Planilla de acero de la galería de purga
--



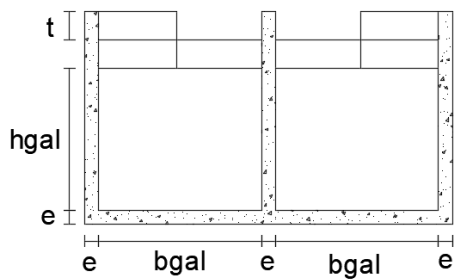
Mc	$\phi$ (mm)	Tipo	Cant.	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	g (m)	L des. (m)	L Total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
102	12	C	64	0.15	5.95	0.15			6.25	400	0.888	355.20
102	12	C	112	0.15	3.4	0.15			3.70	414.4	0.888	367.99
104	12	L	352	0.50	1.5				2.00	704	0.888	625.15
<b>TOTAL:</b>											1348.34	

Elaborado por: El autor.

### Figura 110

Detalle del corte 2-2 de la galería de purga.

Detalle de la galería de purga

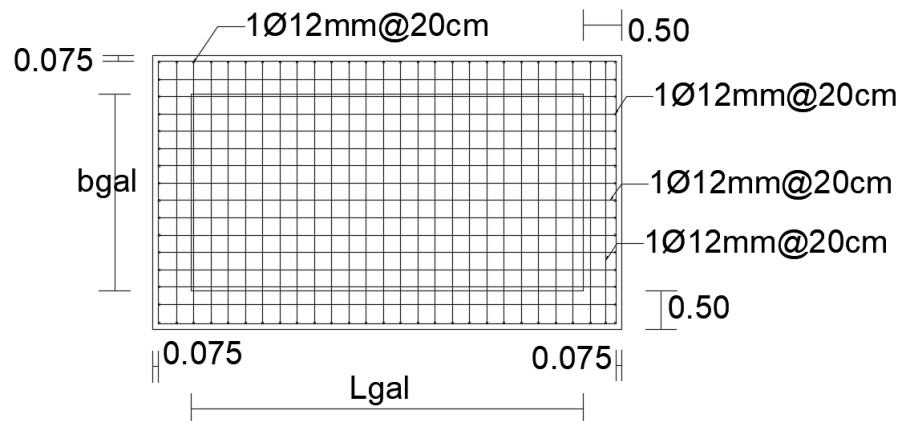


Corte 2-2 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

### Figura 111

Detalle en planta del acero de refuerzo de la galería de purga.



Planta / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

c) Muro a gravedad

Obra de captación con presa

**Tabla 43**

*Volumen de hormigón armado del muro a gravedad.*

<b>Volumen de hormigón armado (f'c=240 kg/cm3)</b>	
	No muro () 2
<b>Muro a gravedad</b>	<b>ATmuro (m2)</b> 8.70
	<b>Lmuro (m)</b> 31.11
	<b>Vmuro (m3)</b> 270.67
	<b>VTmuro (m3)</b> 541.33

Elaborado por: El autor.

d) Canal de transición del desarenador

Obra de captación con presa

**Tabla 44**

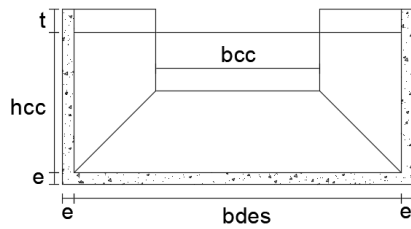
*Volumen de hormigón armado del canal de transición del desarenador.*

<b>Volumen de hormigón armado (f'c=240 kg/cm3)</b>				
<b>Borde libre (t, m)</b>	0.15	<b>Espesor (e, m)</b>		0.50
<b>Espesor (e, m)</b>	0.20	<b>Distancia horizontal del canal (Lhdes, m)</b>		0.48
<b>Volumen del canal de transición del desarenador</b>	<b>Área en planta (m2)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>	<b>Vol. Hormigón (m3)</b>
<b>Vol.exterior (m3)</b>	1.62	1.49	2.42	1.88
<b>Vol.interior (m3)</b>	1.14	1.29	1.48	

Elaborado por: El autor.

**Figura 112***Detalle del desarenador-canal de transición.*

Detalle del desarenador-canal de transición



Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

**e) Canal de transición de la obra de captación****Obra de captación con presa****Tabla 45***Volumen de hormigón armado del canal de transición de la obra de captación.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240$ kg/cm <sup>3</sup> )				
Borde libre (t, m)	0.15	Espesor (e, m)	0.50	
Espesor (e, m)	0.20	Distancia horizontal del canal (Lhdes, m)	5.05	
Volumen del canal de transición de la obra de captación	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Vol. Total (m <sup>3</sup> )	Vol. Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol.exterior (m <sup>3</sup> )	20.63	1.49	30.83	21.32
Vol.interior (m <sup>3</sup> )	15.59	1.29	20.17	

Elaborado por: El autor.

**f) Cámara desarenadora****Obra de captación con presa****Tabla 46***Detalle del volumen de hormigón armado de la cámara desarenadora.*

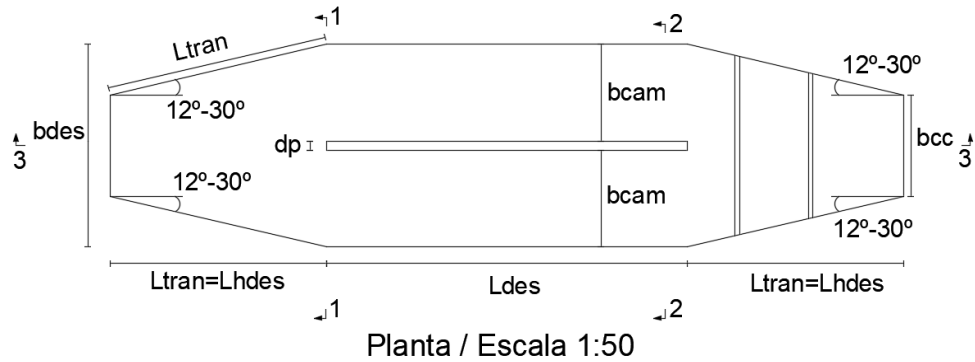
Volumen de hormigón armado ( $f'c=240$ kg/cm <sup>3</sup> )				
Borde libre (t, m)	0.15	Espesor (e, m)	0.50	
Espesor (e, m)	0.20	Ancho pila (dp, m)	0.60	
Volumen de la cámara desarenadora	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Vol.Total (m <sup>3</sup> )	Vol.Hormigón (m <sup>3</sup> )
Vol.exterior (m <sup>3</sup> )	108.89	4.35	473.67	150.89

<b>Vol.interior (m3)</b>	77.78	4.15	322.78
--------------------------	-------	------	--------

Elaborado por: El autor.

**Figura 113**

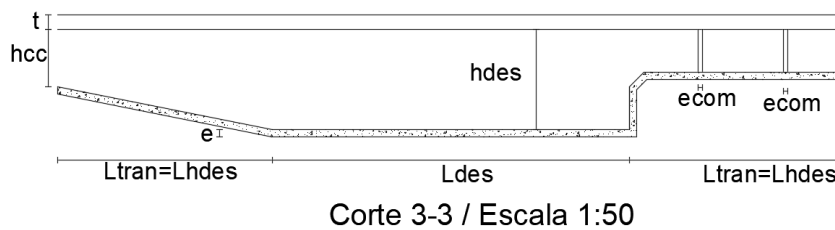
*Detalle en planta del desarenador-canal de transición.*



Elaborado por: El autor.

**Figura 114**

*Detalle del corte 3-3 del desarenador-canal de transición.*

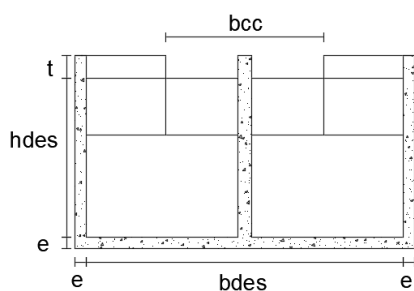


Elaborado por: El autor.

**Figura 115**

*Detalle del corte 2-2 del desarenador-canal de transición.*

Detalle del desarenador-canal de transición



Corte 2-2 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

**g) Muro divisorio**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 47**

*Volumen de hormigón armado del muro divisorio.*

Volumen de hormigón armado ( $f'c=240$ kg/cm <sup>3</sup> )		
	No muro ()	1
<b>Muro divisorio</b>	ATmuro (m <sup>2</sup> )	9.00
	Lmuro (m)	31.11
	Vmuro (m <sup>3</sup> )	280.00
	VTmuro (m <sup>3</sup> )	280.00

Elaborado por: El autor.

**Tabla 48**

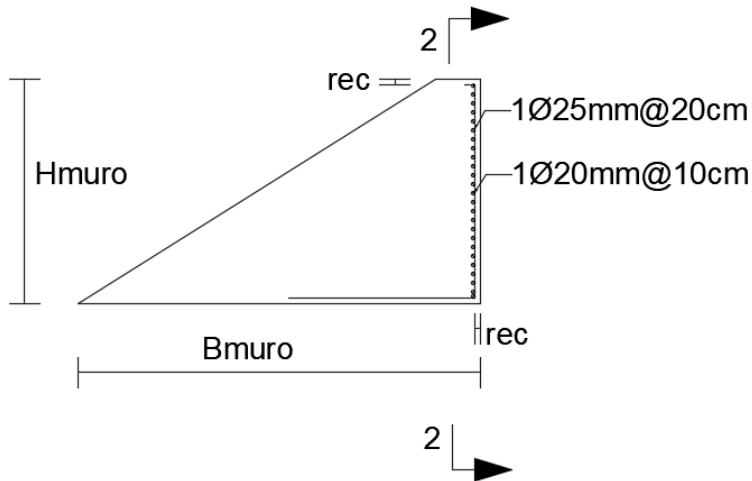
*Planilla de acero del muro divisorio.*

Planilla de acero del muro divisorio												
Mc	$\phi$ (mm)	Tipo	Cant.	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	g (m)	L des. (m)	L Total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
101	25	C	38	0.30	3.00		2.50		5.80	220.4	4.909	1081.94
102	20	C	25	0.24	7.50	0.24			7.98	199.5	3.142	626.83
<b>TOTAL</b>											<b>1708.77</b>	

Elaborado por: El autor.

**Figura 116**

Detalle del corte 1-1 del acero de refuerzo del muro divisorio.

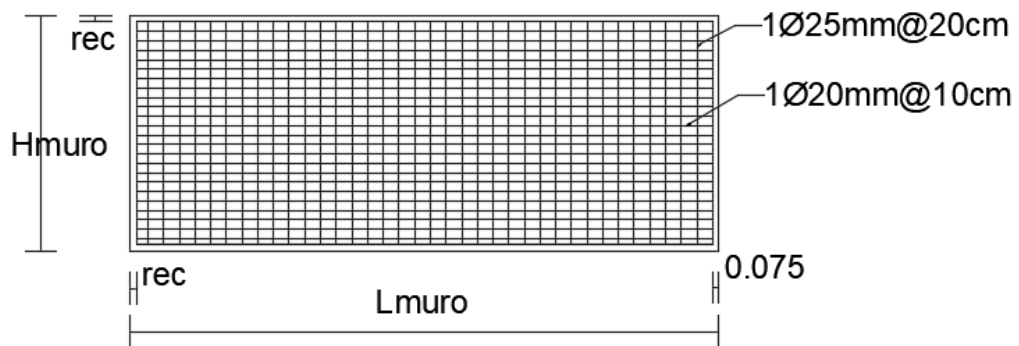


Corte 1-1 / Escala 1:25

Elaborado por: El autor.

**Figura 117**

Detalle del corte 2-2 del acero de refuerzo del muro divisorio.



Corte 2-2 / Escala 1:25

Elaborado por: El autor.

## Volumen de excavación y relleno

### h) Conducto de purga

#### Obra de captación con presa

**Tabla 49**

*Volumen de excavación y relleno del conducto de purga.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del conducto de purga</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	3.83	5.00	19.16
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	0.96	5.00	4.79

Elaborado por: El autor.

### i) Galería de purga

#### Obra de captación con presa

**Tabla 50**

*Volumen de excavación y relleno de la galería de purga.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen de la galería de purga</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	6.58	2.79	36.75
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	0.77	2.79	4.31

Elaborado por: El autor.

### j) Muro a gravedad

#### Obra de captación con presa

**Tabla 51**

*Volumen de excavación y relleno del muro a gravedad.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del muro a gravedad</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	10.60	31.11	659.56
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	2.65	31.11	164.89

Elaborado por: El autor.

**k) Canal de transición del desarenador**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 52**

*Volumen de excavación y relleno del canal de transición.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del canal de transición</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	1.62	2.00	3.24
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	1.62	0.50	0.81

Elaborado por: El autor.

**l) Canal de transición de la obra de captación**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 53**

*Volumen de excavación y relleno del canal de transición.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del canal de transición</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	20.63	2.00	41.27
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	20.63	0.50	10.32

Elaborado por: El autor.

**m) Cámara desarenadora**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 54**

*Volumen de excavación y relleno de la cámara desarenadora.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen de la cámara desarenadora</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	108.89	2.00	217.78
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	108.89	0.50	54.44

Elaborado por: El autor.



n) Muro divisorio

Obra de captación con presa

**Tabla 55**

*Volumen de excavación y relleno del muro divisorio.*

<b>Volumen de excavación y relleno (m3)</b>			
<b>Profundidad de excavación (m)</b>	2.00	<b>Relleno (m)</b>	0.50
<b>Volumen del muro divisorio</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Vol. Total (m3)</b>
<b>Volumen de excavación (m3)</b>	10.80	31.11	336.00
<b>Volumen de relleno (m3)</b>	2.70	31.11	84.00

Elaborado por: El autor.

7.2.2.2 Encofrado de monte de madera

a) Conducto de purga

Obra de captación con presa

**Tabla 56**

*Encofrado de madera de monte del conducto de purga.*

<b>Encofrado de madera de monte conducto de purga (m2)</b>			
<b>Ancho conducto (bcon, m)</b>	0.21	<b>Espesor (e, m)</b>	0.50
<b>Alto conducto (hcon, m)</b>	0.17	<b>Longitud conducto (Lcon, m)</b>	5.00
<b>Área del conducto de purga</b>			
<b>No área lateral ()</b>	2.00		
<b>Área lateral (m2)</b>	2.55		
<b>No área frontal (m2)</b>	2.00		
<b>Área frontal (m2)</b>	3.33		
<b>No área frontal interna (m2)</b>	4.00		
<b>Área frontal interna (m2)</b>	3.33		
<b>No área lateral interna (m2)</b>	4.00		
<b>Área lateral interna (m2)</b>	0.14		
<b>No área base interna (m2)</b>	2.00		
<b>Área base interna (m2)</b>	2.08		
<b>Área Total (m2)</b>	11.43		

Elaborado por: El autor.

**b) Galería de purga**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 57**

*Encofrado de madera de la galería de purga.*

<b>Encofrado de madera de monte galería de purga (m2)</b>			
<b>Ancho galería (bgal, m)</b>	0.90	<b>Espesor (e, m)</b>	0.50
<b>Alto galería (hgal, m)</b>	1.50	<b>Longitud galería (Lcon, m)</b>	2.79
<b>Área de la galería de purga</b>		<b>Longitud interna galería (Lcon, m)</b>	1.79
<b>No área lateral ( )</b>	4.00		
<b>Área lateral (m2)</b>	26.33		
<b>No área frontal (m2)</b>	4.00		
<b>Área frontal (m2)</b>	22.33		
<b>No área frontal interna (m2)</b>	8.00		
<b>Área frontal interna (m2)</b>	21.50		
<b>No área lateral interna (m2)</b>	8.00		
<b>Área lateral interna (m2)</b>	10.75		
<b>No área base interna (m2)</b>	4.00		
<b>Área base interna (m2)</b>	6.42		
<b>Área Total (m2)</b>	87.33		

Elaborado por: El autor.

**c) Muro a gravedad**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 58**

*Encofrado de madera de monte del muro a gravedad.*

<b>Encofrado de madera de monte muros (m2)</b>	
<b>Ld (m)</b>	5.66
<b>Lmuro (m)</b>	31.11
<b>Área del muro a gravedad</b>	
<b>No área lateral ( )</b>	2.00
<b>Área lateral (m2)</b>	17.40
<b>Área frontal (m2)</b>	176.10
<b>Área posterior (m2)</b>	93.33
<b>No muros ( )</b>	2.00
<b>Área Total (m2)</b>	573.67

Elaborado por: El autor.

**d) Canal de transición del desarenador**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 59***Encofrado de madera de monte del canal de transición del desarenador.*

Encofrado de madera de monte canal de transición (m2)			
Ancho canal transición (bcan, m)	2.29	Distancia horizontal del canal (Lhdes, m)	0.48
Alto canal transición (hcan, m)	1.14	Ancho desarenador (bdes, m)	2.50
Área del canal de transición		Longitud transición (Ltrandes, m)	0.49
No área lateral ()	1.00		
Área lateral (m2)	5.23		
No área lateral ()	1.00		
Área lateral (m2)	4.91		
No área frontal (m2)	2.00		
Área frontal (m2)	1.46		
No área frontal interna (m2)	1.00		
Área frontal interna (m2)	3.24		
No área frontal interna (m2)	1.00		
Área frontal interna (m2)	2.96		
No área lateral interna (m2)	2.00		
Área lateral interna (m2)	1.27		
No área base interna (m2)	1.00		
Área base interna (m2)	1.14		
Área Total (m2)	20.21		

Elaborado por: El autor.

**e) Canal de transición de la obra de captación****Obra de captación con presa****Tabla 60***Encofrado de madera de monte del canal de transición de la obra de captación.*

Encofrado de madera de monte canal de transición (m2)			
Ancho canal transición (bcan, m)	2.29	Distancia horizontal del canal (Lh, m)	5.05
Alto canal transición (hcan, m)	1.14	Ancho captación (bcap, m)	3.89
Área del canal de transición		Longitud transición (Ltran, m)	5.11
No área lateral ()	1.00		
Área lateral (m2)	7.30		
No área lateral ()	1.00		
Área lateral (m2)	4.91		
No área frontal (m2)	2.00		
Área frontal (m2)	15.27		
No área frontal interna (m2)	1.00		
Área frontal interna (m2)	5.03		
No área frontal interna (m2)	1.00		
Área frontal interna (m2)	2.96		
No área lateral interna (m2)	2.00		
Área lateral interna (m2)	13.23		
No área base interna (m2)	1.00		
Área base interna (m2)	15.59		
Área Total (m2)	64.29		

Elaborado por: El autor.

**f) Cámara desarenadora**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 61**

*Encofrado de madera de monte de la cámara desarenadora.*

<b>Encofrado de madera de monte cámara desarenadora (m2)</b>			
<b>Ancho cámara (bcam, m)</b>	0.95	<b>Longitud cámara (Lcam, m)</b>	31.11
<b>Alto cámara (hcam, m)</b>	4.00	<b>Ancho pila (dp, m)</b>	0.60
<b>Área de la cámara desarenadora</b>		<b>Espesor (e, m)</b>	0.50
<b>No área lateral ()</b>	2.00		
<b>Área lateral (m2)</b>	30.45		
<b>No área frontal (m2)</b>	2.00		
<b>Área frontal (m2)</b>	135.33		
<b>No área frontal interna (m2)</b>	4.00		
<b>Área frontal interna (m2)</b>	15.20		
<b>No área lateral interna (m2)</b>	4.00		
<b>Área lateral interna (m2)</b>	516.44		
<b>No área base interna (m2)</b>	2.00		
<b>Área base interna (m2)</b>	59.11		
<b>Área Total (m2)</b>	756.54		

Elaborado por: El autor.

**g) Muro divisorio**

**Obra de captación con presa**

**Tabla 62**

*Encofrado de madera del muro a gravedad.*

<b>Encofrado de madera de monte muros (m2)</b>	
<b>Ld (m)</b>	5.66
<b>Lmuro (m)</b>	31.11
<b>Área del muro a gravedad</b>	
<b>No área lateral ()</b>	2.00
<b>Área lateral (m2)</b>	18.00
<b>Área frontal (m2)</b>	176.10
<b>Área posterior (m2)</b>	93.33
<b>Área Total (m2)</b>	287.43

Elaborado por: El autor.

El análisis de precios unitarios del desarenador sin galerías de purga se encuentra en ANEXOS.

### 7.2.2.3 Presupuesto

Se presenta el presupuesto del control de sedimentos que conforma las tres etapas para la obra de captación con presa.

#### Obra de captación con presa

**Tabla 63**

*Presupuesto de las galerías de purga y desarenador aguas abajo.*

Presupuesto de las galerías de purga y desarenador aguas abajo						
Nro.	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
10	109	Excavación h=2 a 4m a máquina (excavadora)	m3	1272.489	\$12.88	\$16,395.40
11	110	Relleno compactado con suelo natural e=0.50 m	m3	313.246	\$8.57	\$2,683.66
7	106	Acero de refuerzo 4200 kg/cm2 galerías de purga (8-25mm)	kg	1348.339	\$4.00	\$5,390.52
6	105	Acero de refuerzo 4200 kg/cm2 muro divisorio (8-25mm)	kg	1708.773	\$4.00	\$6,831.49
2	101	Hormigón premezclado en muros f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	541.333	\$135.42	\$73,307.92
3	102	Hormigón premezclado en canal de transición f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	1.885	\$135.42	\$255.27
4	103	Hormigón premezclado en cámara del desarenador f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	150.889	\$135.42	\$20,433.53
5	104	Hormigón premezclado en muro divisorio f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	280.000	\$135.42	\$37,917.89
8	107	Hormigón premezclado en galería de purga f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	27.123	\$135.42	\$3,673.07
9	108	Hormigón premezclado en conducto de purga f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)	m3	6.039	\$135.42	\$817.78
1	100	Colocación de compuerta hidráulica de acero laminado en frío de 2.0 x 2.0 m	u	2.000	\$3,555.88	\$7,111.75
12	111	Encofrado de madera de monte muros	m2	287.434	\$19.75	\$5,675.42
13	112	Encofrado de madera de monte canal de transición	m2	20.211	\$18.90	\$381.88
14	113	Encofrado de madera de monte cámara desarenadora	m2	756.539	\$22.13	\$16,738.66
15	114	Encofrado de madera de monte muro divisorio	m2	287.434	\$20.43	\$5,870.89
16	115	Encofrado de madera de monte conducto de purga	m2	11.435	\$21.79	\$249.11
17	116	Encofrado de madera de monte galería de purga	m2	87.327	\$19.07	\$1,664.88
<b>TOTAL:</b>						\$205,399.13

Elaborado por: El autor.

### 7.3 Conclusiones para el control de sedimentos en la obra de captación.

#### 7.3.1 Resultados

Para el diseño del desarenador es necesario considerar la longitud de la cámara desarenadora, ya que esta longitud influye en la decantación de las partículas sólidas de los sedimentos de fondo; lo que nos indica que, mientras menor es el tamaño de la partícula de fondo mayor es el valor de la longitud de la cámara desarenadora. Por esa razón que para el tamaño de partícula solida de los sedimentos de fondo como de arena gruesa de 2 mm y 1/2 mm, el valor de la cámara desarenadora (longitud del desarenador) es de 10.92m y 31.11m, respectivamente.

Para el río de piedemonte cuya pendiente de río ( $i$ ) es de 0.03, los valores de abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X$ ) van desde valores iguales a nulo hasta 10.72 m (grava gruesa de 64 mm) y de 8 m a 12.64 m (grava gruesa de 16 mm), lo que nos indica que, para la grava gruesa (64 mm – 16 mm) el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X$ ) tiene resultados de nulo a 12.64 m. Estos valores son para un río de montaña de caudal pequeño ( $1\text{m}^3/\text{s} \leq Q < 30\text{m}^3/\text{s}$ ). Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 64**

*Tabla general de los resultados para río de piedemonte de caudal pequeño.*

**Tabla de resultados para río piedemonte ( $i=0.03$ ) de caudal pequeño ( $1\text{m}^3/\text{s} < Q < 30\text{m}^3/\text{s}$ )**

<b>Sedimento de fondo</b>	<b>X (m)</b>
<b>Grava gruesa (64mm-16mm)</b>	nulo - 10.72
<b>Grava mediana (16mm-4mm)</b>	8 - 13.36
<b>Grava fina (4mm-2mm)</b>	10.47 - 13.53
<b>Arena gruesa (2mm-1/2mm)</b>	11.01- 13.71

Elaborado por: El autor.

Cuando el caudal ( $Q$ ) del río pequeño es igual a  $10\text{ m}^3/\text{s}$ , la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X$ ) van desde 9.39 m a 10.08 m (grava

gruesa de 64 mm) y de 11.70 m a 11.81 m (grava gruesa 16 mm), por lo cual, para la grava gruesa (64 mm – 16 mm), el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) es de 9.39 m a 11.81 m, estos valores son para un río de montaña de ( $0.05 < i < 0.10$ ). Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 65**

*Tabla general de los resultados para río de montaña de caudales pequeños de montaña.*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=10\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de montaña (<math>0.05 &lt; i &lt; 0.10</math>).</b>	
<b>Sedimento de fondo</b>	<b>X (m)</b>
<b>Grava gruesa (64mm-16mm)</b>	9.39 - 11.81
<b>Grava mediana (16mm-4mm)</b>	11.70 - 12.54
<b>Grava fina (4mm-2mm)</b>	12.46 - 12.74
<b>Arena gruesa (2mm-1/2mm)</b>	12.62 - 12.95

Elaborado por: El autor.

Para el río de caudales pequeños cuyo caudal (Q) es  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , los valores de abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) van de 7.83 m a 9.39 m (grava gruesa de 64 mm) y de 11.39 m a 11.70 m (grava gruesa 16 mm), lo que nos indica que, para la grava gruesa (64 mm – 16 mm), el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) es de 7.83 m a 11.70 m, estos valores son para un río de piedemonte de ( $0.02 < i < 0.05$ ).

**Tabla 66**

*Tabla general de los resultados para río de montaña de caudales pequeños de piedemonte.*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=10\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de piedemonte (<math>0.02 &lt; i &lt; 0.05</math>).</b>	
<b>Sedimento de fondo</b>	<b>X (m)</b>
<b>Grava gruesa (64mm-16mm)</b>	7.83 - 11.70
<b>Grava mediana (16mm-4mm)</b>	11.39 - 12.58
<b>Grava fina (4mm-2mm)</b>	12.54 - 12.86
<b>Arena gruesa (2mm-1/2mm)</b>	12.74 - 13.15

Elaborado por: El autor.

Para una obra de captación sin presa y un río de caudal pequeño ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $i=0.03$ ), se obtienen los siguientes resultados: Crestas sumergidas ( $V_{\text{sedg}}=63072\text{m}^3$ ,  $\% \text{ret}=1.19\%$ ,  $N_{\text{pris}}=19$ ,  $T_{\text{llen3}}=0.58\text{días}$ ,  $\% \text{ret}_{N_{\text{pris}}}=22.58\%$ ); abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X=14.21\text{m}-15.55\text{m}$ ), dimensiones del canal de conducción ( $b_{\text{cc}}=1.74\text{m}$ ,  $h_{\text{cc}}=0.87\text{m}$ ,  $i_{\text{cc}}=0.0075$ ); dimensiones de la cresta poligonal ( $a=3.05\text{m}$ ,  $c=0.48\text{m}$ ,  $b=3.24\text{m}$ ,  $L_{\text{cps}}=6.77\text{m}$ ,  $i_{\text{cps}}=0.06$ ,  $P_{\text{cps}}=1.26\text{m}$ ,  $\alpha_1=31.30^\circ\text{C}$ ,  $\alpha_2=15.65^\circ\text{C}$ ,  $B_{\text{cps}}=2.46\text{m}$ ); dimensiones de la obra de captación ( $b_{\text{cap}}=1.15\text{m}$ ,  $B_{\text{cap}}=3.45\text{m}$ ,  $B_{\text{ocap}}=4.65\text{m}$ ,  $L_h=9.19\text{m}$ ,  $L_{\text{tran}}=9.30\text{m}$ ,  $d=3.26\text{m}$ ,  $v_{\text{ocap}}=0.21\text{m/s}$ ); dimensiones del conducto de purga ( $b_{\text{con}}=0.24\text{m}$ ,  $h_{\text{con}}=0.20\text{m}$ ,  $v_{\text{con}}=2.99\text{m/s}$ ); dimensiones de la galería de purga ( $b_{\text{gal}}=1.15\text{m}$ ,  $h_{\text{gal}}=1.50\text{m}$ ,  $\rho_{\text{turb}}=0.16\text{kg/m}^3$ ); dimensiones del desarenador ( $B_{\text{des}}=2.50\text{m}$ ,  $S_{\text{cam}}=31.11\text{m}$ ,  $B_{\text{cam}}=0.95\text{m}$ ,  $i_{\text{cam}}=0.17$ ,  $t_{\text{lav}}=460.91\text{min}$ ,  $L_{\text{hdes}}=1.72\text{m}$ ,  $L_{\text{trandes}}=1.77\text{m}$ ).

Para una obra de captación sin presa y para un río de caudal pequeño ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña ( $i=0.08$ ), se obtienen los siguientes resultados: Crestas sumergidas ( $V_{\text{sedg}}=63072\text{m}^3$ ,  $\% \text{ret}=0.44\%$ ,  $N_{\text{pris}}=45$ ,  $T_{\text{llen3}}=0.22\text{días}$ ,  $\% \text{ret}_{N_{\text{pris}}}=20\%$ ); abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X=14.52\text{m}-15.45\text{m}$ ), dimensiones del canal de conducción ( $b_{\text{cc}}=1.48\text{m}$ ,  $h_{\text{cc}}=0.74\text{m}$ ,  $i_{\text{cc}}=0.017$ ); dimensiones de la cresta poligonal ( $a=3.05\text{m}$ ,  $c=0.48\text{m}$ ,  $b=3.24\text{m}$ ,  $L_{\text{cps}}=6.77\text{m}$ ,  $i_{\text{cps}}=0.06$ ,  $P_{\text{cps}}=1.26\text{m}$ ,  $\alpha_1=44.80^\circ\text{C}$ ,  $\alpha_2=22.40^\circ\text{C}$ ,  $B_{\text{cps}}=3.38\text{m}$ ); dimensiones de la obra de captación ( $b_{\text{cap}}=1.31\text{m}$ ,  $B_{\text{cap}}=3.93\text{m}$ ,  $B_{\text{ocap}}=5.13\text{m}$ ,  $L_h=11.51\text{m}$ ,  $L_{\text{tran}}=11.65\text{m}$ ,  $d=3.35\text{m}$ ,  $v_{\text{ocap}}=0.19\text{m/s}$ ); dimensiones del conducto de purga ( $b_{\text{con}}=0.26\text{m}$ ,  $h_{\text{con}}=0.21\text{m}$ ,  $v_{\text{con}}=3.02\text{m/s}$ ); dimensiones de la galería de purga ( $b_{\text{gal}}=1.31\text{m}$ ,  $h_{\text{gal}}=1.50\text{m}$ ,  $\rho_{\text{turb}}=0.17\text{kg/m}^3$ ); dimensiones del desarenador ( $B_{\text{des}}=2.50\text{m}$ ,  $S_{\text{cam}}=31.11\text{m}$ ,  $B_{\text{cam}}=0.95\text{m}$ ,  $i_{\text{cam}}=0.17$ ,  $t_{\text{lav}}=460.91\text{min}$ ,  $L_{\text{hdes}}=2.29\text{m}$ ,  $L_{\text{trandes}}=2.35\text{m}$ ).



La concentración de sedimentos, caudal y pendiente de río es directamente proporcional a las dimensiones del canal de conducción, la obra de captación, conducto de purga, galerías de purga y del desarenador, debido a que, cuando estos valores son mayores, los sedimentos de fondo se puedan decantar y así ser retenidos en su mayor totalidad.

### **Para concentración de sedimentos de 1 kg/m<sup>3</sup> sin presa**

Para una obra de captación sin presa y un río de caudal pequeño ( $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña ( $i=0.10$ ), se obtienen los siguientes resultados: Crestas sumergidas ( $V_{\text{sedg}}=56064\text{m}^3$ ,  $\% \text{ret}=0.40\%$ ,  $N_{\text{pris}}=54$ ,  $T_{\text{llen3}}=0.19\text{días}$ ,  $\% \text{ret}_{N_{\text{pris}}}=21.56\%$ ); abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X=15.35\text{m}-16.03\text{m}$ ), dimensiones del canal de conducción ( $b_{\text{cc}}=1.79\text{m}$ ,  $h_{\text{cc}}=0.89\text{m}$ ,  $i_{\text{cc}}=0.026$ ); dimensiones de la cresta poligonal ( $a=4.15\text{m}$ ,  $c=0.62\text{m}$ ,  $b=4.45\text{m}$ ,  $L_{\text{cps}}=9.21\text{m}$ ,  $i_{\text{cps}}=0.06$ ,  $P_{\text{cps}}=1.63\text{m}$ ,  $\alpha_1=50.20^\circ\text{C}$ ,  $\alpha_2=25.10^\circ\text{C}$ ,  $B_{\text{cps}}=5.07\text{m}$ ); dimensiones de la obra de captación ( $b_{\text{cap}}=1.20\text{m}$ ,  $B_{\text{cap}}=3.60\text{m}$ ,  $B_{\text{ocap}}=4.80\text{m}$ ,  $L_h=9.51\text{m}$ ,  $L_{\text{tran}}=9.63\text{m}$ ,  $d=4.60\text{m}$ ,  $v_{\text{ocap}}=0.17\text{m/s}$ ); dimensiones del conducto de purga ( $b_{\text{con}}=0.25\text{m}$ ,  $h_{\text{con}}=0.20\text{m}$ ,  $v_{\text{con}}=2.99\text{m/s}$ ); dimensiones de la galería de purga ( $b_{\text{gal}}=1.20\text{m}$ ,  $h_{\text{gal}}=1.50\text{m}$ ,  $\rho_{\text{turb}}=0.17\text{kg/m}^3$ ); dimensiones del desarenador ( $B_{\text{des}}=2.50\text{m}$ ,  $S_{\text{cam}}=31.11\text{m}$ ,  $B_{\text{cam}}=0.95\text{m}$ ,  $i_{\text{cam}}=0.17$ ,  $t_{\text{lav}}=1037.04\text{min}$ ,  $L_{h_{\text{des}}}=1.61\text{m}$ ,  $L_{\text{trandes}}=1.65\text{m}$ ).

### **Para concentración de sedimentos de 5kg/m<sup>3</sup> sin presa**

Para una obra de captación sin presa y un río de caudal pequeño ( $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña ( $i=0.10$ ), se obtienen los siguientes resultados: Crestas sumergidas ( $V_{\text{sedg}}=280320\text{m}^3$ ,  $\% \text{ret}=0.08\%$ ,  $N_{\text{pris}}=54$ ,  $T_{\text{llen3}}=0.04\text{días}$ ,  $\% \text{ret}_{N_{\text{pris}}}=4.31\%$ ); abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X=15.35\text{m}-16.03\text{m}$ ), dimensiones del canal de conducción ( $b_{\text{cc}}=1.79\text{m}$ ,  $h_{\text{cc}}=0.89\text{m}$ ,  $i_{\text{cc}}=0.026$ ); dimensiones de la cresta poligonal ( $a=4.15\text{m}$ ,  $c=0.62\text{m}$ ,  $b=4.45\text{m}$ ,  $L_{\text{cps}}=9.21\text{m}$ ,  $i_{\text{cps}}=0.06$ ,  $P_{\text{cps}}=1.63\text{m}$ ,

$\alpha_1=50.20^\circ\text{C}$ ,  $\alpha_2=25.10^\circ\text{C}$ ,  $B_{cps}=5.07\text{m}$ ); dimensiones de la obra de captación ( $b_{cap}=1.20\text{m}$ ,  $B_{cap}=3.60\text{m}$ ,  $B_{ocap}=4.80\text{m}$ ,  $L_h=9.51\text{m}$ ,  $L_{tran}=9.63\text{m}$ ,  $d=4.60\text{m}$ ,  $v_{ocap}=0.17\text{m/s}$ ); dimensiones del conducto de purga ( $b_{con}=0.25\text{m}$ ,  $h_{con}=0.20\text{m}$ ,  $v_{con}=2.99\text{m/s}$ ); dimensiones de la galería de purga ( $b_{gal}=1.20\text{m}$ ,  $h_{gal}=1.50\text{m}$ ,  $\rho_{turb}=0.17\text{kg/m}^3$ ); dimensiones del desarenador ( $B_{des}=2.50\text{m}$ ,  $S_{cam}=31.11\text{m}$ ,  $B_{cam}=0.95\text{m}$ ,  $i_{cam}=0.17$ ,  $t_{lav}=207.41\text{min}$ ,  $L_{hdes}=1.61\text{m}$ ,  $L_{trandes}=1.65\text{m}$ ).

### **Para concentración de sedimentos 1 kg/m<sup>3</sup> con presa**

Para una obra de captación con presa y un río de caudal pequeño ( $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $i=0.08$ ), se obtienen los siguientes resultados: Crestas sumergidas ( $V_{sedg}=56064\text{m}^3$ ,  $\%ret=0.50\%$ ,  $N_{pris}=45$ ,  $T_{llen3}=0.24\text{días}$ ,  $\%ret_{Npris}=22.50\%$ ); abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X=15.34\text{m}-16.07\text{m}$ ), dimensiones del canal de conducción ( $b_{cc}=1.85\text{m}$ ,  $h_{cc}=0.93\text{m}$ ,  $i_{cc}=0.021$ ); dimensiones de la cresta poligonal ( $a=4.15\text{m}$ ,  $c=0.62\text{m}$ ,  $b=4.45\text{m}$ ,  $L_{cps}=9.21\text{m}$ ,  $i_{cps}=0.06$ ,  $P_{cps}=1.63\text{m}$ ,  $\alpha_1=44.80^\circ\text{C}$ ,  $\alpha_2=22.40^\circ\text{C}$ ,  $B_{cps}=4.62\text{m}$ ); dimensiones de la obra de captación ( $b_{cap}=1.01\text{m}$ ,  $B_{cap}=3.02\text{m}$ ,  $B_{ocap}=4.22\text{m}$ ,  $L_h=7.48\text{m}$ ,  $L_{tran}=7.58\text{m}$ ,  $d=4.50\text{m}$ ,  $v_{ocap}=0.19\text{m/s}$ ); dimensiones del conducto de purga ( $b_{con}=0.22\text{m}$ ,  $h_{con}=0.18\text{m}$ ,  $v_{con}=2.93\text{m/s}$ ); dimensiones de la galería de purga ( $b_{gal}=1.01\text{m}$ ,  $h_{gal}=1.50\text{m}$ ,  $\rho_{turb}=0.15\text{kg/m}^3$ ); dimensiones del desarenador ( $B_{des}=2.50\text{m}$ ,  $S_{cam}=31.11\text{m}$ ,  $B_{cam}=0.95\text{m}$ ,  $i_{cam}=0.17$ ,  $t_{lav}=1037.04\text{min}$ ,  $L_{hdes}=1.46\text{m}$ ,  $L_{trandes}=1.49\text{m}$ ).

### **Para concentración de sedimentos de 2.25kg/m<sup>3</sup> con presa**

Para una obra de captación con presa y un río de caudal pequeño ( $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $i=0.08$ ), se obtienen los siguientes resultados: Crestas sumergidas ( $V_{sedg}=126144\text{m}^3$ ,  $\%ret=0.22\%$ ,  $N_{pris}=45$ ,  $T_{llen3}=0.11\text{días}$ ,  $\%ret_{Npris}=10\%$ ); abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X=15.34\text{m}-16.07\text{m}$ ), dimensiones del canal de conducción ( $b_{cc}=1.85\text{m}$ ,  $h_{cc}=0.93\text{m}$ ,  $i_{cc}=0.021$ ); dimensiones de la cresta

poligonal ( $a=4.15\text{m}$ ,  $c=0.62\text{m}$ ,  $b=4.45\text{m}$ ,  $L_{cps}=9.21\text{m}$ ,  $i_{cps}=0.06$ ,  $P_{cps}=1.63\text{m}$ ,  $\alpha_1=44.80^\circ\text{C}$ ,  $\alpha_2=22.40^\circ\text{C}$ ,  $B_{cps}=4.62\text{m}$ ); dimensiones de la obra de captación ( $b_{cap}=1.01\text{m}$ ,  $B_{cap}=3.02\text{m}$ ,  $B_{ocap}=4.22\text{m}$ ,  $L_h=7.48\text{m}$ ,  $L_{tran}=7.58\text{m}$ ,  $d=4.50\text{m}$ ,  $v_{cap}=0.19\text{m/s}$ ); dimensiones del conducto de purga ( $b_{con}=0.22\text{m}$ ,  $h_{con}=0.18\text{m}$ ,  $v_{con}=2.93\text{m/s}$ ); dimensiones de la galería de purga ( $b_{gal}=1.01\text{m}$ ,  $h_{gal}=1.50\text{m}$ ,  $\rho_{turb}=0.15\text{kg/m}^3$ ); dimensiones del desarenador ( $B_{des}=2.50\text{m}$ ,  $Scam=31.11\text{m}$ ,  $B_{cam}=0.95\text{m}$ ,  $i_{cam}=0.17$ ,  $t_{lav}=460.91\text{min}$ ,  $L_{hdes}=1.46\text{m}$ ,  $L_{trandes}=1.49\text{m}$ ).

### **Para concentración de sedimentos de $5\text{kg/m}^3$ con presa**

Para una obra de captación con presa y un río de caudal pequeño ( $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $i=0.08$ ), se obtienen los siguientes resultados: Crestas sumergidas ( $V_{sedg}=280320\text{m}^3$ ,  $\%ret=0.10\%$ ,  $N_{pris}=45$ ,  $T_{llen3}=0.05\text{días}$ ,  $\%ret_{Npris}=4.5\%$ ); abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X=15.34\text{m}-16.07\text{m}$ ), dimensiones del canal de conducción ( $b_{cc}=1.85\text{m}$ ,  $h_{cc}=0.93\text{m}$ ,  $i_{cc}=0.021$ ); dimensiones de la cresta poligonal ( $a=4.15\text{m}$ ,  $c=0.62\text{m}$ ,  $b=4.45\text{m}$ ,  $L_{cps}=9.21\text{m}$ ,  $i_{cps}=0.06$ ,  $P_{cps}=1.63\text{m}$ ,  $\alpha_1=44.80^\circ\text{C}$ ,  $\alpha_2=22.40^\circ\text{C}$ ,  $B_{cps}=4.62\text{m}$ ); dimensiones de la obra de captación ( $b_{cap}=1.01\text{m}$ ,  $B_{cap}=3.02\text{m}$ ,  $B_{ocap}=4.22\text{m}$ ,  $L_h=7.48\text{m}$ ,  $L_{tran}=7.58\text{m}$ ,  $d=4.50\text{m}$ ,  $v_{cap}=0.19\text{m/s}$ ); dimensiones del conducto de purga ( $b_{con}=0.22\text{m}$ ,  $h_{con}=0.18\text{m}$ ,  $v_{con}=2.93\text{m/s}$ ); dimensiones de la galería de purga ( $b_{gal}=1.01\text{m}$ ,  $h_{gal}=1.50\text{m}$ ,  $\rho_{turb}=0.15\text{kg/m}^3$ ); dimensiones del desarenador ( $B_{des}=2.50\text{m}$ ,  $Scam=31.11\text{m}$ ,  $B_{cam}=0.95\text{m}$ ,  $i_{cam}=0.17$ ,  $t_{lav}=207.41\text{min}$ ,  $L_{hdes}=1.46\text{m}$ ,  $L_{trandes}=1.49\text{m}$ ).

## CAPÍTULO VIII

### CONTROL DE SEDIMENTOS AGUAS ABAJO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN.

**Interpretación de desarenador.** – El desarenador<sup>67</sup> es una obra hidráulica cuyo propósito principal es filtrar y retirar, todo el material en estado sólido (sedimentos) que es transportado por el agua de un canal. Por esta razón, los desarenadores deben ser considerados como partes esenciales en los estudios o proyectos relacionados en el empleo de recursos hidráulicos, exceptuando los casos que se traten de aguas muy limpias. (Krochin, 1986, pág. 139)

La función del desarenador es sedimentar o concentrar las partículas de material en estado sólido que se encuentran suspendidas en la superficie del agua que está siendo transportada. La alta velocidad de entrada en la bocatoma del desarenador permite que las partículas en estado sólido se conserven en suspensión y puedan ser arrastradas, principalmente en épocas de inundaciones, pueden ingresar bastantes sedimentos. (Ortiz, 2011, pág. 207)

El volumen de partículas en estado sólidos en época de inundaciones para ríos de montaña es cerca del (4-6) % del volumen de caudal, y para ríos de llanura es de (0.2-1.0) %. (Ortiz, 2011, pág. 207)

Cuando se prescinde del desarenador, se puede causar perjuicios en las obras, como, (Ortiz, 2011, pág. 208):

- Reducción del diámetro del canal (sección de la conducción) causada por la sedimentación, lo cual conlleva a un incremento en los costos de mantenimiento de la obra.

---

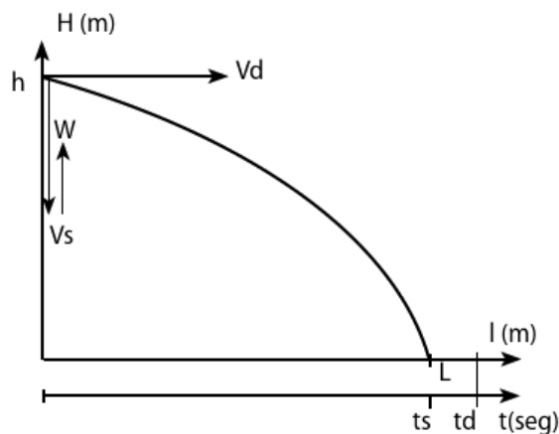
<sup>67</sup> **Desarenador.** - Es una obra hidráulica que sirve para sedimentar las partículas de tamaño no aceptable para el usuario del sistema, y evacuar el sedimento acumulado hacia el cauce natural, aguas abajo del sistema de derivación.

- Reducción del volumen del tanque de carga, debido a que las partículas en estado sólido se depositan en el fondo (se sedimentan), lo cual puede ser producido por la velocidad baja de la obra.
- Mientras las partículas tienen una velocidad más elevada, producen un desgaste más apresurado de las tuberías y turbinas, lo cual produce una disminución de su vida útil.

En la Figura 118 es posible observar cómo se desarrolla la decantación, para este proceso es necesario que la velocidad de la partícula disminuya con el objetivo de que la partícula se sedimente a lo largo del desarenador. (Ortiz, 2011, pág. 208)

**Figura 118**

*Proceso de sedimentación.*



Fuente: (Ortiz, 2011, pág. 208).

La velocidad de sedimentación<sup>68</sup> ( $V_s$ ) se define como la velocidad a la cual se hunde la partícula cuando actúa sobre ella la fuerza de gravedad. Según Arkhangalski para los diferentes diámetros de las partículas, se tienen diferentes velocidades de sedimentación, las cuales se encuentran descritos en la Tabla 67. (Ortiz, 2011, pág. 209)

<sup>68</sup> **Velocidad de sedimentación.** – Se refiere a la velocidad de descenso a la que una partícula se deposita dentro de una mezcla heterogénea.

**Tabla 67**

*Velocidades de sedimentación de las partículas sólidas en suspensión conforme a su diámetro (Arkhangelski (1935)).*

d (mm)	Vs (cm/s).	d (mm)	Vs (cm/s).
0.05	0.178	0.50	5.40
0.10	0.692	0.55	5.94
0.15	1.560	0.60	6.48
0.20	2.160	0.70	7.32
0.25	2.700	0.80	8.07
0.30	3.240	1.00	9.44
0.35	3.78	2.00	15.39
0.40	4.32	3.00	19.25
0.45	4.86	5.00	24.90

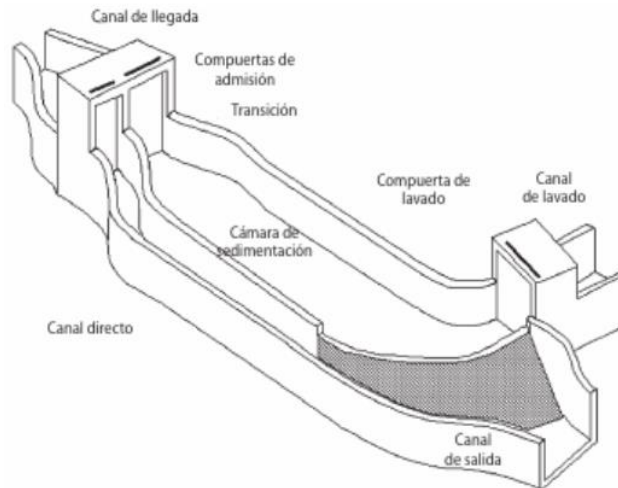
Fuente: (Ortiz, 2011, pág. 209).

Los desarenadores se encuentran diseñados en diferentes modelos, sin embargo, al considerar el modo por medio del cual eliminan los sedimentos se pueden clasificar en desarenadores de lavado intermitente y desarenadores de lavado continuo. Los desarenadores de lavado intermitente tienen la característica de realizar un lavado habitualmente, en el cual la duración de tiempo entre dos lavados se encuentra establecido por la cantidad de sedimentos que contiene el agua. Mientras, que los desarenadores de lavado continuo se caracterizan por que los sedimentos depositados en los mismos se eliminan de manera continua. (Krochin, 1986, p. 140)

### **8.1 Desarenadores de lavado periódico.**

El desarenador de lavado intermitente también llamado desarenador de lavado periódico, es el desarenador más comúnmente utilizado, y en su funcionamiento se intenta efectuar un lavado periódicamente con una duración de tiempo corto, con la finalidad de disminuir las pérdidas sólidas que contengan el agua, (Krochin, 1986, p. 140), (Ortiz, 2011, pág. 211).

**Figura 119**  
*Desarenador de lavado intermitente.*



Fuente: (Ortiz, 2011, p. 211).

### 8.1.1 Captación frontal con cámara desarenadora

Para que una captación de agua, a partir de un río de montaña sea constante, para así asegurar un decremento en los costos de operación, es preciso diseñar un sistema seguro, sólido y confiable de la obra de derivación<sup>69</sup>, desde un punto de vista del control de sedimentos.

En la experiencia se comprueba que mientras menor es el nivel de importancia designado a la obra de derivación, mayores son los costos utilizados para la operación y viceversa, es por eso, que habitualmente los ahorros de inversión en la edificación de sistemas de derivación ocasionan significativos gastos adicionales durante la operación de las obras.

Para obtener o dividir caudales pequeños, en los tramos de los ríos se emplean las captaciones de sedimentos con purga frontales, de las cuales, las que más sobresalen son aquellas que están conformadas con una cámara desripiadora<sup>70</sup>, ubicada

<sup>69</sup> **Obra de derivación.** - Es una estructura hidráulica que me permite ramificar los caudales en este caso, bajo la perspectiva del manejo de sedimentos de estos.

<sup>70</sup> **Cámara desripiadora.** - Es una estructura hidráulica que está conformada de un muro divisorio en la cual, se retiene el sedimento grueso de fondo transportado por el río.

antes de la esclusa de captación. Una característica de esta cámara es que cuenta con la ayuda de un muro divisorio, en el cual generalmente se retiene el sedimento grueso de fondo arrastrado por el río, el mismo que después es vaciado aguas abajo, mediante flujos de alta velocidad, y de orificio especiales de purga.

Cuando existen los caudales suficientes para realizar el lavado de sedimentos<sup>71</sup>, las captaciones con cámara desripiadora son las que más se recomienda utilizar para los tramos de cuenca media de los ríos, no obstante al utilizarlo experimentalmente, el manejo de dichos sistemas de derivación han demostrado tener varias deficiencias, como son: un deficiente lavado de la cámara, agitación del flujo en el momento de realizar el lavado, lo cual conlleva a la sedimentación del canal, y por lo cual es necesaria una protección del cauce aguas abajo, posterior a los orificios de purga.

Por medio de las investigaciones realizadas en los últimos años han sido planteadas varias soluciones ingenieriles con el objetivo de promover un mejor proyecto de captación frontal con cámara previa y corregir las deficiencias indicadas anteriormente, entre las cuales encuentra el proyecto de convertir la cámara desripiadora, en un desarenador que realiza el lavado de la cámara periódicamente (lavado periódico<sup>72</sup>). Para este proyecto, es necesaria una esclusa de regulación en la cabecera de la cámara, y trazar todo el fondo de la cámara desripiadora con una pendiente, también se debe considerar que, el nivel de la cresta del vertedero de entrada debe situarse a una altura de 1.5m – 2.0 m sobre el fondo del desarenador. Como puntos débiles de este proyecto se tienen que, mientras se realiza el lavado de la cámara del desarenador existe una detención en la recepción del agua, y que debido a que

---

<sup>71</sup> **Lavado de sedimentos.** - Es la acción u operación que realiza la cámara desripiadora para tratar los sedimentos de material grueso.

<sup>72</sup> **Lavado periódico.** - Es la acción u operación que realiza el desarenador, y se caracteriza por que se lava periódicamente en el menor tiempo posible el cual depende por la cantidad de sedimentos que transporta el agua.



generalmente tiene una superficie grande, existe un aumento del costo del sistema. Es por eso, que como mejor opción constructiva al tomar en cuenta este tipo de derivación, es la captación frontal que cuente con más de una cámara desarenadora y entrada del agua al vertedero de captación por medio de una canaleta receptora construida con hormigón armado.

Con el objetivo de garantizar la recepción sin detención del agua en el momento de realizar los lavados en la captación frontal (compuesta por el desarenador de dos o más cámaras), se recoge el agua limpia (aclarada) por medio de una canaleta ubicada transversalmente a la trayectoria del flujo de agua en el desarenador, ubicada antes de la esclusa reguladora de purga<sup>73</sup>.

A continuación, se describe el funcionamiento de la captación frontal: primero el flujo de agua (aguas arriba) es dirigido por medio de muros de encausamiento, en dirección a la presa vertedero, la cual facilita el aumento del nivel de agua hasta que se obtenga la cota que requiere el usuario. Con ubicación frente a la presa vertedero se sitúa una carpeta<sup>74</sup> que permite prolongar el camino para la filtración a partir de aguas arriba, y el cual, da como resultado una disminución de la subpresión<sup>75</sup> bajo la presa y de la losa de disipación<sup>76</sup> como la gradiente de control<sup>77</sup>. La alternativa ideal para la construcción de los muros de encausamiento, la losa de disipación y la carpeta es la edificación flexible, especialmente para los muros de encausamiento y la carpeta. El flujo de agua que se dirige a las cámaras del desarenador se establece por medio de la

---

<sup>73</sup> **Esclusa reguladora de purga.** - Es una estructura hidráulica que permite la evacuación de forma organizada del sedimento acumulado en un desarenador o junto a los orificios de captación.

<sup>74</sup> **Carpeta.** - Es el elemento que me permite alargar el camino de filtración, disminuye la gradiente piezométrica y además la subpresión.

<sup>75</sup> **Subpresión.** - Es la fuerza ascendente producto del agua sobre una estructura, elemento de contención o de cimentación sumergido.

<sup>76</sup> **Losa de disipación.** - Se encuentra ubicada al pie de la presa vertedero, constituye el elemento sobre el cual tiene lugar el resalto hidráulico y el enlace del flujo con el cauce natural aguas debajo de la presa.

<sup>77</sup> **Gradiente de control.** - Es la pérdida de energía experimentada por unidad de longitud recorrida por el agua.

elevación del nivel de agua, provocado por la presa – vertedero. Consecuentemente se estable el procedimiento para determinar las dimensiones del desarenador:

- a) Se determina el caudal de una cámara del desarenador ( $Q_{cam}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014),

$$Q_{cam} = \frac{Q_{can}}{n_{cam}}, \quad [\text{Ec. 177}]$$

Donde:  $n_{cam}$ : Número adoptado de cámaras de trabajo del desarenador ( $n_{cam}$ ),  $Q_{can}$ : Caudal derivado del canal de conducción ( $m^3/s$ ), cuyas unidades son [ $m^3/s$ ]

- b) Se determina la sección de flujo de todas las cámaras del desarenador ( $\Omega_{des}$ ) a partir de la siguiente ecuación, la sección de flujo de todas las cámaras del desarenador será (Loguinov, 2014):

$$\Omega_{des} = \frac{Q_{can}}{v_M}, \quad [\text{Ec. 178}]$$

Donde:  $v_M$ : Velocidad longitudinal media ( $m/s$ ), para lo cual, durante el proceso de sedimentación sus valores varían de 0,2- 0,4  $m/s$ ;  $Q_{can}$ : Caudal derivado del canal de conducción ( $m^3/s$ ), cuyas unidades son [ $m^2$ ].

- c) Para la sección transversal rectangular del desarenador, se determina el ancho o frente del desarenador ( $B_{DES}$ ), para una profundidad media ( $H_M$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014),

$$B_{DES} = \frac{\Omega_{des}}{H_M}, \quad [\text{Ec. 179}]$$

Donde:  $\Omega_{des}$ : Sección de flujo de todas las cámaras del desarenador ( $m^2$ );  $H_M$ : Profundidad media ( $m$ ), cuyos valores van de 1.5 – 4  $m$ . (Ortiz, 2011, p. 208)

El desarenador está compuesto por una esclusa reguladora inferior (aguas abajo) y por una esclusa reguladora superior (aguas arriba). La esclusa reguladora inferior posee una compuerta para lavado y una guía para la compuerta de emergencia y reparación, la cual está situada después de la compuerta de lavado. Cuando la

compuerta de lavado se encuentra en funcionamiento se mantiene cerrada y las cámaras del desarenador trabajan en la sedimentación. La esclusa reguladora superior posee guías para las compuertas tanto de operación como de emergencia y reparación, las cuales se mantienen completamente accesibles en el transcurso de su operatividad. La guía para la compuerta de emergencia y reparación se sitúa previa a la compuerta de operación, y en el transcurso de la edificación o restauración en ella se incorporan tableros de cierre (compuertas móviles<sup>78</sup>).

- d) La longitud necesaria para las cámaras del desarenador ( $S_{cam}$ ) se determina por medio de la siguiente ecuación, cuyas unidades son [m] (Loguinov, 2014):

$$S_{cam} = k_{seg} * H_M * \frac{V_M}{W}, \quad [\text{Ec. 180}]$$

Donde:  $k_{seg}$ : Coeficiente de seguridad que se adopta entre 1,3 y 1,5 ();  $W$ : Tamaño hidráulico de las fracciones de cálculo de los sedimentos a ser retenidos (m/s), el cual se determina a partir de la Tabla 67 considerando el diámetro de partícula seleccionado del sedimento de fondo (arena gruesa).

- e) Se establece que el caudal de lavado ( $Q_{lav}$ ) es el caudal de la cámara desarenadora ( $Q_{cam}$ ) y se adopta un ancho de pila ( $d$ ), cuyos valores van de 0.6 a 1.5 m, se determina el ancho de la cámara desarenadora a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014),

$$B_{cam} = \frac{B_{des}}{n_{cam}} - \frac{dp}{2}, \quad [\text{Ec. 181}]$$

Donde:  $B_{des}$ : Ancho o frente del desarenador (m);  $n_{cam}$ : Número adoptado de cámaras de trabajo del desarenador ();  $dp$ : Ancho de la pila (m), cuyas unidades son [m].

---

<sup>78</sup> **Compuertas móviles.** - Es un elemento que regula el nivel o el caudal de agua de ingreso - salida, de conformidad con las condiciones de operación preestablecidas o debido a situaciones de emergencia.

- f) Se calcula la **profundidad del agua en la cámara** ( $h_{lav}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$h_{lav} = \frac{Q_{lav}}{B_{cam} * V_{lav}}, \quad [\text{Ec. 182}]$$

Donde:  $Q_{lav}$ : Caudal del lavado ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $B_{cam}$ : Ancho de la cámara desarenadora (m);  $V_{lav}$ : Velocidad de lavado <sup>79</sup> (m/s), cuyos valores van de 3,5 – 4,0 m/s.

- g) Se determina la sección de flujo de la cámara desarenadora ( $\omega_{cam}$ ) y su perímetro mojado ( $\chi_{cam}$ ), a partir de las siguientes ecuaciones (Ortiz, 2011):

$$\omega_{cam} = B_{cam} * h_{lav} + m_{cam} * h_{lav}^2, \quad [\text{Ec. 183}]$$

$$\chi_{cam} = B_{cam} + 2 * h_{lav} * \sqrt{1 + m_{cam}^2}, \quad [\text{Ec. 184}]$$

Donde:  $B_{cam}$ : Ancho de la cámara desarenadora (m);  $h_{lav}$ : Profundidad del agua en la cámara (m);  $m_{cam}$ : Coeficiente de talud de la cámara desarenadora (), cuyas unidades son [ $\omega_{cam}=\text{m}^2$ ] y [ $\chi_{cam}=\text{m}$ ].

- h) Se determina el radio hidráulico de la cámara ( $R_{cam}$ ) y el coeficiente de Chezy ( $C_{cam}$ ), a partir de las siguientes ecuaciones (Ortiz, 2011), cuyas unidades son [ $R_{cam}=\text{m}$ ] y [ $C_{cam}=\text{m}^{1/2}*\text{s}^{-1}$ ],

$$R_{cam} = \frac{\omega_{cam}}{\chi_{cam}}, \quad [\text{Ec. 185}]$$

$$C_{cam} = \frac{1}{n_{cam}} * \sqrt[6]{R_{cam}}, \quad [\text{Ec. 186}]$$

- i) Se determina la pendiente de la cámara- desarenador ( $i_{cam}$ ), a partir de la siguiente ecuación (Ortiz, 2011).

$$i_{cam} = \frac{V_{lav}^2}{C_{cam}^2 * R_{cam}}, \quad [\text{Ec. 187}]$$

<sup>79</sup> **Velocidad de lavado.** - Es la velocidad establecida para garantizar la evacuación y limpieza del sedimento acumulado en el desarenador.

Donde:  $V_{lav}$ : Velocidad de lavado (m/s);  $C_{cam}$ : Coeficiente de Chezy de la cámara desarenadora ( $m^{1/2} \cdot s^{-1}$ );  $R_{cam}$ : Radio hidráulico de la cámara desarenadora (m), cuyas unidades [] adimensional.

La entrada del agua limpia se establece de la siguiente forma: el agua ubicada en las capas superiores del desarenador circula encima de la pared de la canaleta recolectora, lo cual le permite acceder a la esclusa de captación, la cual posee una compuerta que le permite normalizar el caudal del agua que entra al canal. La existencia de la canaleta recolectora posibilita recoger el agua de las capas superiores, la cual es la más limpia y, de esta forma reducir la longitud de la cámara de sedimentación.

La cota del fondo de la canaleta recolectora se encuentra por encima del nivel de agua en el proceso de lavado, por lo cual, la canaleta recolectora no obstaculiza el lavado de los sedimentos que se encuentran acumulados. Posterior a la sedimentación del volumen muerto de una de las cámaras del desarenador es imprescindible realizar el lavado, con este fin, la compuerta de operación es elevada hasta la altura necesaria para que la corriente de agua empiece a salir y pueda lavar los sedimentos acumulados. La pendiente del fondo de la cámara del desarenador se determina siguiendo de la condición de transporte de los sedimentos acumulados.

- j) En el proceso de lavado, la compuerta de lavado se abre en su totalidad, y el tiempo de lavado en unidades de segundos se determina de la siguiente manera (Loguinov, 2014):

$$t_{lav} = \frac{\gamma_{ssed} * V_M}{(\rho_{TR} - \rho_{rio}) * Q_{lav}}, \quad [\text{Ec. 188}]$$

Donde:  $\rho_{TR}$ : Capacidad de transporte ( $kg/m^3$ );  $\rho_o$ : Turbidez del flujo ( $kg/m^3$ );  $\gamma_{ssed}$ : Peso volumétrico del sedimento sumergido ( $kg/m^3$ ) (1300-1500  $kg/m^3$ );  $V_M$ : Volumen muerto de la cámara del desarenador ( $m^3$ ). Generalmente el tiempo de lavado

es de 10 - 20 minutos. Durante el lavado de una de las cámaras del desarenador el agua a la canaleta recolectora ingresa desde las otras cámaras.

- k) Es posible determinar la capacidad de transporte ( $\rho_{TR}$ ) que existe en un flujo de agua en el proceso de lavado, cuando se conoce la profundidad y la velocidad de lavado mediante el uso de la ecuación de B.M. Schkudin que se describe a continuación:

$$\rho_{TR} = 40\% * \rho , \quad [\text{Ec. 189}]$$

Donde:  $\rho$ : Concentración de sedimentos ( $\text{kg/m}^3$ ), cuyas unidades son [ $\text{kg/m}^3$ ].

$$\rho_{río} = 50\% * \rho_{TR} , \quad [\text{Ec. 190}]$$

Donde:  $\rho_{TR}$ : Capacidad de transporte ( $\text{kg/m}^3$ ), cuyas unidades son [ $\text{kg/m}^3$ ].

El tiempo de sedimentación se establece mediante los volúmenes de sedimentos acumulados en la cámara. Para determinar la acumulación de sedimentos en el desarenador mediante un procedimiento cercano, es necesario sustituir el modelo real utilizado para el cálculo, por un modelo aproximado, siguiendo la condición de que los resultados obtenidos sean aproximados a los resultados conseguidos por medio del modelo real, apoyándose en la utilización de ecuaciones diferenciales.

- l) Se determina el volumen muerto de la cámara desarenadora ( $V_m$ ) y el tiempo de sedimentación ( $t_{sed}$ ), a partir de las siguientes ecuaciones (Loguinov, 2014),

$$v_m = S_{cam} * B_{cam} * h_{lav} , \quad [\text{Ec. 191}]$$

Donde:  $S_{cam}$ : Longitud de la cámara desarenadora (m);  $B_{cam}$ : Ancho de la cámara desarenadora (m);  $h_{lav}$ : Profundidad del agua en la cámara desarenadora (m), cuyas unidades son [ $\text{m}^3$ ].

$$t_{sed} = \frac{Y_{ssed}}{Q_{cam} * \mu_c} , \quad [\text{Ec. 192}]$$

Donde:  $\gamma_{\text{ssed}}$ : Densidad del sedimento sumergido ( $\text{kg/m}^3$ );  $Q_{\text{cam}}$ : Caudal de la cámara desarenadora ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $\mu_c$ : Turbidez sumatoria de las fracciones de cálculo y de mayor tamaño, cuyas unidades son [s].

$$\mu_c = 50\% * \rho_{TR} , \quad [\text{Ec. 193}]$$

Donde:  $\rho_{TR}$ : Capacidad de transporte ( $\text{kg/m}^3$ ), cuyas unidades son [].

El fondo del desarenador en el modelo aproximado se considera horizontal con profundidad igual a la media ( $H_M$ ). El volumen de los sedimentos acumulados en la cámara en el momento en el cual se realiza el lavado se puede asumir que está compuesto por dos secciones:

- m) El Volumen formado como resultado de la acumulación de las fracciones de mayor tamaño a las del cálculo, se determina por medio de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$V_1 = 0.001 * \mu_c * Q_{CAM} * t , \quad [\text{Ec. 194}]$$

Donde:  $\mu_c$ : Turbidez sumatoria de las fracciones de cálculo y de mayor tamaño (); t: Tiempo de sedimentación (min);  $Q_{CAM}$ : Caudal de una cámara, cuyas unidades son [ $\text{m}^3$ ].

- n) El Volumen formado como resultado de la acumulación de fracciones de menor tamaño a las del cálculo, se determina por medio de la siguiente ecuación (Loguinov, 2014):

$$V_2 = 0.001 * \frac{t * Q_{CAM}}{H_M} * (h_1 * \mu_1 + h_2 * \mu_2 + \dots + h_n * \mu_n) , \quad [\text{Ec. 195}]$$

Donde:  $\mu_i$ : Turbidez<sup>80</sup> volumétrica de una fracción independiente ();  $h_i$ : Profundidad con la que una fracción independiente se acumula en la cámara del desarenador (m), cuyas unidades son [m<sup>3</sup>];

Concluido el proceso de lavado de la cámara del desarenador, se abre totalmente la compuerta de operación, posteriormente se levanta la compuerta de lavado, lo que permite que el flujo de agua bajo la compuerta atraviese el tramo de tránsito, ubicado aguas abajo a la esclusa de purga, lavando absolutamente todos los sedimentos que se encuentran acumulados y dirigiéndoles hacia el cauce natural del río. Al realizar estos lavados la compuerta de captación se mantiene cerrada y la recepción del agua hacia usuario es suspendida. Una vez realizado el proceso de lavados, las compuertas de purga regresan a su posición de trabajo normal y la recepción de agua por medio del canal de conducción se restaura.

Al integrar el desarmador a la captación se facilita la eliminación de la galería de purga, debido que permite unificar un muro del desarmador con un muro ubicado en el enlace de la obra de toma, y la incorporación de la canaleta recolectora transversal disminuye en 1.5 -2 veces la extensión necesaria para el desarenador.

Al unificar la obra de derivación y el desarmador, existe una amplia mejoría en su funcionamiento, debido a que permite que la masa total de los sedimentos recolectada aguas arriba (al borde de la esclusa de captación), sea lavada de una manera más sencilla y rápido (en pocos minutos), por medio de un proceso únicamente hidráulico.

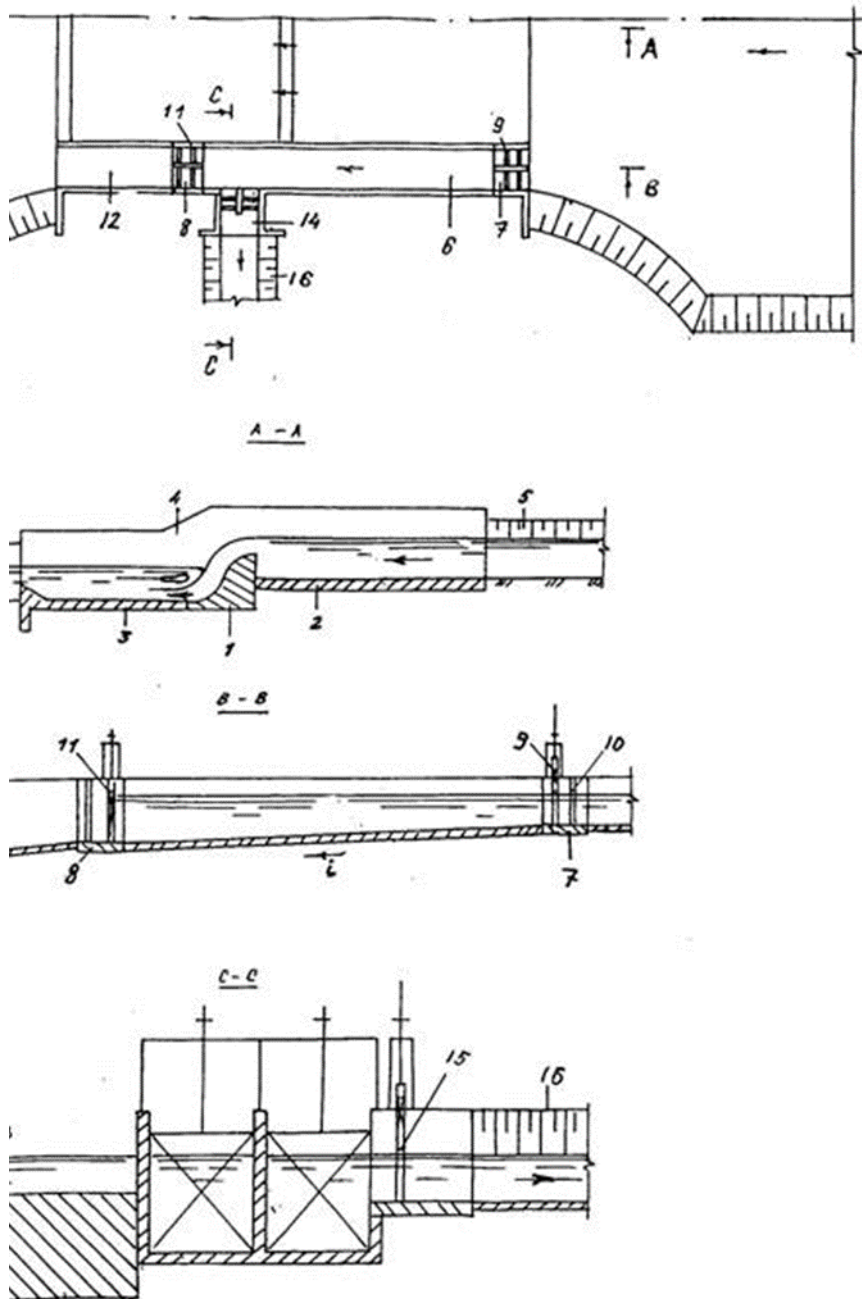
---

<sup>80</sup> **Turbidez.** - Es una medida del grado en el cual el agua pierde su transparencia debido a la presencia de partículas en suspensión, es decir en otras palabras, es una medida de la calidad del agua.



**Figura 120**

*Captación frontal con desarenador integrado de una cámara.*



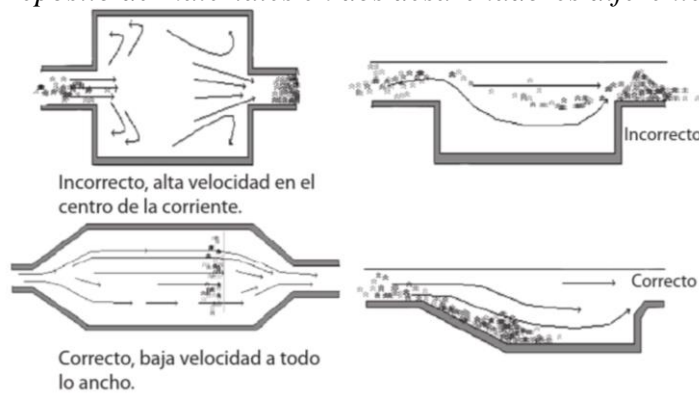
**Nota:** 1. Presa vertedero; 2. Carpeta; 3. Pozo de disipación; 4. Muro de enlace; 5. Muros de encausamiento; 6. Cámara del desarenador; 7. Esclusa reguladora superior; 8. Esclusa reguladora inferior; 9. Compuerta de operación; 10. Guía de la compuerta de emergencia; 11. Compuerta de lavado; 12. Tramo de tránsito; 13. Canaleta de captación; 14. Esclusa reguladora de captación; 15. Compuerta; 16. Canal de derivación. Fuente: (Loguinov, 2014).

Es fundamental asegurar una distribución uniforme de velocidades en las distintas secciones transversales y longitudinales dentro de la cámara de sedimentación

como se ilustra en la Figura 121. El éxito en la solución de este problema se refleja tanto en la economía de la construcción como en la disminución de pérdidas hidráulicas en el desarenador. Esto se logra con una transición de entrada que une el canal con el desarenador, y esta también se puede encontrar al final uniendo el desarenador con el canal, o posiblemente no se encuentre, si esta dispone de un vertedero. (Ortiz, 2011, pág. 210)

**Figura 121**

*Depósito de materiales en dos desarenadores diferentes.*



Fuente: (Ortiz, 2011, pág. 210).

Consecuentemente, se determina el canal de transición del desarenador al ingreso y salida de este, para lo cual se desarrolla el siguiente procedimiento:

- o) Se determina la longitud de transición en el desarenador ( $L_{tran}$ ), a partir de la siguiente ecuación, cuyas unidades son [m] (Ortiz, 2011),

$$L_{tran} = \frac{B_{des} - b_{cc}}{2 * \tan(\alpha_{tran})} \leq \frac{1}{3} * S_{cam} , \quad [Ec. 196]$$

Donde:  $B_{des}$ : Ancho del desarenador (m);  $b_{cc}$ : Ancho del canal de conducción (m);  $S_{cam}$ : Longitud de la cámara del desarenador (m);  $\alpha_{tran}$ : Ángulo de divergencia ( $^{\circ}$ C), para lo cual, la transición de tener un ángulo de divergencia suave, cuyos valores se pueden adoptar de  $12^{\circ}$ - $30^{\circ}$ . (Ortiz, 2011, págs. 210-211)

## CONCLUSIONES

Basándose en las investigaciones de diferentes autores y el análisis realizado anteriormente, se concluye que, el prisma de sedimentación originado por las crestas sumergidas tiene una mayor efectividad al compararlo con el lavado de sedimentos aguas abajo del sistema de derivación, debido a que, en un sistema de derivación es imposible evacuar el material grueso, ya que los elementos hidráulicos que se emplean como las galerías de purga y esclusas de purga no permiten evacuar este tipo de material, sin embargo, esto no sucede en el prisma de sedimentación.

Al emplearse estas tres etapas para el control de sedimentos se puede garantizar un buen desempeño de la obra de captación (sistema de derivación), ya que le permite funcionar y operar de una manera óptima, debido a que, las crestas sumergidas (primera etapa) retienen las partículas de sedimento grueso (Grava gruesa, mediana, cantos rodados, piedra); la esclusa de purga, galerías de purga (segunda etapa) se encargan de evacuar los sedimentos de menor diámetro (grava fina y arena gruesa) y el desarenador (tercera etapa) retiene los sedimentos en suspensión (arena fina, grava pequeña).

La ubicación óptima para el sitio de captación es en la margen cóncava de la curvatura del río, en una abscisa que depende de los parámetros del ancho del río ( $b$ ), pendiente de fondo del río ( $i$ ), caudal ( $Q$ ), radio de curvatura ( $r$ ), diámetro de la partícula ( $d_m$ ), profundidad de flujo ( $h$ ), velocidad media ( $v$ ), coeficiente de Chezy ( $C$ ).

Mientras mayor es el valor del diámetro de la partícula, menor es el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación, debido a que, mientras se

va aumentando el valor del diámetro de la partícula se necesita de una menor abscisa para que el sedimento de fondo se pueda decantar, mientras que en el caso contrario cuando el valor del diámetro de la partícula es menor se necesita de una abscisa de mayor valor que este tipo de sedimento de fondo se puede decantar.

Se concluye que, mientras mayor es el valor de la pendiente de fondo del río (i), menor es el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X), debido a que en estas condiciones existe una mayor velocidad de flujo (v) y una menor profundidad de flujo (h).

Para un tamaño medio de partícula de 4 mm que corresponde al sedimentos de fondo de grava fina, el valor máximo que puede tener el caudal que garantiza el transporte del sedimento (q) es de 2.543 m<sup>2</sup>/s, con una velocidad máxima de 2.12 m/s, ya que con ese valor de caudal y ese valor de velocidad, la relación entre la profundidad de flujo (h) y el diámetro de la partícula (d) es de 299.93, el cual cumple con la condición establecida por la relación ( $h/d < 300$ ) para que las ecuaciones en función de la velocidad de flujo (f(u) (A)) y (f(u) (B)) sean aplicables.

Para un tamaño medio de partícula de 2 mm que corresponde al sedimentos de fondo de grava fin, el valor máximo que puede tener el caudal que garantiza el transporte del sedimento (q) es de 0.897 m<sup>2</sup>/s, con una velocidad máxima de 1.50 m/s, ya que con ese valor de caudal y ese valor de velocidad, la relación entre la profundidad de flujo (h) y el diámetro de la partícula (d) es de 299.98, el cual cumple con la condición establecida por la relación ( $h/d < 300$ ) para que las ecuaciones en función de la velocidad de flujo (f(u) (A)) y (f(u) (B)) sean aplicables.

El caudal (Q) es inversamente proporcional al valor del porcentaje del contenido de sedimentos (%ret), por lo cual mientras mayor es el valor del caudal (Q), menor es el valor del porcentaje del contenido de sedimentos (%ret), esto se debe a

que cuando existe un mayor caudal ( $Q$ ), se genera una mayor masa total de sedimentos por año ( $M/\text{año}$ ), por lo cual al calcular su volumen de sedimentos por año ( $V/\text{año}$ ) y al ser este inversamente proporcional al porcentaje de retención ( $\%ret$ ), genera un menor valor del mismo; esto es para todos los valores de concentración de sedimentos ( $\rho=1-5\text{kg}/\text{m}^3$ ).

Se concluye que, para ríos de caudales pequeños ( $Q\leq 30\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.10$ ), el número de prismas para los valores de concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1 a 5  $\text{kg}/\text{m}^3$ , es igual a 54 prismas.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=15.24\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.10$ ), el porcentaje de retención en función del número de prismas ( $\%ret_{N\text{prismas}}$ ) es de 25.65% y el tiempo de llenado diariamente ( $T_{\text{llen3}}$ ) de 0.23 días (5.52 horas), esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1  $\text{kg}/\text{m}^3$ . Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 68**

*Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=15.24\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña.*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=15.24\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de montaña (<math>i=0.10</math>).</b>		
<b>Concentración de sedimentos (<math>\rho</math>)</b>	<b><math>\%ret_{N\text{prismas}}</math> (%)</b>	<b><math>T_{\text{llen3}}</math> (días-horas)</b>
<b>Pequeña concentración (<math>\rho=1\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	25.65	0.23-5.52
<b>Mediana concentración (<math>\rho=2\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	12.83	0.12-2.88
<b>Alta concentración (<math>\rho=3\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	8.55	0.08-1.92
<b>Alta concentración (<math>\rho=4\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	6.41	0.06-1.44
<b>Muy alta concentración (<math>\rho=5\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	5.13	0.05-1.20

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.10$ ), el porcentaje de retención en función del número de prismas ( $\%ret_{N\text{prismas}}$ ) es de 13.03% y el tiempo de llenado diariamente ( $T_{\text{llen3}}$ ) de 0.12 días (2.88

horas), esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1 kg/m<sup>3</sup>. Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 69**

*Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña.*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=30\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de montaña (<math>i=0.10</math>).</b>		
<b>Concentración de sedimentos (<math>\rho</math>)</b>	<b>%ret<sub>Npris</sub> (%)</b>	<b>Tllen3 (días-horas)</b>
<b>Pequeña concentración (<math>\rho=1\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	13.03	0.12-2.88
<b>Mediana concentración (<math>\rho=2\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	6.52	0.06-1.44
<b>Alta concentración (<math>\rho=3\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	4.34	0.04-0.96
<b>Alta concentración (<math>\rho=4\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	3.26	0.03-0.72
<b>Muy alta concentración (<math>\rho=5\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	2.61	0.02-0.48

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de piedemonte ( $i=0.02$ ), el porcentaje de retención en función del número de prismas (%ret<sub>Npris</sub>) es de 41.73% y el tiempo de llenado diariamente (Tllen3) de 1.56días (37.44 horas), esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1 kg/m<sup>3</sup>. Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 70**

*Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $i=0.02$ ).*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=10\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de piedemonte (<math>i=0.02</math>).</b>		
<b>Concentración de sedimentos (<math>\rho</math>)</b>	<b>%ret<sub>Npris</sub> (%)</b>	<b>Tllen3 (días-horas)</b>
<b>Pequeña concentración (<math>\rho=1\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	41.73	1.56-37.44
<b>Mediana concentración (<math>\rho=2\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	20.86	0.78-18.72
<b>Alta concentración (<math>\rho=3\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	13.91	0.52-12.48
<b>Alta concentración (<math>\rho=4\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	10.43	0.39-9.36
<b>Muy alta concentración (<math>\rho=5\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	8.35	0.31-7.44

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de piedemonte ( $i=0.05$ ), el porcentaje de retención en función del número de prismas ( $\%ret_{N\text{pris}}$ ) es de 38.48% y el tiempo de llenado diariamente ( $T_{\text{llen3}}$ ) de 0.62días (14.88 horas), esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1 kg/m<sup>3</sup>. Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 71**

*Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $i=0.05$ ).*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=10\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de piedemonte (<math>i=0.05</math>).</b>		
<b>Concentración de sedimentos (<math>\rho</math>)</b>	<b><math>\%ret_{N\text{pris}}</math> (%)</b>	<b><math>T_{\text{llen3}}</math> (días-horas)</b>
<b>Pequeña concentración (<math>\rho=1\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	38.48	0.62-14.88
<b>Mediana concentración (<math>\rho=2\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	19.24	0.31-7.44
<b>Alta concentración (<math>\rho=3\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	12.83	0.21-5.04
<b>Alta concentración (<math>\rho=4\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	9.62	0.16-3.84
<b>Muy alta concentración (<math>\rho=5\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	7.70	0.12-2.88

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.08$ ), el porcentaje de retención en función del número de prismas ( $\%ret_{N\text{pris}}$ ) es de 36.71% y el tiempo de llenado diariamente ( $T_{\text{llen3}}$ ) de 0.42días (10.08 horas), esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1 kg/m<sup>3</sup>. Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 72**

*Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $i=0.08$ ).*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=10\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de piedemonte (<math>i=0.08</math>).</b>		
<b>Concentración de sedimentos (<math>\rho</math>)</b>	<b>%ret<sub>Npris</sub> (%)</b>	<b>Tllen3 (días-horas)</b>
<b>Pequeña concentración (<math>\rho=1\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	36.71	0.42-10.08
<b>Mediana concentración (<math>\rho=2\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	18.36	0.21-5.04
<b>Alta concentración (<math>\rho=3\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	12.24	0.14-3.36
<b>Alta concentración (<math>\rho=4\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	9.18	0.10-2.40
<b>Muy alta concentración (<math>\rho=5\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	7.34	0.08-1.92

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.10$ ), el porcentaje de retención en función del número de prismas (%ret<sub>Npris</sub>) es de 34.50% y el tiempo de llenado diariamente (Tllen3) de 0.31días (7.44 horas), esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1 kg/m<sup>3</sup>. Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 73**

*Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña ( $i=0.10$ ).*

<b>Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños (<math>Q=10\text{m}^3/\text{s}</math>) con río de montaña (<math>i=0.10</math>).</b>		
<b>Concentración de sedimentos (<math>\rho</math>)</b>	<b>%ret<sub>Npris</sub> (%)</b>	<b>Tllen3 (días-horas)</b>
<b>Pequeña concentración (<math>\rho=1\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	34.50	0.31-7.44
<b>Mediana concentración (<math>\rho=2\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	17.25	0.16-3.84
<b>Alta concentración (<math>\rho=3\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	11.50	0.16-3.84
<b>Alta concentración (<math>\rho=4\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	8.63	0.08-1.92
<b>Muy alta concentración (<math>\rho=5\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	6.90	0.06-1.44

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=15.24\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.10$ ), el volumen de sedimentos gruesos ( $V_{\text{sedg}}$ ) es 2473.41m<sup>3</sup>, esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de 1 kg/m<sup>3</sup>. Este mismo principio se obtiene



en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 74**

*Tabla de resultados del volumen del sedimento grueso para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=15.24\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña ( $i=0.10$ ).*

**Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=15.24\text{m}^3/\text{s}$ ) con río de montaña ( $i=0.10$ ).**

Concentración de sedimentos ( $\rho$ )	Vsedg (m3)
Pequeña concentración ( $\rho=1\text{kg}/\text{m}^3$ )	37701.86
Mediana concentración ( $\rho=2\text{kg}/\text{m}^3$ )	75403.72
Alta concentración ( $\rho=3\text{kg}/\text{m}^3$ )	113105.59
Alta concentración ( $\rho=4\text{kg}/\text{m}^3$ )	150807.45
Muy alta concentración ( $\rho=5\text{kg}/\text{m}^3$ )	188509.31

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.10$ ), el volumen de sedimentos gruesos ( $V_{\text{sedg}}$ ) es  $74202.35\text{m}^3$ , esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de  $1\text{kg}/\text{m}^3$ . Este mismo principio se obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 75**

*Tabla de resultados del volumen del sedimento grueso para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ ) de montaña ( $i=0.10$ ).*

**Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ ) con río de montaña ( $i=0.10$ ).**

Concentración de sedimentos ( $\rho$ )	Vsedg (m3)
Pequeña concentración ( $\rho=1\text{kg}/\text{m}^3$ )	74202.35
Mediana concentración ( $\rho=2\text{kg}/\text{m}^3$ )	148404.71
Alta concentración ( $\rho=3\text{kg}/\text{m}^3$ )	222607.06
Alta concentración ( $\rho=4\text{kg}/\text{m}^3$ )	296809.41
Muy alta concentración ( $\rho=5\text{kg}/\text{m}^3$ )	371011.76

Elaborado por: El autor.

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de piedemonte ( $0.02 < i < 0.05$ ), el volumen de sedimentos gruesos ( $V_{\text{sedg}}$ ) es  $28032\text{m}^3$ , esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de  $1\text{kg}/\text{m}^3$ . Este mismo principio se

obtiene en los resultados del resto de los sedimentos de fondo, como se puede ver en la tabla a continuación:

**Tabla 76**

*Tabla de resultados del volumen del sedimento grueso para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) de piedemonte ( $0.02 < i < 0.05$ ).*

**Tabla de resultados para río de montaña de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con río de piedemonte ( $0.02 < i < 0.05$ ).**

<b>Concentración de sedimentos (<math>\rho</math>)</b>	<b>Vsedg (m<sup>3</sup>)</b>
<b>Pequeña concentración (<math>\rho=1\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	28032.00
<b>Mediana concentración (<math>\rho=2\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	56064.00
<b>Alta concentración (<math>\rho=3\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	84096.00
<b>Alta concentración (<math>\rho=4\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	112128.00
<b>Muy alta concentración (<math>\rho=5\text{kg}/\text{m}^3</math>)</b>	140160.00

Elaborado por: El autor.

Se concluye que, para ríos de caudales pequeños ( $Q \leq 30\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de piedemonte ( $0.02 < i < 0.05$ ), mientras mayor es el valor de la concentración de sedimentos ( $\rho=1$  a  $5\text{kg}/\text{m}^3$ ), mayor es el valor del volumen de sedimentos gruesos ( $V_{\text{sedg}}$ ), es decir que, el valor del volumen de sedimentos gruesos ( $V_{\text{sedg}}$ ) es directamente proporcional al valor de concentración de sedimentos ( $\rho$ ).

Se concluye que, mientras mayor es el valor del caudal ( $Q$ ), mayor es el valor del volumen de sedimentos gruesos ( $V_{\text{sedg}}$ ), es decir que, el valor del caudal ( $Q$ ) es directamente proporcional con el valor del volumen de sedimentos gruesos ( $V_{\text{sedg}}$ ).

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río piedemonte ( $i=0.02$ ), el número de prismas ( $N_{\text{pris}}$ ) es 13 prismas, esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de  $1\text{kg}/\text{m}^3$ .

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río piedemonte ( $i=0.05$ ), el número de prismas ( $N_{\text{pris}}$ ) es 30 prismas, esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de  $1\text{kg}/\text{m}^3$ .

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de piedemonte ( $0.02 < i < 0.05$ ), el número de prismas van de 13-30 prismas para todos los valores de la concentración de sedimentos ( $\rho=1$  a  $5\text{kg}/\text{m}^3$ ), es decir que, el valor del

número de prismas es directamente proporcional a la concentración de sedimentos ( $\rho$ ) y a la pendiente de fondo de río ( $i$ ).

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.05$ ), el número de prismas ( $N_{\text{pris}}$ ) es 30 prismas, esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de  $1\text{ kg}/\text{m}^3$ .

Para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $i=0.10$ ), el número de prismas ( $N_{\text{pris}}$ ) es 54 prismas, esto es para una concentración de sedimentos ( $\rho$ ) de  $1\text{ kg}/\text{m}^3$ .

Se concluye que, para ríos de caudales pequeños ( $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ ) con pendiente de fondo de río de montaña ( $0.05 < i < 0.10$ ), el número de prismas van de 30-54 prismas para todos los valores de la concentración de sedimentos ( $\rho=1$  a  $5\text{ kg}/\text{m}^3$ ), es decir que, el valor del número de prismas es directamente proporcional a la concentración de sedimentos ( $\rho$ ) y la pendiente de fondo de río ( $i$ ).

Se concluye que, los valores mínimos establecidos por los parámetros del caudal ( $Q$ ), pendiente del río ( $i$ ), ancho del río ( $b$ ) y del radio de la curvatura ( $r$ ) anteriormente mencionados para la determinación de la abscisa desde el de la curvatura al sitio de captación en un tramo con curvatura ( $X$ ), depende de los valores a variar de la pendiente de fondo ( $i$ ) y del caudal ( $Q$ ), ya que con estos valores se determina el valor del módulo del caudal necesario ( $K_{\text{NEC}}$ ), el cual influye en el cálculo de la profundidad de flujo ( $h$ ), y este valor en la determinación del valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación ( $X$ ), es decir que, los valores de la pendiente del río ( $i$ ) y del caudal ( $Q$ ) tienen una gran influencia en la determinación del valor del sitio de captación ( $X$ ).

Cuando el valor del tamaño de la partícula ( $d_m$ ) es de 16, 4, 2,  $1/2$  mm, y aumenta el valor del ancho en el fondo del río ( $b$ ), el valor de la abscisa desde el inicio

de la curvatura al sitio de captación (X) es mayor, es decir que, el valor ancho del fondo del río (i) es directamente proporcional al valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X).

Cuando el valor del tamaño de la partícula (dm) es de 16, 4, 2, 1/2 mm, y aumenta el valor del radio de la curvatura (r), el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) es mayor, es decir que, el valor del radio de la curvatura (r) es directamente proporcional al valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X).

Cuando el valor del tamaño de la partícula (dm) es de 16, 4, 2, 1/2 mm, y aumenta el valor del caudal (Q), el valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X) es mayor, es decir que, el valor del caudal (Q) es directamente proporcional al valor de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X).

Para todos los casos de concentración de sedimentos ( $\rho$ ) cuyo rango de valores establecidos es de 1 kg/m<sup>3</sup> a 5 kg/m<sup>3</sup>, se concluye que, mientras menor es el valor de la pendiente del río (i), el valor del porcentaje de retención (%ret) es mayor, es decir que, el valor de la pendiente del río (i) es inversamente proporcional al valor del porcentaje de retención (%ret).

Para todos los casos de concentración de sedimentos ( $\rho$ ) cuyo rango de valores establecidos es de 1 kg/m<sup>3</sup> a 5 kg/m<sup>3</sup>, se concluye que, mientras menor es el valor de la pendiente del río (i), mayor es el valor del volumen del prisma de sedimentación (V), es decir que, el valor de la pendiente del río (i) es inversamente proporcional al valor del volumen del prisma de sedimentación (V), esto es para todos los casos de concentración de sedimentos ( $\rho$ ) cuyo rango de valores establecidos es de 1 kg/m<sup>3</sup> a 5 kg/m<sup>3</sup>.

Para todos los casos de concentración de sedimentos ( $\rho$ ) cuyo rango de valores establecidos es de 1 kg/m<sup>3</sup> a 5 kg/m<sup>3</sup>, se concluye que, mientras mayor es el valor de la pendiente del río (i), mayor es el valor del porcentaje de retención en función del prisma (%ret<sub>Nprisa</sub>), es decir que, el valor de la pendiente del río (i) es directamente proporcional al valor del porcentaje de retención en función del prisma (%ret<sub>Nprisa</sub>).

Para todos los valores del tamaño de la partícula (dm) cuyo rango de valores establecidos es de 64 mm a 1/2 mm, mientras mayor es el valor del diámetro de arrastre (darrastre), mayor es el valor del ancho visto del orificio (b), lo que nos indica que, el valor del diámetro de arrastre es directamente proporcional al valor del ancho visto del orificio (b), esto se debe a que el cálculo del ancho visto del orificio (b) depende del tamaño medio de la partícula (dm) asumido.

Se puede concluir que, al emplearse estos tres tipos de obras hidráulicas (prisma de sedimentación, galerías de purga y desarenador) para la retención de los sedimentos de fondo, se garantiza un buen despeño de la obra de captación, permitiéndole funcionar y operar de una manera ideal, debido a que el prisma de sedimentación retiene las partículas de la grava gruesa y grava mediana, la esclusa de captación se encarga de retener las partículas de la grava fina y el desarenador retiene las partículas de la arena gruesa.

Se concluye que, la ubicación óptima del sitio de captación es en el margen cóncavo de la curvatura del río, ya que en los tramos con curvatura los flujos transversales-rotacionales socavan el margen cóncavo, permitiendo que el sitio de captación tenga mayor profundidad y un menor contenido de sedimentos.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda tomar en cuenta las condiciones geofísicas del río ya que dependiendo de estos parámetros (caudal, pendiente del río, ancho del río, precipitación, entre otras) se determinan las etapas con las que se va a manejar los sedimentos de fondo, y además permite que la obra de captación trabaje eficientemente y cumpla con la demanda de caudal requerida por los usuarios del sistema.

Para futuras implementaciones de este trabajo de titulación, es posible realizar mejoras en los cálculos del algoritmo elaborado en la herramienta Excel, para de esta manera permitir una optimización en los cálculos, que los resultados sean obtenidos a una mayor velocidad, y de esta forma agilizar el algoritmo.

Como se indicó anteriormente en los estudios del análisis del manejo de los sedimentos, se tiene un flujo variable; sin embargo, para su estudio aún no se ha realizado un análisis óptimo, por lo cual varios investigadores y autores han procurado aproximar este flujo variable a un flujo uniforme para el análisis del manejo de los sedimentos de fondo, con el fin de poder seguir estudiándolo, como es el caso de este trabajo de titulación.

Los resultados obtenidos en este trabajo de titulación están basados en diferentes aproximaciones y consideraciones de datos (especificados en el mismo), por lo cual para ser implementado es necesario tomar en cuenta las diferentes condiciones del escenario en el cual se está realizando la obra, ya que los resultados pueden variar.

Para futuros trabajos de estudio se puede adicionar otras etapas del manejo de sedimentos como pueden ser la propuesta formulada por M.V. Potapov del sistema de pantallas direccionadoras flotantes para el control de sedimentos en las captaciones de montaña sin presa, el cual aportaría un mejor control de sedimentos de fondo, y de esta

manera asegurar el buen funcionamiento de la obra de captación y una buena calidad del agua requerida por los usuarios.

Para trabajos de estudio posteriores es posible aumentar nuevas etapas para el manejo de sedimentos, como por ejemplo: trampas de arena, trampas de grava, desarenadores, cámara (piscina) de captación, entre otras medidas para el control de los sedimentos; para lo cual es necesario tomar en cuenta las condiciones de la calidad del agua respecto a su turbidez, ya que de este parámetro dependen las etapas descritas anteriormente, por lo tanto se recomienda que para la implantación de las captaciones directas con presa se prevea no menos de dos etapas para el control de sedimentos.

Es recomendable que los valores obtenidos en los resultados de los ejemplos de cálculo realizados en el trabajo de titulación se aproximen a sus respectivas medidas constructivas al momento de su implantación, debido a que en este caso no se utilizó esta aproximación con el fin de obtener resultados más específicos en el algoritmo utilizado.

Para posteriores implementaciones se recomienda profundizar el análisis del desarenador ya establecido en el trabajo de titulación, para lo cual es posible realizar un estudio más detallado de las partículas de sedimento, considerando partículas de menor diámetro (sedimento en suspensión); ya que en este trabajo se utilizó diámetros de partículas de 2mm a 1/2mm (arena gruesa), sin embargo, generalmente esta obra hidráulica trabaja con sedimentos en suspensión, los cuales aproximadamente tienen un diámetro inferior a 1/2mm.

## GLOSARIO

$Q$ = Caudal medio mensual ( $m^3/s$ )

$i$ = Pendiente del río ( )

$\rho$ = Concentración de sedimentos ( $kg/m^3$ )

$d_m$ = Tamaño medio de la partícula (m)

$\gamma_{sed}$ = Peso específico del sedimento ( $kg/m^3$ )

$k_r$ = Coeficiente de karman ( )

$g$ = Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

$n$ = Coeficiente de rugosidad de Manning ( )

$m$ = Coeficiente de talud ( )

$b$ = Ancho del río (m)

$r$ = Radio de la curvatura (m)

$ev$ = Relación de vacíos ( )

$i_s$ = Pendiente del límite superior del prisma de sedimentación ( )

$h_s$ = Alto de la barrera que forma el prisma de sedimentación (m)

$L_{río}$ = Longitud del río (m)

$k_{svf}$ = Coeficiente del volumen del sedimento de fondo ( )

$k_L$ = Coeficiente de la longitud del eje geométrico ( )

$\epsilon_1$ = Coeficiente que considera la proyección horizontal del talud mojado del dique ( )

$\Delta H_{ri}$ = Profundidad de reserva bajo la cota más bajo del cauce erosionable (m)

$k_{iQ}$ = Coeficiente que depende pendiente del cauce y el caudal de diseño ( )

$\varphi_{cen}$ = Ángulo central de implantación del eje de la obra de captación ( $^\circ C$ )

$\Delta H_{rs}$ = Borde libre del alto de la construcción (m)

$\Delta h$ = Variación de altura (m)

$\gamma_{H_2O}$ = Peso específico del agua ( $kg/m^3$ )



$Z_{CR}$ = Ancho de la cresta constructiva (m)  
 $k_{P_{cps}}$ = Coeficiente del alto de la cresta ()  
 $m_{cps}$ = Coeficiente de descarga de la cresta poligonal ()  
 $H_c$ = Carga aguas arriba (m)  
 $a=a_{max}$ = Alto de la apertura de la compuerta (m)  
 $\varphi$ = Coeficiente de velocidad ()  
 $z$ = Desnivel entre aguas arriba y aguas abajo (m)  
 $l$ = Longitud del conducto de purga (m)  
 $\zeta_{en}$ = Coeficiente de pérdida local a la entrada del conducto ()  
 $\zeta_{sal}$ = Coeficiente de pérdida local a la salida del conducto ()  
 $\zeta_{condlargo}$ = Coeficiente de pérdida local del conducto largo ()  
 $\zeta_{condcorto}$ = Coeficiente de pérdida local del conducto corto ()  
 $m_{gal}$ = Coeficiente de talud de la galería de purga ()  
 $N_{ogiros}$ = Número de giros ()  
 $\Sigma\zeta$ = Sumatoria de pérdidas locales para conducto de purga ()  
 $L_s$ = Longitud del prisma de sedimentación (m)  
 $\alpha$ = Ángulo de inclinación del fondo del río (°C)  
 $h$ = Alto del prisma de sedimentación (m)  
 $V$ = Volumen del prisma de sedimentación (m<sup>3</sup>)  
 $M/año$ = Peso total de los sedimentos por año (kg)  
 $V/año$ = Volumen de sedimentos por año (m<sup>3</sup>/año)  
 $\%ret$ = Porcentaje de retención de los sedimentos (%)  
 $L_o$ = Longitud base de la sección transversal de la barrera (m)  
 $L_b$ = Distancia entre barreras (m)  
 $N_{pris}$ = Número de prismas ()

Tllen1= Tiempo de llenado anualmente (año)

V/mes= Volumen de sedimentos por mes (mes)

Tllen2= Tiempo de llenado mensualmente (mes)

V/días= Volumen de sedimentos por día (m<sup>3</sup>)

Tllen3= Tiempo de llenado diariamente (día)

%ret<sub>Npris</sub>= Porcentaje de retención de los sedimentos en función del número de prismas

()

V<sub>sedg</sub>= Volumen sedimento grueso (kg/m<sup>3</sup>)

K<sub>NEC</sub>= Módulo del caudal necesario (m<sup>3</sup>/s)

ω= Sección del flujo (m<sup>2</sup>)

χ= Perímetro mojado (m)

R= Radio hidráulico (m)

C= Coeficiente de Chezy (m<sup>1/2</sup>/s)

k= Módulo del caudal (m<sup>3</sup>/s)

h= Profundidad de flujo (m)

V= Velocidad media de flujo (m/s)

X= Abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (m)

n<sub>min</sub>= Coeficiente de rugosidad mínima de Manning

n= Coeficiente de rugosidad de Manning

n<sub>max</sub>= Coeficiente de rugosidad máxima de Manning

β<sub>rel</sub>= Ancho relativo ()

ω<sub>cc</sub>= Sección del flujo del canal de conducción (m<sup>2</sup>)

h<sub>cc</sub>= Profundidad del flujo del canal de conducción (m)

b<sub>cc</sub>= Ancho del canal de conducción (m)

χ<sub>cc</sub>= Perímetro mojado del canal de conducción (m)

$R_{cc}$ = Radio hidráulico del canal de conducción (m)

$C_{cc}$ = Coeficiente de Chezy del canal de conducción ( $m^{1/2}*s^{-1}$ )

$K_{cc}$ = Módulo del caudal del canal de conducción ( $m^3/s$ )

$i_{cc}$ = Pendiente del canal de conducción (°)

$t$ = Borde libre (m)

$v_{cc}$ = Velocidad de flujo del canal de conducción (m/s)

$K_{necmax}$ = Módulo del caudal necesario del canal de conducción para el coeficiente de Manning máximo ( $m^3/s$ )

$h_{ccnmax}$ = Profundidad de flujo del canal de conducción para el coeficiente de Manning máximo (m)

$b_{ccnmax}$ = Ancho del canal de conducción para el coeficiente de Manning máximo (m)

$\omega_{ccnmax}$ = Sección de flujo del canal de conducción con coeficiente de Manning máximo ( $m^2$ )

$\chi_{ccnmax}$ = Perímetro mojado del canal de conducción con coeficiente de Manning máximo (m)

$R_{ccnmax}$ = Radio hidráulico del canal de conducción con coeficiente de Manning de máximo (m)

$C_{ccnmax}$ = Coeficiente de Chezy del canal de conducción con coeficiente de Manning máximo ( $m^{1/2}*s^{-1}$ )

$K_{ccnmax}$ = Módulo del caudal del canal de conducción con coeficiente de Manning máximo ( $m^3/s$ )

$h_{const}$ = Alto constructivo del canal de conducción (m)

$Q_i$ = Caudal de diseño ( $m^3/s$ )

$B_{rec}$ = Ancho o frente estable en el tramo rectangular del cauce regulado (m)

$B_{cur}$ = Ancho estable del tramo con curvatura del cauce regulado (m)

$R_{cur}$ = Radio medio de la curvatura del eje geométrico del cauce regulado (m)  
 $L$ = Longitud del eje geométrico del cauce con curvatura (m)  
 $L_{con}$ = Valor de la condición de la longitud (m)  
 $H_{10\%}$ = Profundidad media en tramo estable rectangular (m)  
 $H_{cur}$ = Profundidad media en tramo regulado con curvatura (m)  
 $H_{tr10\%}$ = Profundidad de llenado del cauce trapezoidal (m)  
 $v_{10\%}$ = Velocidad media de flujo (m/s)  
 $\varepsilon$ = Coeficiente que considera la curvatura relativa del cauce ()  
 $H_{maxcur}$ = Profundidad máxima en la margen cóncava (m)  
 $i_t$ = Pendiente transversal de la superficie libre ()  
 $\Delta z$ = Alto del recorrido del flujo de agua sobre el talud en la margen cóncava (m)  
 $H_{mi}$ = Alto del muro izquierdo (m)  
 $H_{md}$ = Alto del muro derecho (m)  
 $B_s$ = Ancho superior del cauce (m)  
 $B_{reg}$ = Ancho en el fondo del cauce regulado (reconformado) (m)  
 $H_{CPS}$ = Carga sobre la sección media de cresta protectora (m)  
 $H_2$ = Carga final de la cresta protectora (m)  
 $L_{cps}$ = Longitud total cresta protectora ante los sedimentos (m)  
 $i_{cps}$ = Pendiente de la cresta protectora ()  
 $a$ = Dimensión en planta de la sección (m)  
 $c$ = Longitud de la última sección (m)  
 $b$ = Longitud de la sección intermedia (m)  
 $\alpha_1$ = Ángulo de la primera sección de la cresta con la pared lateral (°C)  
 $\alpha_2$ = Angulo de la segunda sección con el eje del flujo en el río (°C)  
 $P_{cps}$ = Alto de la cresta (m)

$H$ = Carga (m)

$B_{cps}$ = Ancho de la cámara de captación al final de la cresta protectora (m)

$Q_{CR}$ = Caudal en el frente del cauce en el río ( $m^3/s$ )

$w_{acer}$ = Área de la sección de flujo en el acercamiento al vertedero ( $m^2$ )

$V_o$ = Velocidad de acercamiento (m/s)

$H_o$ = Carga total, considerando la carga de velocidad (m)

$Q_{CR1}$ = Caudal en el frente del cauce del río, considerando el efecto de la velocidad de acercamiento ( $m^3/s$ )

$C_{esc}$ = Alto del escalón de la obra de captación (m)

$h_o$ = Profundidad de flujo aguas abajo (m)

$n_{secc}$ = Número de secciones ( )

$\epsilon_{pa}$ = Coeficiente de contracción lateral de vertedero pared ancha ( )

$m_{pa}$ = Coeficiente de descarga ( )

$\phi_s$ = Coeficiente de velocidad ( )

$b_{cap}$ = Ancho de la sección de obra de captación (m)

$B_{cap}$ = Ancho de las tres secciones de la obra de captación (m)

$dp$ = Ancho de pila (m)

$B_{ocap}$ = Ancho de la obra de captación total (m)

$\mathcal{Z}_m$ = Coeficiente de la obra de captación ( )

$\mathcal{Z}_p$ = Coeficiente de la obra de captación ( )

$\alpha_{can}$ = Ángulo del canal de conducción ( $^\circ C$ )

$X_{can}$ = Distancia vertical del ángulo del canal de conducción (m)

$L_h$ = Distancia horizontal de la transición (m)

$L_{tran}$ = Longitud de transición (m)

$1.5*H$ = Parámetro para determinar el espesor del vertedero de pared ancha (m)

$0.5*H$ = Parámetro para determinar el espesor del vertedero de pared ancha (m)  
 $c$ = Parámetro para determinar el espesor del vertedero de pared ancha (m)  
 $d$ = Espesor del vertedero de pared ancha (m)  
 $d/H$ = Parámetro para la condición del espesor del vertedero de pared ancha ()  
 $v_{cap}$ = Velocidad de acercamiento de la obra de captación (m/s)  
 $b$ = Ancho visto del orificio (m)  
 $\varepsilon$ = Coeficiente de contracción vertical ()  
 $Q_{CDES}$ = Capacidad de descarga del orificio con compuerta (m<sup>3</sup>/s)  
 $N_{con}$ = Número de conductos de purga ()  
 $Q_{con}$ = Caudal para un conducto de purga (m<sup>3</sup>/s)  
 $\omega_{con}$ = Sección de flujo del conducto de purga (m<sup>2</sup>)  
 $h_{con}/b_{con}$ = Relación del alto y acho del conducto de purga ()  
 $b_{con}$ = Ancho del conducto de purga (m)  
 $h_{con}$ = Profundidad de flujo de un conducto de purga (m)  
 $\chi_{con}$ = Perímetro mojado de un conducto de purga (m)  
 $R_{con}$ = Radio hidráulico de un conducto de purga (m)  
 $C_{con}$ = Coeficiente de Chezy del conducto de purga (m<sup>1/2</sup>/s)  
 $\zeta_l$ = Fricción longitudinal ()  
 $\Sigma\zeta$ = Coeficiente de descarga total (local más fricción longitudinal) ()  
 $Z_{gal}$ = Desnivel entre aguas arriba y aguas abajo (m)  
 $Q_{gal}$ = Caudal de purga en función coeficiente de descarga local más fricción longitudinal (m<sup>3</sup>/s)  
 $V_{con}$ = Velocidad del conducto de purga (m/s)  
 $N_{gal}$ = Número de galerías de purga ()  
 $b_{cap}=b_{gal}$ = Ancho de la galería de purga (m)

$h_{gal}$ = Profundidad de flujo de una galería (m)  
 $\rho_{turb}$ = Concentración de sedimentos de fondo ( $kg/m^3$ )  
 $q$ = Caudal que garantiza el transporte de sedimentos ( $m^3/m*s$ )  
 $\mu\%$ = Porcentaje del contenido de sedimentos (%)  
 $u$ = Velocidad de flujo (m/s)  
 $h$ = Profundidad de flujo (m)  
 $C$ = Coeficiente de Chezy ( $m^{1/2}/s$ )  
 $J$ = Gradiente ()  
 $h/d$ = Relación entre la profundidad de flujo y el diámetro de la partícula ()  
 $Q_{can}$ = Caudal del canal de conducción ( $m^3/s$ )  
 $Q_{cam}$ = Caudal de la cámara del desarenador ( $m^3/s$ )  
 $\Omega_{des}$ = Sección de flujo de todas las cámaras del desarenador ( $m^2$ )  
 $B_{des}$ = Ancho o frente del desarenador (m)  
 $S_{cam}$ = Longitud de las cámaras del desarenador (m)  
 $Q_{lav}$ = Caudal del lavado ( $m^3/s$ )  
 $B_{cam}$ = Ancho de la cámara desarenadora (m)  
 $h_{lav}$ = Profundidad del agua en la cámara desarenadora (m)  
 $\omega_{cam}$ = Sección del flujo de la cámara desarenadora ( $m^2$ )  
 $\chi_{cam}$ = Perímetro mojado de la cámara desarenadora (m)  
 $R_{cam}$ = Radio hidráulico de la cámara desarenadora (m)  
 $C_{cam}$ = Coeficiente de Chezy de la cámara desarenadora ( $m^{1/2}/s$ )  
 $i_{cam}$ = Pendiente de la cámara desarenadora ()  
 $\rho_{tr}$ = Capacidad de transporte ( $kg/m^3$ )  
 $VM$ = Volumen muerto de la cámara del desarenador ( $m^3$ )  
 $t_{lav}$ = Tiempo de lavado de la cámara desarenadora (min)

$V_1$ = Volumen formado acumulación de las fracciones de cálculo de mayor tamaño  
( $m^3$ )

$V_2$ = Volumen formado acumulación de las fracciones de cálculo de menor tamaño  
( $m^3$ )

$\beta_2$ = Ángulo de divergencia para la cámara desarenadora ( $^\circ C$ )

$y_{des}$ = Distancia vertical del ángulo de divergencia de la cámara desarenadora (m)

$L_{hdes}$ = Longitud horizontal de transición del desarenador (m)

$L_{trandes}$ = Longitud de transición del desarenador (m)

$Q_{dis}$ = Caudal de diseño ( $m^3/s$ )

$\rho_{ssed}$ = Densidad del sedimento sumergido ( $kg/m^3$ )

$e$ = Espesor (m)

$N_{com}$ = Número de compuertas ( )

$h_{com}$ = Alto de la compuerta (m)

$L_{com}$ = Longitud de la compuerta (m)

$P_{com}$ = Fuerza de la presión hidrostática de la compuerta (kPa)

$G_{com}$ = Peso de la compuerta (Ton)

$H_{muro}$ = Alto del muro a gravedad (m)

$b_{omuro}$ = Base menor del muro a gravedad (m)

$W$ = Fuerza de la subpresión (KN/m)

F.S.  $D$ = Factor de seguridad al deslizamiento ( )

$\Sigma N$ = Suma de fuerzas normales (kN/m)

$f$ = Coeficiente de fricción al estar en contacto el muro con el suelo ( )

$C$ = Cohesión específica del suelo (kPa)

$B_{muro}$ = Ancho de la base de la sección transversal del muro (m)



$\Sigma T$ = Suma de fuerzas deslizantes que son constituidas para combinación básica  
(kN/m)

$G$ = Fuerza de gravedad (kN/m);

$\Omega$ = Área de la sección transversal del muro ( $m^2$ )

$\gamma_H$ = Peso específico del hormigón ( $kN/m^3$ )

$\gamma_o$ = Peso específico del agua ( $kN/m^3$ )

$h_{sum}$ = Nivel de agua sumergido (m)

$a_v$ = Distancia horizontal entre el contacto del nivel de agua sumergido con la superficie del muro y el vértice inferior del muro (m)

$P_h$ = Fuerza horizontal de la presión hidrostática (kN/m)

$P_v$ = Fuerza vertical de la presión hidrostática (kN/m)

$W$ = Fuerza de subpresión en el muro a gravedad (kN/m)

$h_1$ = Nivel de agua aguas arriba del muro (m)

$\delta_{muro}$  = Ángulo entre la fuerza del empuje activo y la normal de la superficie oculta del muro ( $^{\circ}C$ ).

$\varepsilon$ = Ángulo que forma la cara oculta del muro con la vertical ( $^{\circ}C$ )

$z$ = Parámetro ( )

$\lambda_a$ = Coeficiente del empuje activo del suelo tras el muro ( )

$\gamma_{sum}$ = Peso específico del suelo sumergido ( $kg/m^3$ )

$\gamma_{pon}$ = Peso específico ponderado del suelo ( $kg/m^3$ )

$h_{sum}$ = Profundidad del agua sumergido (m)

$\gamma_s$ = Peso específico del suelo ( $kg/m^3$ )

$h_2$ : Profundidad del agua aguas abajo (m).

$E_a$ = Fuerza del empuje activo del suelo (kN/m)

$E_{ah}$ = Empuje activo horizontal (kN/m)

$E_{av}$ = Empuje activo vertical (kN/m)

$\gamma_{pon}$ = Peso volumétrico ponderado del suelo tras el muro (kN/m<sup>3</sup>)

$H_{muro}$ = Altura del muro (m).

$G_s$ = Fuerza sísmica sobre el cuerpo de la presa (kN).

$P_{hs}$ = Fuerza horizontal sísmica desde el agua del embalse (kN).

$P_{vs}$ = Fuerza vertical sísmica desde el suelo en contacto con el muro (kN).

$m$ = Coeficiente de talud de la presa ( )

$k_s$ = Coeficiente sísmico ( )

$a$ = Magnitud de la fuerza horizontal sísmica (m)

$g_x$ = Distancia donde actúa la fuerza horizontal sísmica (m).

$x$ = Distancia donde actúa la fuerza vertical sísmica (m).

$e_x$ = Excentricidad (m).

$\Sigma N$ = Suma de las fuerzas normales al realizar el análisis de las fuerzas en el muro (kN/m).

$\Sigma M$ : Suma de los momentos al realizar el análisis de las fuerzas en el muro (kN\*m).

$\sigma_{max}$ = Esfuerzo máximo del muro (kN/m<sup>2</sup>).

$\sigma_{min}$ = Esfuerzo mínimo del muro (kN/m<sup>2</sup>).

$k_a$ = Coeficiente de presión activa de Rankine ( ).

$\varphi_{ss}$ = Ángulo de fricción interna del suelo (°C).

$\gamma_s$ = Peso específico del suelo (kN/m<sup>3</sup>).

$H_{muro}$ = Alto de muro (m).

$E_a$ = Empuje activo (kN/m).

$p$ = Fuerza de la presión activa (kN/m).

$M_{VOL}$ = Momento volcador del muro (T\*m).

F. S. V= Factor de seguridad al volcamiento ( ).

$M_{EST}$ = Momento estabilizador del muro ( $T \cdot m$ ).

$MU_{VOL}$ = Momento volcador mayorado ( $T \cdot m$ ).

$F_m$ = Factor de mayoración ( $\cdot$ ).

$B_{muro}$ = Ancho del muro divisorio (m).

$rec$ = Recubrimiento (cm).

$f'_c$ = Esfuerzo a compresión del hormigón ( $kg/cm^2$ ).

$f_y$ = Resistencia del acero ( $kg/cm^2$ ).

$d$ = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (m).

$\phi$ = Coeficiente reductor del momento nominal ( $\cdot$ ).

$A_{s_{min}}$ = Acero de refuerzo mínimo ( $cm^2$ ).

$A_{s_t}$ = Acero de refuerzo transversal ( $cm^2$ ).

$b$ = Ancho de la cara en compresión del elemento (cm).

$\bar{b}$ = Promedio entre los valores de  $b_{o_{muro}}$  y  $B_{muro}$  (m).

$\gamma_o$ = Peso específico del agua ( $kN/m^3$ ).

$H_{com}$ = Altura de la compuerta (m).

$L_{com}$ = Longitud de la compuerta (m).

## REFERENCIAS

- Basile, P. A. (2018). *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*. UNR EDITORA, Universidad Nacional del Rosario.
- Bovis, M. a. (1988). A model for debris accumulation and mobilization in steep mountain streams. *J. Hydrol. Sci.* 33(6), 589-604.
- Brea, J., Loschacott, C., Busquets, M., Perez, F., & Porri, P. (2002). *Comportamiento de diferentes elementos de control de la erosión en márgenes fluviales. XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. La Habana.
- Chalov, R. (2015). *Procesos de cauce*. Centro de Publicaciones Científicas INFRA-M.
- Chang, D. a. (2010). Simulation of the erosion process of landslide dams due to overtopping considering variations in soil credibility along depth. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10:933-946.
- Chien, N. a. (1983). *Mechanics of Sediment Movement*. Science Publications.
- Chow, V. T. (1959). *Open Channels Hydraulics*. McGraw-Hill.
- CIRIA, C. C. (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. C648, CIRIA.
- Clarke, L. (2015). Experimental alluvial fans: Advances in understanding of fan dynamics and processes. *Geomorphology, volumen 244*, 135-145.
- CONAGUA, C. N. (2019). *Manual de agua potable, Alcantarillado y Saneamiento Obras de Captación Superficiales*. SEMARNAT, Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- D.F., V. (1996). *Debris Flow Control Structures for Forest Engineering*. BRITISH COLUMBIA.
- De Vries, M. (1993). *Use of models for river problems*. UNESCO Publishing.

- E.S.Begliarova, A. S. (2015).
- Guerrero, G. V. (1996). *Manual de Ingenieria de Ríos Inicio de Movimeinto y Acorazamiento*. Comisión Nacional del Agua; Subdirección General Técnica.
- Heierli, W., & Merk, a. A. (1985). *Barries for erosion control of mountain torrents*. In *Proc. International Symp. on Erosion, debris flow and disaster prevention*. Tsukuba.
- Henderson, F. (1966). *Open channel flow*. Macmillan.
- Hoffmans, G. (2006). *Stability of Stones Under Non-Uniform Flow*. Report DWW-2006-085, Rijkswaterstaat.
- Ikeya, H. (1976). *Introduction to sabo works: the preservation of land against sediment disaster*. The Japan Sabo Assoc.
- Klovsky, A. V., & Kozlov, D. V. (1997). *Generation of artificial transverse circulation in an open channel flow by submerged vanes*. Moscow State University of Civil Engineering; Russian State Agrarian University.
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidraulico*. Escuela Politécnica Nacional.
- Loguinov, G. (2014). *Procesos hidráulicos en las captaciones desde ríos pequeños de montaña*. Editorial de la Universidad Eslava Kirguyz-Rusa (KRSU).
- Magali, C. V. (2016). *Diseño de las Obras de Derivación del Proyecto Río Norte 2*. [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional DSpace. Obtenido de <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/13717>
- Mataix, C. (1970). *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas*. Harper y Row Publishers.
- Melville, B. a. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publications.
- Milhaus, R. (1973). *Sediment Transport in Gravel-Bottomed Stream*. [PhD Thesis, Oregon State Univ. Corvalis].

- Miller, M. M. (1977). Threshold of sediment motion under unidirectional currents. *Sedimentology, volumen 24*, 507-527.
- Ortiz, R. F. (2011). *Pequeñas centrales hidroeléctricas*. Ediciones de la U.
- Potatov, V. a. (1983). *Química Orgánica*. MIR.
- Rocha, A. F. (2005). *Análisis del comportamiento de los sólidos en una bifrucación*.  
Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rubio, T. O. (2011). *Hidráulica de ríos y procesos morfológicos*. ECOE EDICIONES.
- Siancas, Y. C. (2018). *Estudio del comportamiento de sedimentos en bifurcaciones para bocatomas, mediante modelación numérica*. [Tesis de Grado, Universidad de Piura]. Repositorio Institucional PIRHUA.
- Siancas-Columbos, Y. (2018). *Estudio del comportamiento de sedimentos en bifurcaciones para bocatomas, mediante modelación numérica*. [Tesis de Grado, Universidad de Piura]. Repositorio Institucional PIRHUA.
- Sociedad energética y de electrificación de la federación rusa. (2005). *Recomendaciones para el prognostico de la transformación del cauce aguas abajo de las construcciones hidráulicas*. Sociedad abierta "Instituto de investigación científica de toda Rusia de ingeniería hidráulica lleva el nombre de B.E. Vedeneev".
- Vestnik, M. (2019). *Monthly Journal on Construction and Architecture*. Volumen 14, Issue 9.
- Vide, J. P. (2004). *Ingeniería de ríos*. Edicions UPC, Alfaomega.
- YE. I. Shkulanov, G. L. (2014). *On the issue of the selection of water intake cross section at the turns of watercourses*. Revista científica del Instituto Ruso de Investigación de Problemas de Mejoramiento No.4 (08).

## ANEXOS

### Descripción de muestreadores de presión diferencial.

**Tabla 77**

*Muestreadores portátiles de medición directas de presión diferencial.*

#### **Muestrador Arnhem**

- Compuesta boca de entrada (sección metálica 85 mm de ancho, 50 mm alto y 4 cm longitud),
- Conducto flexible divergente (12 cm longitud) y sección final rectangular (102 mm ancho, 71 mm alto),
- Contenedor (30 cm longitud) cuyo cuerpo divergente (metálico 2,1 cm longitud, sección rectangular 150 mm ancho, 93 mm alto),
- Cesta de alambre fino mallado de 300  $\mu\text{m}$  de abertura,
- Peso es 32 kg, equipado con aletas de la cola para mejor orientación y sustentación hidrodinámica,
- Calibrado sedimentos (arenas finas hasta gravas finas (diámetros 300  $\mu\text{m}$ -5 mm)),
- Velocidades flujo máximas de 1.5 m/s,
- Colocado lecho del río, operando desde una embarcación o un puente con un cable de acero y sistema de poleas.

#### **Muesteador Helley-Smith**

- Velocidad de flujo máxima 3 m/s,
- Diámetro sedimento (2-40 mm), (gravas),
- Compuesta boquilla de entrada cuadrada (76.2 mm lado inferior, 88.9 exterior),
- Conducto divergente cuya relación de expansión es 3.5,
- Bolsa contenedora de 46 cm de longitud, conformada red de poliéster de 0.25 mm de abertura de malla (superficie aprox. 1900  $\text{cm}^2$  y capacidad máx. 10 kg),
- Peso instrumento aprox. 30 kg.

#### **Muestreador US BL-84**

- Compuesta boquilla de entrada divergente cuadrada (76.2 mm lado interior, acoplada a un marco),
- Bolsa con capacidad 10 kg,
- Recoleccion muestras de tamaños de partículas hasta 40 mm,
- Velocidad flujo hasta 3 m/s,
- Construir en acero inoxidable o aluminio,
- Equipado con aletas de cola para mejor orientación en la dirección de flujo.

#### **Muestreador Delft-Nile**

- Compuesta boquilla de entrada (sección 96 mm ancho, 55 mm alto y 85 mm longitud, pediente 1:10, peso aprox. 60 kg) acoplado a un marco metálico y aletas de cola,
- La boquilla incorpora dispositivos para la medición de transporte en suspensión,
- Sección final divergente (sección 105 mm ancho, 60 mm alto),
- Bolsa capacidad máx. 24 kg, compuesta por un material de nylon con tamaño de malla 150  $\mu\text{m}$  o 250  $\mu\text{m}$ ,
- Lado superior de la bolsa hay un parche (0.1 m x 0.15 m) de 500  $\mu\text{m}$  de abertura de malla para reducir, el efecto de bloqueo por partículas finas.

Fuente: (Basile, 2018, págs. 168-171).

### Mediciones directas de transporte de fondo en instalaciones fijas.

## Figura 122

Mediciones directas de transporte de fondo en instalaciones fijas.

<p><b>Sistema de trampa con red</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Adecuado para medir transporte de fondo de sedimentos gruesos en ríos vadeables,</li><li>• Consiste en un marco de aluminio de sección rectangular (30 cm ancho, 20 cm alto, 10 cm longitud medidas interiores),</li><li>• Seguido de una red de nylon (malla cuadrada 3.6 mm ancho, 0.9 mm longitud),</li><li>• Se coloca una placa de aluminio (41 cmx30 cm), la cual se fija en el lecho del río mediante estacas de acero.</li><li>• Tiempo de muestreo máx. de 60 minutos, después del cual se deben retirar las muestras y recolocar las redes.</li><li>• Para cursos estrechos y pendientes altas, separación entre los muestreadores se instalan de hasta 0.6 m,</li><li>• Para cursos más anchos, separación entre los muestreadores se instalan de hasta 1.8 m.</li></ul>
<p><b>Reservorios de sedimentación</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Son formados por pequeños diques de control que crean un reservorio en el que se depositan los sedimentos transportados,</li><li>• Constan con un vertedero triangular de parte delgada y un sensor de nivel hidrométrico, el cual permite estimar el caudal,</li><li>• Los sedimentos depositados en este reservorios son recuperados diariamente y pesados,</li><li>• Se lo utiliza en cursos de agua pequeños, e integra el transporte espacialmente en la sección transversal y en el tiempo de crecida,</li><li>• Después de cada crecida los sedimentos deben ser removidos, para regenerar el volumen necesario para nuevamente almacenar los sedimentos transportados en la próxima crecida.</li></ul>
<p><b>Trampa con cajones ranurados</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Permite la medición continua del transporte de fondo en varios puntos de una sección transversal, en ríos efímeros con lechos de grava,</li><li>• Sedimento transportado cae por el fondo de una placa ranurada colocada en el nivel del lecho, a un cajón de acero inoxidable,</li><li>• Capacidad del cajón de 0.5 m<sup>3</sup>.</li></ul>
<p><b>Trampa con tubo de vórtice</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Consiste en un vertedero de cresta construido de hormigón a través del canal y dotado de una trampa de sección semicircular de 45 grados, ubicada en el punto de medición,</li><li>• Extrae sedimentos transportados por el fondo,</li><li>• Impide el ingreso del mismo, a los canales de riego y canales de aducción de centrales hidroeléctricas,</li><li>• Permite medir el transporte de fondo en varios ríos con lechos de sedimentos gruesos, gravas, entre otras,</li><li>• Consta de un reservorio lateral en el margen del canal, en esta parte el sedimento se pesa, se muestrea para el análisis granulométricos y se devuelve a la corriente aguas abajo del vertedero.</li></ul>

Fuente: (Basile, 2018, págs. 175-180).



## Mediciones directas con muestreadores portátiles de tipo mecánico.

### Figura 123

*Mediciones directas con muestreadores portátiles de tipo mecánico.*

#### Muestreador integrador puntual US P-61 A1

- Pesa alrededor de 48 kg,
- Consiste en un cuerpo de forma hidrodinámica, de fundición de bronce,
- Aloja una botella de 950 ml o de 470 ml, cuya función es la de contener la muestra,
- La boquilla de admisión es de 4.8 mm de diámetro interno,
- Para evitar la irrupción repentina de la mezcla, la presión de aire en la botella se equilibra con la presión hidrostática antes de la apertura de la válvula, esto se logra gracias a una cámara de aire,
- Recolectar isocinéticamente muestras para velocidades de flujo entre 0.5 m/s-3 m/s,
- Su profundidad máx. de muestreo es de 55 m con la botella de 470 ml,
- Su profundidad máx. de muestreo es de 37 m con la botella de 950 ml,
- Para mantener la eficiencia, el llenado no debe superar el 75 % de la capacidad de la botella.

#### Muestreador integrador en vertical US D-95

- Consta contenedor de muestra tipo botella capaz de recolectar hasta 1 litro,
- Se fabrica con piezas de fundición de bronce, con aletas de cola hechas con material plástico,
- Pesa 29 kg, operado por un sistema de cable y polea,
- Puede recolectar integradas en vertical, con velocidades entre 0.5 m/s-2 m/s, profundidades máximas de 4.6 m,
- Boquilla de admisión puede ser de tres medidas: 4.8 mm, 6.4 mm o 7.9 mm de diámetro, el espesor de la zona sin muestrear cerca del lecho es de 12 cm.

#### Muestreador integrador en vertical US D-96

- Contiene un cuerpo de longitud total de 890 mm,
- En su interior se aloja un contenedor de muestra tipo bolsa pegable,
- Para realizar las mediciones el instrumento debe ser suspendido de un cable y manipulado mediante un sistema de poleas,
- Se fabrica con piezas de fundición de bronce y aluminio, con aletas de cola de polietileno de alta densidad y tiene un peso de 60 kg,
- Puede recolectar muestras de hasta 3 litros integradas en vertical, con velocidades entre 0.6 m/s-3.8 m/s,
- Profundidades máx. de 12 m con boquilla de 7.9 mm, 18 m con boquilla de 6.4 mm y 34 m con boquilla de 4.8 mm,
- Espesor de la zona sin muestrear cerca del lecho es de 10 cm.

#### Muestreador instantáneo puntual

- Radica en un recipiente cilíndrico, provisto en sus extremos de unas válvulas operadas mecánicamente,
- El volumen del instrumento es 0.5-2 litros, depende del modelo,
- Este instrumento puede emplearse en sedimentos finos ( $d < 62.5$  mm), cursos de poca profundidad y velocidades superiores a 3 m/s.

#### Botella de Delft

- Tiene un peso de 20 kg y su manipulación se lo realiza mediante un sistema de poleas,
- Su funcionamiento se basa en el principio del flujo pasante, el agua entra por la boquilla de admisión sale de la botella por la parte trasera, dando como resultado una reducción de la velocidad.

Fuente: (Basile, 2018, págs. 188-193).

## Análisis de precios unitarios (A.P.U.S) del desarenador sin galerías de purga.

(Contraloría general del estado 2018)

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**CODIGO RUBRO:** 100  
**RUBRO:** Colocación de compuerta hidráulica de acero laminado en frio de 2.0 x 2.0 m **UNIDAD:** u  
**DETALLE:**

EQUIPOS Y MAQUINARIAS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)					0.19
GRUA TELESCOPICA DE 3T	1.00	50.00	50.00	0.20	10.00
SUBTOTAL M					10.19
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	2.00	3.51	7.02	0.33	2.32
MAESTRO MAYOR (C1)	0.20	3.93	0.79	0.33	0.26
OPERADOR DE EQUIPO PESADO G1 (C1)	1.00	3.93	3.93	0.33	1.30
SUBTOTAL M					3.87
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
COMPUERTA HIDRAULICA DE ACERO LAMINADO EN FRIO DE 2.0 X 2.0 m	u	1.00	3,078.00	3,078.00	
SUBTOTAL O					3,078.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANT	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3,092.07
<b>COSTO INDIRECTO 15.00%</b>					463.81
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					3,555.88
<b>VALOR OFERTADO:</b>					3,555.88

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 101  
**RUBRO:** Hormigón premezclado en muros f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado) **UNIDAD:** m3  
**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)					1.07
VIBRADOR	1.00	50.00	50.00	0.20	10.00
SUBTOTAL M					11.07
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	5.00	3.51	17.55	0.65	11.41
MAESTRO MAYOR (C1)	1.00	3.93	3.93	0.65	2.55
ALBAÑIL (D2)	2.00	3.93	7.86	0.65	5.11
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.65	2.31
SUBTOTAL M					21.38
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	1.00	85.31	85.31	
SUBTOTAL O					85.31
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					117.76
<b>COSTO INDIRECTO</b>				15.00%	17.66
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					135.42
<b>VALOR OFERTADO:</b>					135.42

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 102  
**RUBRO:** Hormigón premezclado en canal de transición f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado) **UNIDAD:** m3  
**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COST O
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) VIBRADOR	1.00	50.00	50.00	0.20	1.07 10.00
SUBTOTAL M					11.07
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COST O
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	5.00	3.51	17.55	0.65	11.41
MAESTRO MAYOR (C1)	1.00	3.93	3.93	0.65	2.55
ALBAÑIL (D2)	2.00	3.93	7.86	0.65	5.11
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.65	2.31
SUBTOTAL M					21.38
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COST O	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	1.00	85.31	85.31	
SUBTOTAL O					85.31
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COST O
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					117.76
<b>COSTO INDIRECTO</b>				15.00%	17.66
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					135.42
<b>VALOR OFERTADO:</b>					135.42

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 103  
**RUBRO:** Hormigón premezclado en cámara del desarenador f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado) **UNIDAD:** m3  
**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) VIBRADOR	1.00	50.00	50.00	0.20	1.07 10.00
SUBTOTAL M					11.07
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	5.00	3.51	17.55	0.65	11.41
MAESTRO MAYOR (C1)	1.00	3.93	3.93	0.65	2.55
ALBAÑIL (D2)	2.00	3.93	7.86	0.65	5.11
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.65	2.31
SUBTOTAL M					21.38
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	1.00	85.31	85.31	
SUBTOTAL O					85.31
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					117.76
<b>COSTO INDIRECTO:</b>				15.00%	17.66
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					135.42
<b>VALOR OFERTADO:</b>					135.42

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 104  
**RUBRO:** Hormigón premezclado en muro divisorio  
 f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado) **UNIDAD:** m3  
**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)					1.07
VIBRADOR	1.00	50.00	50.00	0.20	10.00
SUBTOTAL M					11.07
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	5.00	3.51	17.55	0.65	11.41
MAESTRO MAYOR (C1)	1.00	3.93	3.93	0.65	2.55
ALBAÑIL (D2)	2.00	3.93	7.86	0.65	5.11
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.65	2.31
SUBTOTAL M					21.38
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA D	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	1.00	85.31	85.31	
SUBTOTAL O				85.31	
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCI A	CANTIDA D	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					117.76
<b>COSTO INDIRECTO:</b> 15.00%					17.66
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					135.42
<b>VALOR OFERTADO:</b>					135.42

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 105  
**RUBRO:** Acero de refuerzo 4200 kg/cm2 muro divisorio (8-25mm) **UNIDAD:** kg  
**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)					0.07
CORTADORA/DOBLADORA	1.00	0.54	0.54	1.00	0.54
SUBTOTAL M					0.61
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	3.00	3.51	10.53	0.1	1.05
MAESTRO MAYOR (C1)	0.20	3.93	0.79	0.1	0.08
FIERRERO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.1	0.36
SUBTOTAL M					1.49
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA D	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ALAMBRE GALVANIZADO No 18	kg	0.05	2.10	0.11	
ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.21	1.27	
SUBTOTAL O					1.38
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCI A	CANTIDA D	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3.48
<b>COSTO INDIRECTO:</b> 15.00%					0.52
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					4.00
<b>VALOR OFERTADO:</b>					4.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**Análisis de precios unitarios (A.P.U.S) de las galerías de purga y desarenador aguas abajo. (Contraloría general del estado del 2018)**

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 106  
**RUBRO:** Acero de refuerzo 4200 kg/cm2 galerías de purga (8-25mm) **UNIDAD:** kg  
**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) CORTADORA/DOBLADOR A	1.00	0.54	0.54	1.00	0.54
SUBTOTAL M					0.61
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	3.00	3.51	10.53	0.1	1.05
MAESTRO MAYOR (C1)	0.20	3.93	0.79	0.1	0.08
FIERRERO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.1	0.36
SUBTOTAL M					1.49
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ALAMBRE GALVANIZADO No 18	kg	0.05	2.10	0.11	
ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.21	1.27	
SUBTOTAL O					1.38
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3.48
<b>COSTO INDIRECTO:</b> 15.00%					0.52
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					4.00
<b>VALOR OFERTADO:</b>					4.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA



**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 107  
**RUBRO:** Hormigón premezclado en galería de purga f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado) **UNIDAD:** m3  
**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)					1.07
VIBRADOR	1.00	50.00	50.00	0.20	10.00
SUBTOTAL M					11.07
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDA D	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	5.00	3.51	17.55	0.65	11.41
MAESTRO MAYOR (C1)	1.00	3.93	3.93	0.65	2.55
ALBAÑIL (D2)	2.00	3.93	7.86	0.65	5.11
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.65	2.31
SUBTOTAL M					21.38
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA D	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	1.00	85.31	85.31	
SUBTOTAL O				85.31	
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCI A	CANTIDA D	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					117.76
<b>COSTO INDIRECTO:</b>				15.00%	17.66
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					135.42
<b>VALOR OFERTADO:</b>					135.42

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO**  
**RUBRO:** 108

**RUBRO:** Hormigón premezclado en conducto de purga  
f'c=240 kg/cm2 (no incluye encofrado)

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) VIBRADOR	1.00	50.00	50.00	0.20	1.07 10.00
SUBTOTAL M					11.07
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	5.00	3.51	17.55	0.65	11.41
MAESTRO MAYOR (C1)	1.00	3.93	3.93	0.65	2.55
ALBAÑIL (D2)	2.00	3.93	7.86	0.65	5.11
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.65	2.31
SUBTOTAL M					21.38
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	1.00	85.31	85.31	
SUBTOTAL O					85.31
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					117.76
<b>COSTO INDIRECTO:</b>				15.00%	17.66
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					135.42
<b>VALOR OFERTADO:</b>					135.42

ESTOS PRECIOS  
NO INCLUYEN EL  
IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 109

**RUBRO:** Excavación h=2 a 4m a máquina (excavadora)

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)					0.15
EXACAVADORA	1.00	40.00	40.00	0.20	8.00
SUBTOTAL M					8.15
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	2.00	3.51	7.02	0.26	1.83
MAESTRO MAYOR (C1)	0.20	3.93	0.79	0.26	0.20
OPERADOR DE EQUIPO PESADO G1 (C1)	1.00	3.93	3.93	0.26	1.02
SUBTOTAL M					3.05
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					11.20
<b>COSTO INDIRECTO:</b>				15.00%	1.68
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					12.88
<b>VALOR OFERTADO:</b>					12.88

ESTOS PRECIOS  
NO INCLUYEN EL  
IVA

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**CODIGO RUBRO:** 110

**RUBRO:** Relleno compactado con suelo natural e=0.50 m

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) PLANCHA VIBROAPISONADOR A	1.00	10.00	10.00	0.20	2.00
SUBTOTAL M					2.24
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN (E2)	2.00	3.51	7.02	0.43	3.02
MAESTRO MAYOR (C1)	0.10	3.93	0.39	0.43	0.17
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO (D2)	1.00	3.55	3.55	0.43	1.53
SUBTOTAL M					4.71
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
AGUA	m3	0.05	10.00	0.50	
SUBTOTAL O					0.50
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
<b>TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7.45
<b>COSTO INDIRECTO:</b>				15.00%	1.12
<b>OTROS INDIRECTOS:</b>					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					8.57
<b>VALOR OFERTADO:</b>					8.57

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**Tablas de resultados de los valores de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación.**

6.1 Tablas específicas de los diferentes diámetros del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río de montaña ( $0.05 < i < 0.10$ ).

6.1.1 Para grava gruesa (64 mm-16 mm)

**Tabla 78**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (64 mm-16 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	45	41	38	35	33	32
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	1.81	1.70	1.62	1.54	1.48	1.45
<b>χ (m)</b>	5.16	5.10	5.05	5.00	4.96	4.95
<b>R (m)</b>	0.35	0.33	0.32	0.31	0.30	0.29
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	41.99	41.65	41.37	41.08	40.86	40.75
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	45.00	41.00	38.00	35.00	33.00	32.00
<b>h (m)</b>	<b>0.41</b>	<b>0.39</b>	<b>0.37</b>	<b>0.35</b>	<b>0.34</b>	<b>0.33</b>
<b>V (m/s)</b>	5.53	5.87	6.17	6.51	6.76	6.90
<b>X<sub>64</sub> (m)</b>	<b>9.39</b>	<b>9.61</b>	<b>9.77</b>	<b>9.93</b>	<b>10.03</b>	<b>10.08</b>
<b>X<sub>16</sub> (m)</b>	<b>11.70</b>	<b>11.74</b>	<b>11.77</b>	<b>11.79</b>	<b>11.81</b>	<b>11.81</b>

Elaborado por: El autor.

6.1.2 Para grava mediana (16 mm-4 mm)

**Tabla 79**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava mediana (16 mm-4 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	45	41	38	35	33	32
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	1.81	1.70	1.62	1.54	1.48	1.45
<b>χ (m)</b>	5.16	5.10	5.05	5.00	4.96	4.95
<b>R (m)</b>	0.35	0.33	0.32	0.31	0.30	0.29
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	41.99	41.65	41.37	41.08	40.86	40.75
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	45.00	41.00	38.00	35.00	33.00	32.00
<b>h (m)</b>	<b>0.41</b>	<b>0.39</b>	<b>0.37</b>	<b>0.35</b>	<b>0.34</b>	<b>0.33</b>
<b>V (m/s)</b>	5.53	5.87	6.17	6.51	6.76	6.90
<b>X<sub>16</sub> (m)</b>	<b>11.70</b>	<b>11.74</b>	<b>11.77</b>	<b>11.79</b>	<b>11.81</b>	<b>11.81</b>
<b>X<sub>4</sub> (m)</b>	<b>12.54</b>	<b>12.52</b>	<b>12.50</b>	<b>12.49</b>	<b>12.47</b>	<b>12.46</b>

Elaborado por: El autor.

### 6.1.3 Para grava fina (4 mm –2 mm)

**Tabla 80**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava fina (4 mm-2 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	45	41	38	35	33	32
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	1.81	1.70	1.62	1.54	1.48	1.45
<b>χ (m)</b>	5.16	5.10	5.05	5.00	4.96	4.95
<b>R (m)</b>	0.35	0.33	0.32	0.31	0.30	0.29
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	41.99	41.65	41.37	41.08	40.86	40.75
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	45.00	41.00	38.00	35.00	33.00	32.00
<b>h (m)</b>	<b>0.41</b>	<b>0.39</b>	<b>0.37</b>	<b>0.35</b>	<b>0.34</b>	<b>0.33</b>
<b>V (m/s)</b>	5.53	5.87	6.17	6.51	6.76	6.90
<b>X<sub>4</sub> (m)</b>	<b>12.54</b>	<b>12.52</b>	<b>12.50</b>	<b>12.49</b>	<b>12.47</b>	<b>12.46</b>
<b>X<sub>2</sub> (m)</b>	<b>12.74</b>	<b>12.71</b>	<b>12.68</b>	<b>12.65</b>	<b>12.63</b>	<b>12.62</b>

Elaborado por: El autor.

### 6.1.4 Para arena gruesa (2 mm-1/2 mm)

**Tabla 81**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para arena gruesa (2 mm-1/2 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	45	41	38	35	33	32
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	1.81	1.70	1.62	1.54	1.48	1.45
<b>χ (m)</b>	5.16	5.10	5.05	5.00	4.96	4.95
<b>R (m)</b>	0.35	0.33	0.32	0.31	0.30	0.29
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	41.99	41.65	41.37	41.08	40.86	40.75
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	45.00	41.00	38.00	35.00	33.00	32.00
<b>h (m)</b>	<b>0.41</b>	<b>0.39</b>	<b>0.37</b>	<b>0.35</b>	<b>0.34</b>	<b>0.33</b>
<b>V (m/s)</b>	5.53	5.87	6.17	6.51	6.76	6.90
<b>X<sub>2</sub> (m)</b>	<b>12.74</b>	<b>12.71</b>	<b>12.68</b>	<b>12.65</b>	<b>12.63</b>	<b>12.62</b>
<b>X<sub>1/2</sub> (m)</b>	<b>12.95</b>	<b>12.91</b>	<b>12.87</b>	<b>12.83</b>	<b>12.80</b>	<b>12.79</b>

Elaborado por: El autor.

6.2 Tablas específicas de los diferentes diámetros del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río de piedemonte ( $0.02 < i < 0.05$ ).

#### 6.2.1 Para grava gruesa (64 mm-16 mm)

**Tabla 82**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (64 mm-16 mm).*

$K_{NEC}$ (m <sup>3</sup> /s)	71	63	58	53	50	45
$\omega$ (m <sup>2</sup> )	2.44	2.26	2.14	2.01	1.94	1.81
$\chi$ (m)	5.52	5.42	5.35	5.28	5.24	5.16
<b>R</b> (m)	0.44	0.42	0.40	0.38	0.37	0.35
<b>C</b> (m <sup>1/2</sup> /s)	43.65	43.21	42.91	42.58	42.37	41.99
<b>k</b> (m <sup>3</sup> /s)	71.00	63.00	58.00	53.00	50.00	45.00
<b>h</b> (m)	<b>0.54</b>	<b>0.50</b>	<b>0.48</b>	<b>0.45</b>	<b>0.44</b>	<b>0.41</b>
<b>V</b> (m/s)	4.09	4.43	4.68	4.96	5.16	5.53
<b>X<sub>64</sub></b> (m)	<b>7.83</b>	<b>8.34</b>	<b>8.64</b>	<b>8.94</b>	<b>9.11</b>	<b>9.39</b>
<b>X<sub>16</sub></b> (m)	<b>11.39</b>	<b>11.49</b>	<b>11.55</b>	<b>11.61</b>	<b>11.65</b>	<b>11.70</b>

Elaborado por: El autor.

### 6.2.2 Para grava mediana (16 mm-4 mm)

**Tabla 83**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava mediana (16 mm-4 mm).*

$K_{NEC}$ (m <sup>3</sup> /s)	71	63	58	53	50	45
$\omega$ (m <sup>2</sup> )	2.44	2.26	2.14	2.01	1.94	1.81
$\chi$ (m)	5.52	5.42	5.35	5.28	5.24	5.16
<b>R</b> (m)	0.44	0.42	0.40	0.38	0.37	0.35
<b>C</b> (m <sup>1/2</sup> /s)	43.65	43.21	42.91	42.58	42.37	41.99
<b>k</b> (m <sup>3</sup> /s)	71.00	63.00	58.00	53.00	50.00	45.00
<b>h</b> (m)	<b>0.54</b>	<b>0.50</b>	<b>0.48</b>	<b>0.45</b>	<b>0.44</b>	<b>0.41</b>
<b>V</b> (m/s)	4.09	4.43	4.68	4.96	5.16	5.53
<b>X<sub>16</sub></b> (m)	<b>11.39</b>	<b>11.49</b>	<b>11.55</b>	<b>11.61</b>	<b>11.65</b>	<b>11.70</b>
<b>X<sub>4</sub></b> (m)	<b>12.58</b>	<b>12.57</b>	<b>12.57</b>	<b>12.56</b>	<b>12.55</b>	<b>12.54</b>

Elaborado por: El autor.

### 6.2.3 Para grava fina (4 mm -2 mm)

**Tabla 84**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava fina (4 mm-2 mm).*

$K_{NEC}$ (m <sup>3</sup> /s)	71	63	58	53	50	45
$\omega$ (m <sup>2</sup> )	2.44	2.26	2.14	2.01	1.94	1.81
$\chi$ (m)	5.52	5.42	5.35	5.28	5.24	5.16
<b>R</b> (m)	0.44	0.42	0.40	0.38	0.37	0.35
<b>C</b> (m <sup>1/2</sup> /s)	43.65	43.21	42.91	42.58	42.37	41.99
<b>k</b> (m <sup>3</sup> /s)	71.00	63.00	58.00	53.00	50.00	45.00
<b>h</b> (m)	<b>0.54</b>	<b>0.50</b>	<b>0.48</b>	<b>0.45</b>	<b>0.44</b>	<b>0.41</b>
<b>V</b> (m/s)	4.09	4.43	4.68	4.96	5.16	5.53
<b>X<sub>4</sub></b> (m)	<b>12.58</b>	<b>12.57</b>	<b>12.57</b>	<b>12.56</b>	<b>12.55</b>	<b>12.54</b>
<b>X<sub>2</sub></b> (m)	<b>12.86</b>	<b>12.83</b>	<b>12.81</b>	<b>12.79</b>	<b>12.77</b>	<b>12.74</b>

Elaborado por: El autor.

6.2.4 Para arena gruesa (2 mm-1/2 mm)

**Tabla 85**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para arena gruesa (2 mm-1/2 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	71	63	58	53	50	45
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	2.44	2.26	2.14	2.01	1.94	1.81
<b>χ (m)</b>	5.52	5.42	5.35	5.28	5.24	5.16
<b>R (m)</b>	0.44	0.42	0.40	0.38	0.37	0.35
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	43.65	43.21	42.91	42.58	42.37	41.99
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	71.00	63.00	58.00	53.00	50.00	45.00
<b>h (m)</b>	<b>0.54</b>	<b>0.50</b>	<b>0.48</b>	<b>0.45</b>	<b>0.44</b>	<b>0.41</b>
<b>V (m/s)</b>	4.09	4.43	4.68	4.96	5.16	5.53
<b>X<sub>2</sub> (m)</b>	<b>12.86</b>	<b>12.83</b>	<b>12.81</b>	<b>12.79</b>	<b>12.77</b>	<b>12.74</b>
<b>X<sub>1/2</sub> (m)</b>	<b>13.15</b>	<b>13.10</b>	<b>13.07</b>	<b>13.03</b>	<b>13.00</b>	<b>12.95</b>

Elaborado por: El autor.

6.2.5 Tabla general del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río.



**Tabla 86**

*Tabla general del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río.*

Clasificación de los ríos de montaña por su pendiente del río		Tabla general del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación (X)							
		Grava gruesa		Grava mediana		Grava fina		Arena gruesa	
		Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =64mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =16mm)	Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =16mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =4mm)	Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =4mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =2mm)	Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =2mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =1/2mm)
i ()		<b>X64 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X1/2 (m)</b>
Ríos con tramos de alta montaña: i > 0.10 ()	0.10	10.084	11.814	11.814	12.463	12.463	12.622	12.622	12.788
	0.15	10.382	11.846	11.846	12.404	12.404	12.541	12.541	12.685
	0.20	10.571	11.855	11.855	12.350	12.350	12.472	12.472	12.600
	0.25	10.661	11.855	11.855	12.317	12.317	12.431	12.431	12.551
	0.30	10.748	11.850	11.850	12.279	12.279	12.385	12.385	12.497
	0.35	10.790	11.846	11.846	12.258	12.258	12.360	12.360	12.467
i ()		<b>X64 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X1/2 (m)</b>
Ríos de montaña: 0.050 < i < 0.10 ()	0.05	9.392	11.701	11.701	12.537	12.537	12.740	12.740	12.951
	0.06	9.611	11.741	11.741	12.520	12.520	12.710	12.710	12.907
	0.07	9.772	11.768	11.768	12.504	12.504	12.684	12.684	12.871
	0.08	9.930	11.793	11.793	12.486	12.486	12.655	12.655	12.832
	0.09	10.033	11.807	11.807	12.471	12.471	12.633	12.633	12.803
	0.10	10.084	11.814	11.814	12.463	12.463	12.622	12.622	12.788
i ()		<b>X64 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X1/2 (m)</b>
Ríos piedemonte: 0.020 < i < 0.050 ()	0.020	7.827	11.388	11.388	12.575	12.575	12.858	12.858	13.151
	0.025	8.337	11.492	11.492	12.573	12.573	12.832	12.832	13.101
	0.030	8.642	11.554	11.554	12.568	12.568	12.812	12.812	13.065
	0.035	8.937	11.614	11.614	12.560	12.560	12.788	12.788	13.025
	0.040	9.110	11.648	11.648	12.553	12.553	12.771	12.771	12.999
	0.050	9.391	11.701	11.701	12.537	12.537	12.740	12.740	12.951
i ()		<b>X64 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X16 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X4 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X2 (m)</b>	<b>X1/2 (m)</b>
Ríos de llanura: i < 0.020 ()	0.001	#¡NUM!	6.913	6.913	11.704	11.704	12.631	12.631	13.545
	0.006	0.182	10.479	10.479	12.460	12.460	12.913	12.913	13.377
	0.010	5.650	10.976	10.976	12.541	12.541	12.907	12.907	13.284
	0.015	7.074	11.237	11.237	12.569	12.569	12.883	12.883	13.209
	0.019	7.695	11.361	11.361	12.575	12.575	12.863	12.863	13.163
	0.020	7.827	11.388	11.388	12.575	12.575	12.858	12.858	13.151

Elaborado por: El autor.

6.3. Tablas específicas de los diferentes diámetros del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual para ríos de montaña pequeños ( $Q \leq 30$  m<sup>3</sup>/s).

6.3.1 Para grava gruesa (64 mm-16 mm).

**Tabla 87**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (64 mm-16 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	0.49	1.48	2.13	2.79	3.39	3.95	4.48
<b>χ (m)</b>	4.34	4.96	5.35	5.71	6.03	6.32	6.58
<b>R (m)</b>	0.11	0.30	0.40	0.49	0.56	0.63	0.68
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	34.79	40.85	42.90	44.37	45.42	46.23	46.89
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>h (m)</b>	<b>0.12</b>	<b>0.34</b>	<b>0.48</b>	<b>0.61</b>	<b>0.72</b>	<b>0.82</b>	<b>0.91</b>
<b>V (m/s)</b>	2.03	3.86	4.69	5.37	5.90	6.33	6.70
<b>X<sub>64</sub> (m)</b>	#¡NUM!	<b>7.13</b>	<b>8.66</b>	<b>9.52</b>	<b>10.06</b>	<b>10.43</b>	<b>10.72</b>
<b>X<sub>16</sub> (m)</b>	<b>8.00</b>	<b>10.89</b>	<b>11.56</b>	<b>11.99</b>	<b>12.27</b>	<b>12.47</b>	<b>12.64</b>

Elaborado por: El autor.

6.3.2 Para grava mediana (16 mm-4 mm)

**Tabla 88**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (16 mm-4 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	0.49	1.48	2.13	2.79	3.39	3.95	4.48
<b>χ (m)</b>	4.34	4.96	5.35	5.71	6.03	6.32	6.58
<b>R (m)</b>	0.11	0.30	0.40	0.49	0.56	0.63	0.68
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	34.79	40.85	42.90	44.37	45.42	46.23	46.89
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>h (m)</b>	<b>0.12</b>	<b>0.34</b>	<b>0.48</b>	<b>0.61</b>	<b>0.72</b>	<b>0.82</b>	<b>0.91</b>
<b>V (m/s)</b>	2.03	3.86	4.69	5.37	5.90	6.33	6.70
<b>X<sub>16</sub> (m)</b>	<b>8.00</b>	<b>10.89</b>	<b>11.56</b>	<b>11.99</b>	<b>12.27</b>	<b>12.47</b>	<b>12.64</b>
<b>X<sub>4</sub> (m)</b>	<b>10.47</b>	<b>12.12</b>	<b>12.57</b>	<b>12.87</b>	<b>13.08</b>	<b>13.23</b>	<b>13.36</b>

Elaborado por: El autor.

### 6.3.3 Para grava fina (4 mm –2 mm)

**Tabla 89**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (4 mm-2 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	0.49	1.48	2.13	2.79	3.39	3.95	4.48
<b>χ (m)</b>	4.34	4.96	5.35	5.71	6.03	6.32	6.58
<b>R (m)</b>	0.11	0.30	0.40	0.49	0.56	0.63	0.68
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	34.79	40.85	42.90	44.37	45.42	46.23	46.89
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>h (m)</b>	<b>0.12</b>	<b>0.34</b>	<b>0.48</b>	<b>0.61</b>	<b>0.72</b>	<b>0.82</b>	<b>0.91</b>
<b>V (m/s)</b>	2.03	3.86	4.69	5.37	5.90	6.33	6.70
<b>X<sub>4</sub> (m)</b>	<b>10.47</b>	<b>12.12</b>	<b>12.57</b>	<b>12.87</b>	<b>13.08</b>	<b>13.23</b>	<b>13.36</b>
<b>X<sub>2</sub> (m)</b>	<b>11.01</b>	<b>12.41</b>	<b>12.81</b>	<b>13.09</b>	<b>13.27</b>	<b>13.42</b>	<b>13.53</b>

Elaborado por: El autor.

### 6.3.4 Para arena gruesa (2 mm-1/2 mm)

**Tabla 90**

*Tabla específica de los resultados de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para grava gruesa (2 mm-1/2 mm).*

<b>K<sub>NEC</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>ω (m<sup>2</sup>)</b>	0.49	1.48	2.13	2.79	3.39	3.95	4.48
<b>χ (m)</b>	4.34	4.96	5.35	5.71	6.03	6.32	6.58
<b>R (m)</b>	0.11	0.30	0.40	0.49	0.56	0.63	0.68
<b>C (m<sup>1/2</sup>/s)</b>	34.79	40.85	42.90	44.37	45.42	46.23	46.89
<b>k (m<sup>3</sup>/s)</b>	5.77	32.91	57.74	86.60	115.47	144.34	173.21
<b>h (m)</b>	<b>0.12</b>	<b>0.34</b>	<b>0.48</b>	<b>0.61</b>	<b>0.72</b>	<b>0.82</b>	<b>0.91</b>
<b>V (m/s)</b>	2.03	3.86	4.69	5.37	5.90	6.33	6.70
<b>X<sub>2</sub> (m)</b>	<b>11.01</b>	<b>12.41</b>	<b>12.81</b>	<b>13.09</b>	<b>13.27</b>	<b>13.42</b>	<b>13.53</b>
<b>X<sub>1/2</sub> (m)</b>	<b>11.55</b>	<b>12.71</b>	<b>13.06</b>	<b>13.31</b>	<b>13.48</b>	<b>13.61</b>	<b>13.71</b>

Elaborado por: El autor.

6.3.5 Tabla general del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual.

**Tabla 91**

*Tabla general del sedimento de fondo para la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual.*

Clasificación de los ríos de montaña por su caudal medio mensual	Tabla general del sedimento de fondo para el sitio de captación (X)								
	Grava gruesa		Grava mediana		Grava fina		Arena gruesa		
	Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =64mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =16mm)	Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =16mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =4mm)	Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =4mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =2mm)	Diámetro límite superior (d <sub>m</sub> =2mm)	Diámetro límite inferior (d <sub>m</sub> =1/2mm)	
Q (m <sup>3</sup> /s)	X <sub>64</sub> (m)	X <sub>16</sub> (m)	X <sub>16</sub> (m)	X <sub>4</sub> (m)	X <sub>4</sub> (m)	X <sub>2</sub> (m)	X <sub>2</sub> (m)	X <sub>1/2</sub> (m)	
Ríos pequeños: Q ≤ 30 (m <sup>3</sup> /s)	1.00	#¡NUM!	8.001	8.001	10.473	10.473	11.010	11.010	11.553
	5.70	7.128	10.893	10.893	12.119	12.119	12.410	12.410	12.711
	10.00	8.657	11.557	11.557	12.568	12.568	12.811	12.811	13.063
	15.00	9.524	11.986	11.986	12.871	12.871	13.086	13.086	13.309
	20.00	10.056	12.267	12.267	13.077	13.077	13.274	13.274	13.480
	25.00	10.431	12.475	12.475	13.232	13.232	13.417	13.417	13.610
	30.00	10.716	12.638	12.638	13.355	13.355	13.531	13.531	13.714

Elaborado por: El autor.

### **Tablas de resultados de la primera etapa conformada por las crestas sumergidas.**

7.1 Tablas específicas de las diferentes concentraciones de sedimentos de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río de montaña ( $0.05 < i < 0.10$ ).

7.1.1 Para pequeña concentración (0.5-1 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=1$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 92**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 1 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.00		
i ()	$i_{\min}$	$i_{\text{prom}}$	$i_{\max}$
	0.05	0.08	0.10
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	2.87	4.30	5.74
Xcr=Ls (m)	59.92	39.89	29.85
V (m <sup>3</sup> )	359.55	239.32	179.10
M/año (kg/año)	157680000.00	157680000.00	157680000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	105120.00	105120.00	105120.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	28032.00	28032.00	28032.00
% ret	1.28	0.85	0.64
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	66.92	46.89	36.85
Npris ()	30.00	43.00	54.00
Tllen1 (año)	0.013	0.009	0.006
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	17520.00	17520.00	17520.00
Tllen 2 (mes)	0.021	0.014	0.010
V/días (m <sup>3</sup> /días)	576.00	576.00	576.00
Tllen3 (día)	0.62	0.42	0.31
% ret Npris	38.48	36.71	34.50

Elaborado por: El autor.

7.1.2 Para mediana concentración (1-2.5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=2$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 93**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 2 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2.00		
i ()	$i_{\min}$	$i_{\text{prom}}$	$i_{\max}$
	0.05	0.08	0.10
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	2.87	4.30	5.74
Xcr=Ls (m)	59.92	39.89	29.85
V (m <sup>3</sup> )	359.55	239.32	179.10
M/año (kg/año)	315360000.00	315360000.00	315360000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	210240.00	210240.00	210240.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	56064.00	56064.00	56064.00
% ret	0.64	0.43	0.32
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	66.92	46.89	36.85
Npris ()	30.00	43.00	54.00
Tllen1 (año)	0.006	0.004	0.003
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	35040.00	35040.00	35040.00
Tllen 2 (mes)	0.010	0.007	0.005
V/días (m <sup>3</sup> /días)	1152.00	1152.00	1152.00
Tllen3 (día)	0.31	0.21	0.16
% ret Npris	19.24	18.36	17.25

Elaborado por: El autor.

7.1.3 Para alta concentración (2.5-5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=3$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 94**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 3 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	3.00		
i ()	$i_{min}$	$i_{prom}$	$i_{max}$
	0.05	0.08	0.10
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	2.87	4.30	5.74
Xcr=Ls (m)	59.92	39.89	29.85
V (m <sup>3</sup> )	359.55	239.32	179.10
M/año (kg/año)	473040000.00	473040000.00	473040000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	315360.00	315360.00	315360.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	84096.00	84096.00	84096.00
% ret	0.43	0.28	0.21
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	66.92	46.89	36.85
Npris ()	30.00	43.00	54.00
Tllen1 (año)	0.004	0.003	0.002
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	52560.00	52560.00	52560.00
Tllen 2 (mes)	0.007	0.005	0.003
V/días (m <sup>3</sup> /días)	1728.00	1728.00	1728.00
Tllen3 (día)	0.21	0.14	0.10
% ret Npris	12.83	12.24	11.50

Elaborado por: El autor.

7.1.4 Para alta concentración (2.5-5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=4$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 95**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 4 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	4.00		
i ()	$i_{min}$	$i_{prom}$	$i_{max}$
	0.05	0.08	0.10
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	2.87	4.30	5.74
Xcr=Ls (m)	59.92	39.89	29.85
V (m <sup>3</sup> )	359.55	239.32	179.10
M/año (kg/año)	630720000.00	630720000.00	630720000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	420480.00	420480.00	420480.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	112128.00	112128.00	112128.00
% ret	0.32	0.21	0.16
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	66.92	46.89	36.85
Npris ()	30.00	43.00	54.00
Tllen1 (año)	0.003	0.002	0.002
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	70080.00	70080.00	70080.00
Tllen 2 (mes)	0.005	0.003	0.003
V/días (m <sup>3</sup> /días)	2304.00	2304.00	2304.00
Tllen3 (día)	0.16	0.10	0.08
% ret Npris	9.62	9.18	8.63

Elaborado por: El autor.

7.1.5 Para muy alta concentración (>5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=5 \text{ kg/m}^3$ ).

**Tabla 96**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 5 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$	5.00		
$i \text{ ()}$	$i_{\min}$	$i_{\text{prom}}$	$i_{\max}$
	0.05	0.08	0.10
Datos calculados			
$\alpha \text{ (grados)}$	2.87	4.30	5.74
$X_{cr}=L_s \text{ (m)}$	59.92	39.89	29.85
$V \text{ (m}^3\text{)}$	359.55	239.32	179.10
$M/\text{año (kg/año)}$	788400000.00	788400000.00	788400000.00
$V/\text{año (m}^3/\text{año)}$	525600.00	525600.00	525600.00
$V_{\text{sedg}} \text{ (m}^3/\text{año)}$	140160.00	140160.00	140160.00
$\% \text{ ret}$	0.26	0.17	0.13
$L_o \text{ (m)}$	7.00	7.00	7.00
$L_b \text{ (m)}$	66.92	46.89	36.85
$N_{\text{pris}} \text{ ()}$	30.00	43.00	54.00
$T_{\text{llen1}} \text{ (año)}$	0.003	0.002	0.001
$V/\text{mes (m}^3/\text{mes)}$	87600.00	87600.00	87600.00
$T_{\text{llen2}} \text{ (mes)}$	0.004	0.003	0.002
$V/\text{días (m}^3/\text{días)}$	2880.00	2880.00	2880.00
$T_{\text{llen3}} \text{ (día)}$	0.12	0.08	0.06
$\% \text{ ret } N_{\text{pris}}$	7.70	7.34	6.90

Elaborado por: El autor.

7.2 Tablas específicas de las diferentes concentraciones de sedimentos de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río de piedemonte ( $0.02 < i < 0.05$ ).

7.2.1 Para pequeña concentración (0.5-1 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=1$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 97**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 1 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.00		
i ()	$i_{min}$	$i_{prom}$	$i_{max}$
	0.02	0.03	0.05
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	1.15	1.91	2.87
Xcr=Ls (m)	149.97	89.95	59.92
V (m <sup>3</sup> )	899.82	539.70	359.55
M/año (kg)	157680000.00	157680000.00	157680000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	105120.00	105120.00	105120.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	28032.00	28032.00	28032.00
% ret	3.21	1.93	1.28
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	156.97	96.95	66.92
Npris ()	13.00	21.00	30.00
Tllen1 (año)	0.03	0.02	0.01
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	17520.00	17520.00	17520.00
Tllen 2 (mes)	0.05	0.03	0.02
V/días (m <sup>3</sup> /días)	576.00	576.00	576.00
Tllen3 (día)	1.56	0.94	0.62
% ret Npris	41.73	40.43	38.48

Elaborado por: El autor.

7.2.2 Para mediana concentración (1-2.5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=2$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 98**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 2 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2.00		
i ()	$i_{min}$	$i_{prom}$	$i_{max}$
	0.02	0.03	0.05
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	1.15	1.91	2.87
Xcr=Ls (m)	149.97	89.95	59.92
V (m <sup>3</sup> )	899.82	539.70	359.55
M/año (kg/año)	315360000.00	315360000.00	315360000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	210240.00	210240.00	210240.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	56064.00	56064.00	56064.00
% ret	1.60	0.96	0.64
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	156.97	96.95	66.92
Npris ()	13.00	21.00	30.00
Tllen1 (año)	0.02	0.01	0.01
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	35040.00	35040.00	35040.00
Tllen 2 (mes)	0.03	0.02	0.01
V/días (m <sup>3</sup> /días)	1152.00	1152.00	1152.00
Tllen3 (día)	0.78	0.47	0.31
% ret Npris	20.86	20.22	19.24

Elaborado por: El autor.



7.2.3 Para alta concentración (2.5-5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=3$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 99**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 3 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	3.00		
i ()	$i_{\min}$	$i_{\text{prom}}$	$i_{\max}$
	0.02	0.03	0.05
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	1.15	1.91	2.87
Xcr=Ls (m)	149.97	89.95	59.92
V (m <sup>3</sup> )	899.82	539.70	359.55
M/año (kg)	473040000.00	473040000.00	473040000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	315360.00	315360.00	315360.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	84096.00	84096.00	84096.00
% ret	1.07	0.64	0.43
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	156.97	96.95	66.92
Npris ()	13.00	21.00	30.00
Tllen1 (año)	0.01	0.01	0.004
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	52560.00	52560.00	52560.00
Tllen 2 (mes)	0.02	0.01	0.01
V/días (m <sup>3</sup> /días)	1728.00	1728.00	1728.00
Tllen3 (día)	0.52	0.31	0.21
% ret Npris	13.91	13.48	12.83

Elaborado por: El autor.

7.2.4 Para alta concentración (2.5-5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=4$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 100**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 4 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	4.00		
i ()	$i_{\min}$	$i_{\text{prom}}$	$i_{\max}$
	0.02	0.03	0.05
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	1.15	1.91	2.87
Xcr=Ls (m)	149.97	89.95	59.92
V (m <sup>3</sup> )	899.82	539.70	359.55
M/año (kg)	630720000.00	630720000.00	630720000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	420480.00	420480.00	420480.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	112128.00	112128.00	112128.00
% ret	0.80	0.48	0.32
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	156.97	96.95	66.92
Npris ()	13.00	21.00	30.00
Tllen1 (año)	0.01	0.00	0.003
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	70080.00	70080.00	70080.00
Tllen 2 (mes)	0.01	0.01	0.01
V/días (m <sup>3</sup> /días)	2304.00	2304.00	2304.00
Tllen3 (día)	0.39	0.23	0.16
% ret Npris	10.43	10.11	9.62

Elaborado por: El autor.

7.2.5 Para muy alta concentración (>5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=5$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 101**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 5 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	5.00		
$i$ ( )	$i_{\min}$	$i_{\text{prom}}$	$i_{\max}$
	0.02	0.03	0.05
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	1.15	1.91	2.87
Xcr=Ls (m)	149.97	89.95	59.92
V (m <sup>3</sup> )	899.82	539.70	359.55
M/año (kg)	788400000.00	788400000.00	788400000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	525600.00	525600.00	525600.00
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	140160.00	140160.00	140160.00
% ret	0.64	0.39	0.26
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	156.97	96.95	66.92
Npris ( )	13.00	21.00	30.00
Tllen1 (año)	0.01	0.004	0.003
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	87600.00	87600.00	87600.00
Tllen 2 (mes)	0.01	0.01	0.00
V/días (m <sup>3</sup> /días)	2880.00	2880.00	2880.00
Tllen3 (día)	0.31	0.19	0.12
% ret Npris	8.35	8.09	7.70

Elaborado por: El autor.

7.2.6 Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río.

**Tabla 102**

*Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su pendiente de río.*

Clasificación de los ríos de montaña por su pendiente del río.		Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida							
		Concentración de sedimentos de 1 kg/m3							
i ()		V (m3)	V/año (m3/año)	Vsedg (m3/año)	% ret	Npris ()	V/días (m3/días)	Tllen3 (día)	% ret Npris
Pie de monte: 0.02 < i < 0.05 ()	0.02	899.82	105120.00	28032.00	3.21	13.00	576.00	1.56	41.73
	0.03	539.70	105120.00	28032.00	1.93	21.00	576.00	0.94	40.43
	0.05	359.55	105120.00	28032.00	1.28	30.00	576.00	0.62	38.48
i ()		Concentración de sedimentos de 2 kg/m3							
Pie de monte: 0.02 < i < 0.05 ()	0.02	899.82	210240.00	56064.00	1.60	13.00	1152.00	0.78	20.86
	0.03	539.70	210240.00	56064.00	0.96	21.00	1152.00	0.47	20.22
	0.05	359.55	210240.00	56064.00	0.64	30.00	1152.00	0.31	19.24
i ()		Concentración de sedimentos de 3 kg/m3							
Pie de monte: 0.02 < i < 0.05 ()	0.02	899.82	315360.00	84096.00	1.07	13.00	1728.00	0.52	13.91
	0.03	539.70	315360.00	84096.00	0.64	21.00	1728.00	0.31	13.48
	0.05	359.55	315360.00	84096.00	0.43	30.00	1728.00	0.21	12.83
i ()		Concentración de sedimentos de 4 kg/m3							
Pie de monte: 0.02 < i < 0.05 ()	0.02	899.82	420480.00	112128.00	0.80	13.00	2304.00	0.39	10.43
	0.03	539.70	420480.00	112128.00	0.48	21.00	2304.00	0.23	10.11
	0.05	359.55	420480.00	112128.00	0.32	30.00	2304.00	0.16	9.62
i ()		Concentración de sedimentos de 5 kg/m3							
Pie de monte: 0.02 < i < 0.05 ()	0.02	899.82	525600.00	140160.00	0.64	13.00	2880.00	0.31	8.35
	0.03	539.70	525600.00	140160.00	0.39	21.00	2880.00	0.19	8.09
	0.05	359.55	525600.00	140160.00	0.26	30.00	2880.00	0.12	7.70
i ()		Concentración de sedimentos de 1 kg/m3							
De montaña: 0.05 < i < 0.10 ()	0.05	359.55	105120.00	28032.00	1.28	30.00	576.00	0.62	38.48
	0.08	239.32	105120.00	28032.00	0.85	43.00	576.00	0.42	36.71
	0.10	179.10	105120.00	28032.00	0.64	54.00	576.00	0.31	34.50
i ()		Concentración de sedimentos de 2 kg/m3							
De montaña: 0.05 < i < 0.10 ()	0.05	359.55	210240.00	56064.00	0.64	30.00	1152.00	0.31	19.24
	0.08	239.32	210240.00	56064.00	0.43	43.00	1152.00	0.21	18.36
	0.10	179.10	210240.00	56064.00	0.32	54.00	1152.00	0.16	17.25
i ()		Concentración de sedimentos de 3 kg/m3							
De montaña: 0.05 < i < 0.10 ()	0.05	359.55	315360.00	84096.00	0.43	30.00	1728.00	0.21	12.83
	0.08	239.32	315360.00	84096.00	0.28	43.00	1728.00	0.14	12.24
	0.10	179.10	315360.00	84096.00	0.21	54.00	1728.00	0.10	11.50
i ()		Concentración de sedimentos de 4 kg/m3							
De montaña: 0.05 < i < 0.10 ()	0.05	359.55	420480.00	112128.00	0.32	30.00	2304.00	0.16	9.62
	0.08	239.32	420480.00	112128.00	0.21	43.00	2304.00	0.10	9.18
	0.10	179.10	420480.00	112128.00	0.16	54.00	2304.00	0.08	8.63
i ()		Concentración de sedimentos de 5 kg/m3							

<b>De montaña: 0.05 &lt; i &lt; 0.10 ()</b>	<b>0.05</b>	359.55	525600.00	140160.00	0.26	30.00	2880.00	0.12	7.70
	<b>0.08</b>	239.32	525600.00	140160.00	0.17	43.00	2880.00	0.08	7.34
	<b>0.10</b>	179.10	525600.00	140160.00	0.13	54.00	2880.00	0.06	6.90

Elaborado por: El autor.

7.3. Tablas específicas de las diferentes concentraciones de sedimentos de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual para ríos de montaña pequeños ( $Q \leq 30 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

7.3.1 Para pequeña concentración (0.5-1 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=1 \text{ kg/m}^3$ ).

**Tabla 103**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 1 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.00		
i ()	<b>Qmin</b>	<b>Qprom</b>	<b>Qmax</b>
	1.00	15.24	30.00
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	5.74	5.74	5.74
Xcr=Ls (m)	29.85	29.85	29.85
V (m <sup>3</sup> )	179.10	179.10	179.10
M/año (kg/año)	15768000.00	240349371.43	473040000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	9275.29	141381.98	278258.82
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	2473.41	37701.86	74202.35
% ret	7.24	0.48	0.24
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	36.85	36.85	36.85
Npris ()	54.00	54.00	54.00
Tllen1 (año)	0.07	0.005	0.002
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	1545.88	23563.66	46376.47
Tllen 2 (mes)	0.12	0.01	0.004
V/días (m <sup>3</sup> /días)	50.82	774.70	1524.71
Tllen3 (día)	3.52	0.23	0.12
% ret Npris	391.01	25.65	13.03

Elaborado por: El autor.

7.3.2 Para mediana concentración (1-2.5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=2 \text{ kg/m}^3$ ).

**Tabla 104**

Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 2 kg/m<sup>3</sup>.

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2.00		
i ()	Qmin	Qprom	Qmax
	1.00	15.24	30.00
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	5.74	5.74	5.74
Xcr=Ls (m)	29.85	29.85	29.85
V (m <sup>3</sup> )	179.10	179.10	179.10
M/año (kg)	31536000.00	480698742.86	946080000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	18550.59	282763.97	556517.65
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	4946.82	75403.72	148404.71
% ret	3.62	0.24	0.12
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	36.85	36.85	36.85
Npris ()	54.00	54.00	54.00
Tllen1 (año)	0.04	0.002	0.001
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	3091.76	47127.33	92752.94
Tllen 2 (mes)	0.06	0.00	0.002
V/días (m <sup>3</sup> /días)	101.65	1549.39	3049.41
Tllen3 (día)	1.76	0.12	0.06
% ret Npris	195.50	12.83	6.52

Elaborado por: El autor.

7.3.3 Para alta concentración (2.5-5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=3$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 105**

Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 3 kg/m<sup>3</sup>.

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	3.00		
i ()	Qmin	Qprom	Qmax
	1.00	15.24	30.00
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	5.74	5.74	5.74
Xcr=Ls (m)	29.85	29.85	29.85
V (m <sup>3</sup> )	179.10	179.10	179.10
M/año (kg)	47304000.00	721048114.29	1419120000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	27825.88	424145.95	834776.47
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	7420.24	113105.59	222607.06
% ret	2.41	0.16	0.08
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	36.85	36.85	36.85
Npris ()	54.00	54.00	54.00
Tllen1 (año)	0.02	0.002	0.001
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	4637.65	70690.99	139129.41
Tllen 2 (mes)	0.04	0.00	0.001
V/días (m <sup>3</sup> /días)	152.47	2324.09	4574.12
Tllen3 (día)	1.17	0.08	0.04
% ret Npris	130.34	8.55	4.34

Elaborado por: El autor.

7.3.4 Para alta concentración (2.5-5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=4$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 106**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 4 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	4.00		
i ()	Qmin	Qprom	Qmax
	1.00	15.24	30.00
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	5.74	5.74	5.74
Xcr=Ls (m)	29.85	29.85	29.85
V (m <sup>3</sup> )	179.10	179.10	179.10
M/año (kg)	63072000.00	961397485.71	1892160000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	37101.18	565527.93	1113035.29
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	9893.65	150807.45	296809.41
% ret	1.81	0.12	0.06
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	36.85	36.85	36.85
Npris ()	54.00	54.00	54.00
Tllen1 (año)	0.02	0.001	0.001
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	6183.53	94254.66	185505.88
Tllen 2 (mes)	0.029	0.002	0.001
V/días (m <sup>3</sup> /días)	203.29	3098.78	6098.82
Tllen3 (día)	0.88	0.06	0.03
% ret Npris	97.75	6.41	3.26

Elaborado por: El autor.

7.3.5 Para muy alta concentración (>5 kg/m<sup>3</sup>) ( $\rho=5$  kg/m<sup>3</sup>).

**Tabla 107**

*Tabla específica de los resultados de la cresta sumergida para concentración de sedimentos de 5 kg/m<sup>3</sup>.*

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	5.00		
i ()	Qmin	Qprom	Qmax
	1.00	15.24	30.00
Datos calculados			
$\alpha$ (grados)	5.74	5.74	5.74
Xcr=Ls (m)	29.85	29.85	29.85
V (m <sup>3</sup> )	179.10	179.10	179.10
M/año (kg)	78840000.00	1201746857.14	2365200000.00
V/año (m <sup>3</sup> /año)	46376.47	706909.92	1391294.12
Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	12367.06	188509.31	371011.76
% ret	1.45	0.10	0.05
Lo (m)	7.00	7.00	7.00
Lb (m)	36.85	36.85	36.85
Npris ()	54.00	54.00	54.00
Tllen1 (año)	0.01	0.001	0.000
V/mes (m <sup>3</sup> /mes)	7729.41	117818.32	231882.35
Tllen 2 (mes)	0.02	0.00	0.001
V/días (m <sup>3</sup> /días)	254.12	3873.48	7623.53
Tllen3 (día)	0.70	0.05	0.02
% ret Npris	78.20	5.13	2.61

Elaborado por: El autor.

7.3.6 Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual.

**Tabla 108**

*Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida según la clasificación de ríos de montaña por su caudal medio mensual.*

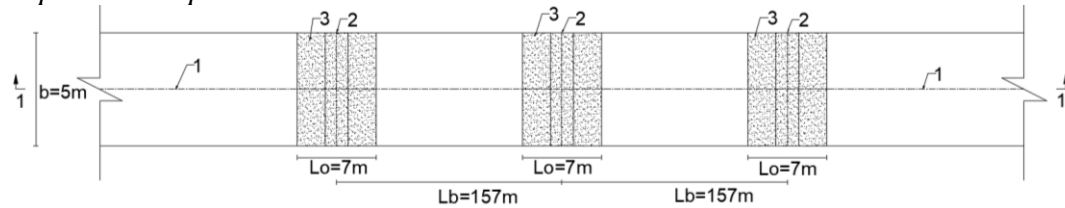
Clasificación de los ríos de montaña por su caudal medio mensual		Tabla general del sedimento de fondo de la cresta sumergida							
		Concentración de sedimentos de 1 kg/m <sup>3</sup>							
Q (m <sup>3</sup> /s)		V (m <sup>3</sup> )	V/año (m <sup>3</sup> /año)	Vsedg (m <sup>3</sup> /año)	% ret	Npris (°)	V/días (m <sup>3</sup> /días)	Tllen3 (día)	% ret Npris
Ríos pequeños: Q ≤ 30 (m <sup>3</sup> /s)	1.00	179.10	9275.29	2473.41	7.24	54.00	50.82	3.52	391.01
	15.24	179.10	141381.98	37701.86	0.48	54.00	774.70	0.23	25.65
	30.00	179.10	278258.82	74202.35	0.24	54.00	1524.71	0.12	13.03
Q (m <sup>3</sup> /s)		Concentración de sedimentos de 2 kg/m <sup>3</sup>							
Ríos pequeños: Q ≤ 30 (m <sup>3</sup> /s)	1.00	179.10	18550.59	4946.82	3.62	54.00	101.65	1.76	195.50
	15.24	179.10	282763.97	75403.72	0.24	54.00	1549.39	0.12	12.83
	30.00	179.10	556517.65	148404.71	0.12	54.00	3049.41	0.06	6.52
Q (m <sup>3</sup> /s)		Concentración de sedimentos de 3 kg/m <sup>3</sup>							
Ríos pequeños: Q ≤ 30 (m <sup>3</sup> /s)	1.00	179.10	27825.88	7420.24	2.41	54.00	152.47	1.17	130.34
	15.24	179.10	424145.95	113105.59	0.16	54.00	2324.09	0.08	8.55
	30.00	179.10	834776.47	222607.06	0.08	54.00	4574.12	0.04	4.34
Q (m <sup>3</sup> /s)		Concentración de sedimentos de 4 kg/m <sup>3</sup>							
Ríos pequeños: Q ≤ 30 (m <sup>3</sup> /s)	1.00	179.10	37101.18	9893.65	1.81	54.00	203.29	0.88	97.75
	15.24	179.10	565527.93	150807.45	0.12	54.00	3098.78	0.06	6.41
	30.00	179.10	1113035.29	296809.41	0.06	54.00	6098.82	0.03	3.26
Q (m <sup>3</sup> /s)		Concentración de sedimentos de 5 kg/m <sup>3</sup>							
Ríos pequeños: Q ≤ 30 (m <sup>3</sup> /s)	1.00	179.10	46376.47	12367.06	1.45	54.00	254.12	0.70	78.20
	15.24	179.10	706909.92	188509.31	0.10	54.00	3873.48	0.05	5.13
	30.00	179.10	1391294.12	371011.76	0.05	54.00	7623.53	0.02	2.61

Elaborado por: El autor.

**Presentaciones esquemáticas utilizados en el ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de sedimentos en una captación directa sin presa.**

**Figura 124**

*Esquemización del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para la obra de captación sin presa.*

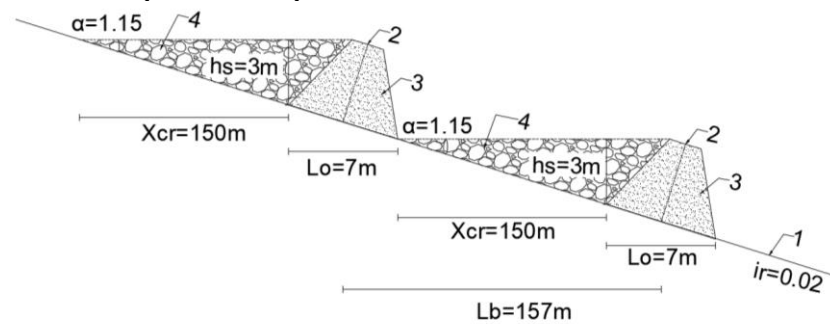


Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida. Elaborado por: El autor.

**Figura 125**

*Esquemización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para obra de captación sin presa.*



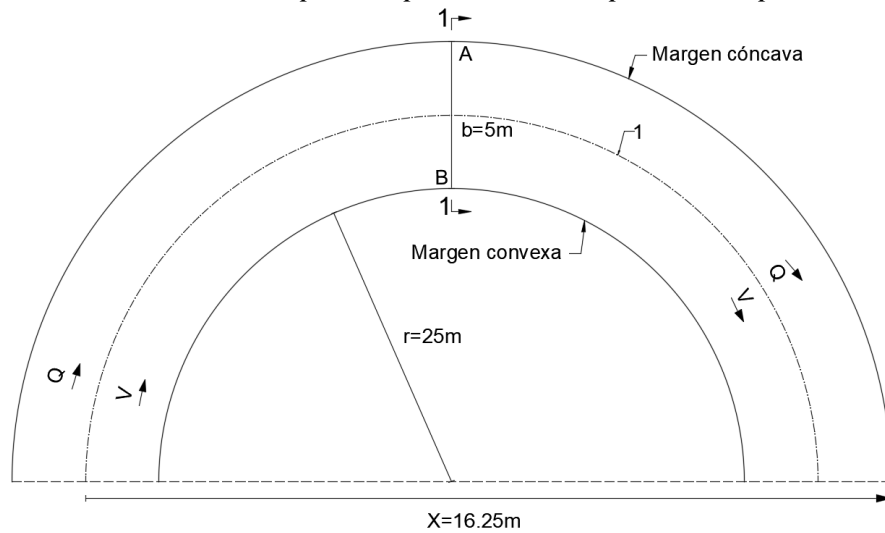
Corte 1-1 / Escala 1:50

**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida, 4-Volumen del prisma de sedimentación. Elaborado por: El autor.



**Figura 126**

*Esquematización del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa.*

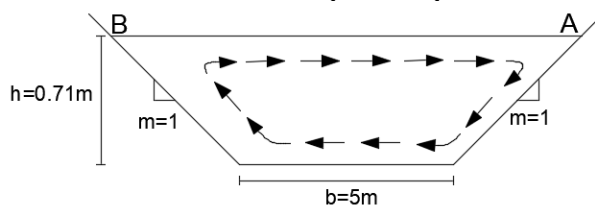


Planta / Escala 1:50

Nota: 1-Eje del río. Elaborado por: El autor.

**Figura 127**

*Esquematización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación sin presa.*

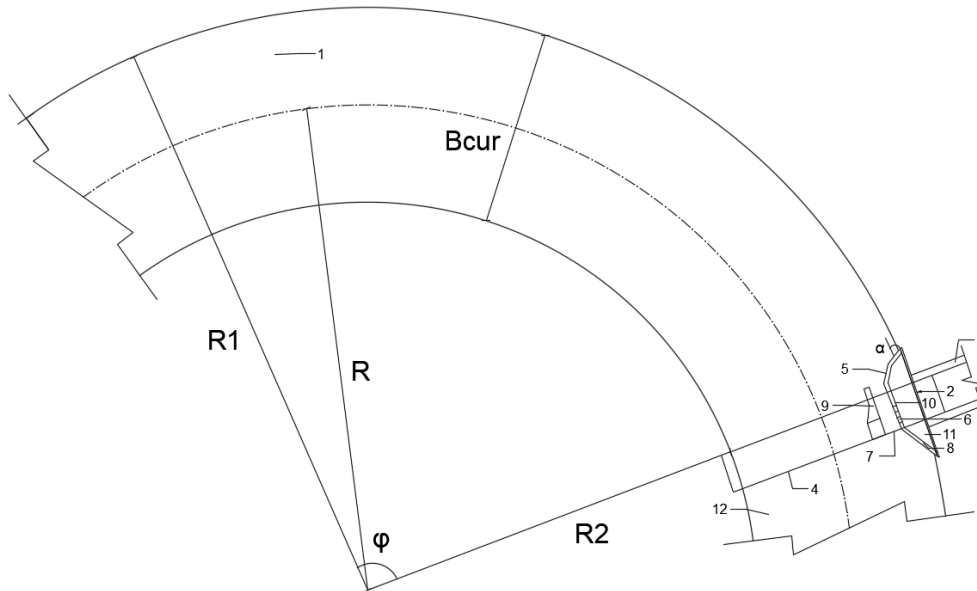


Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

**Figura 128**

*Esquemmatización del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación sin presa.*

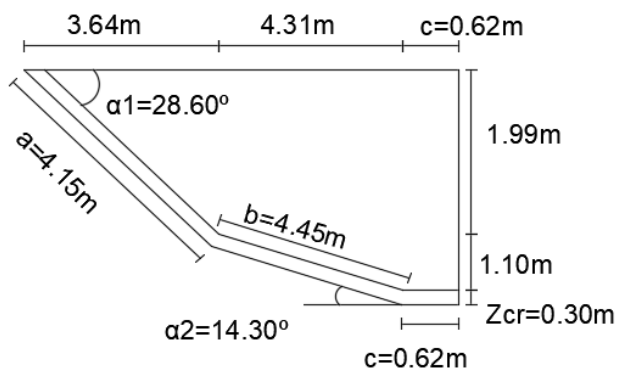


Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1- cauce regulado (reconformado) de acercamiento; 2- obra de cabecera de la construcción de captación; 3- canal de derivación; 4- frente de la restitución; 5- cresta interceptora de sedimentos con quiebres en planta; 6- orificio para captaciones de emergencia; 7- orificios de lavado; 8- vertedero de emergencia; 9- muro divisorio; 10- muro divisorio; 11- cámara de captación; 12- cauce de restitución. Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014)

**Figura 129**

*Esquemmatización del ejemplo de cálculo de la cresta poligonal en planta para obra de captación sin presa.*

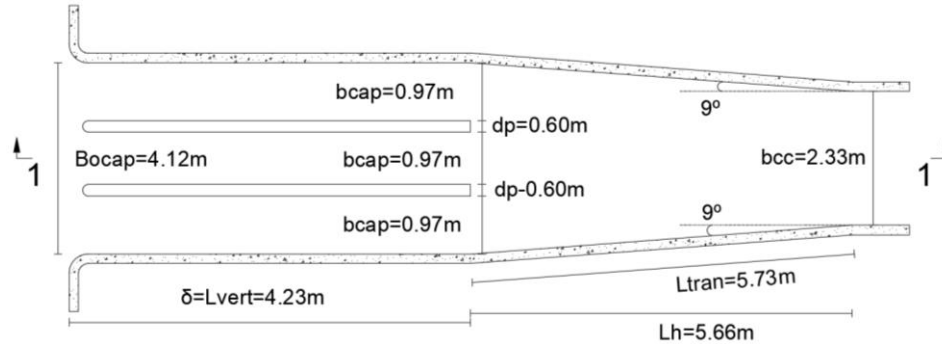


Planta / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

**Figura 130**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo de la obra de captación en planta para obra de captación sin presa.*

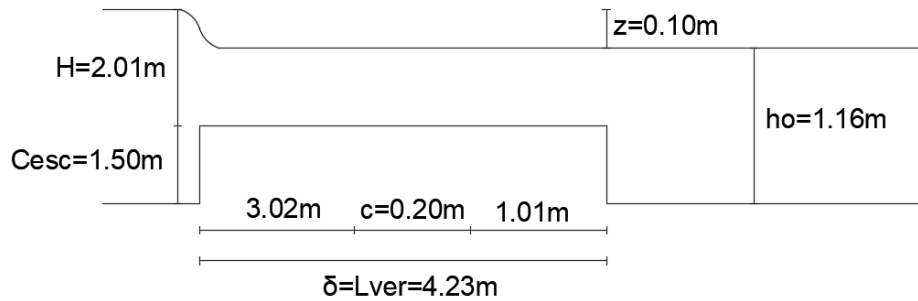


Planta / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

**Figura 131**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo de la obra de captación en corte para obra de captación sin presa.*

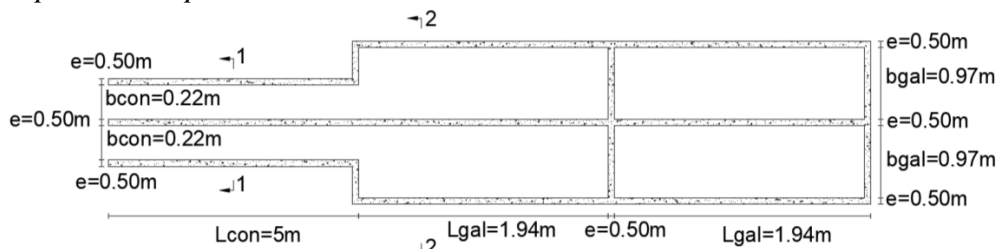


Corte 1-1 / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

**Figura 132**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo del conducto-galería de purga para obra de captación sin presa.*

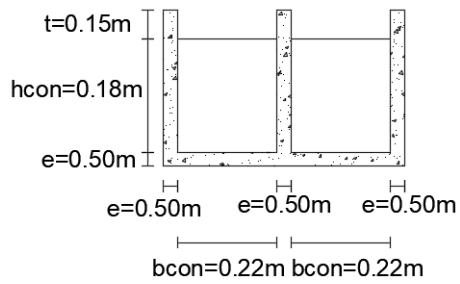


Planta / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

**Figura 133**

*Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga.*

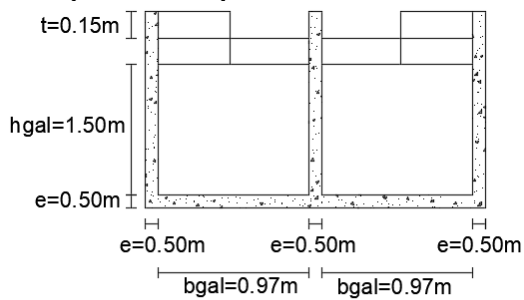


**Corte 1-1 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

**Figura 134**

*Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 2-2 de la galería de purga para obra de captación sin presa.*

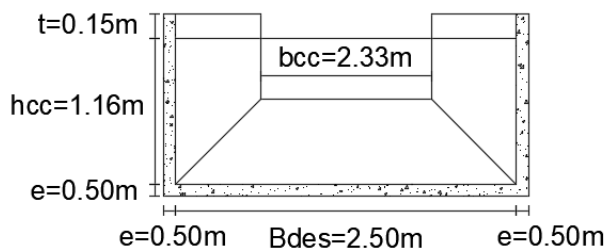


**Corte 2-2 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

**Figura 135**

*Esquemmatización del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa.*

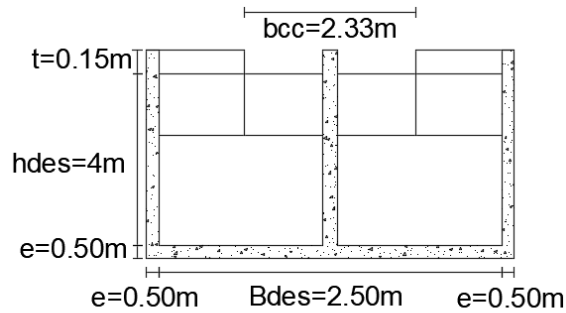


**Corte 1-1 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

**Figura 136**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa.*

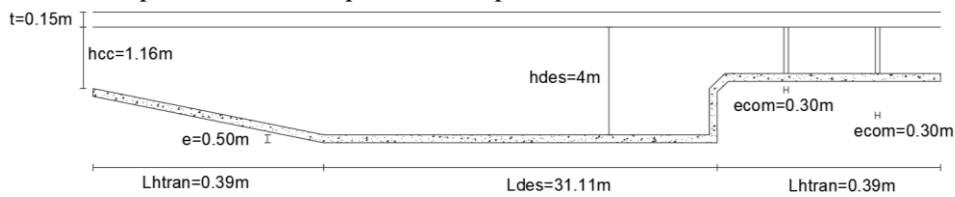


**Corte 2-2 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

**Figura 137**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación sin presa.*

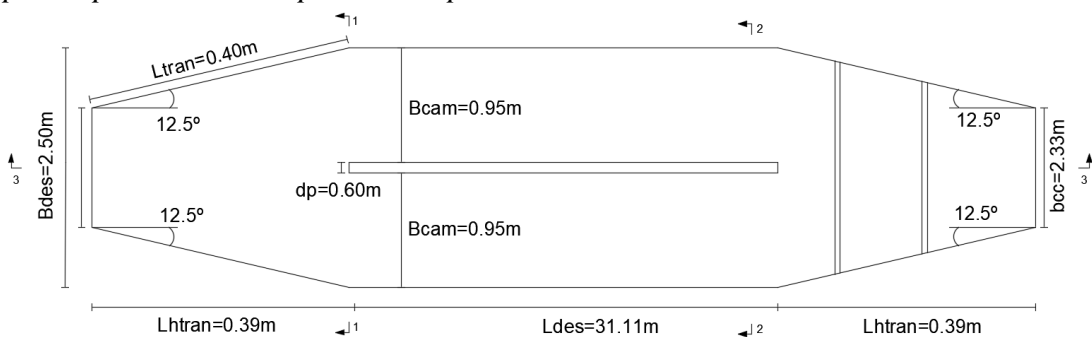


**Corte 3-3 / Escala 1:50**

Elaborado por: El autor.

**Figura 138**

*Esquematzación del ejemplo de cálculo del desarenador-canal de transición en planta para obra de captación sin presa.*



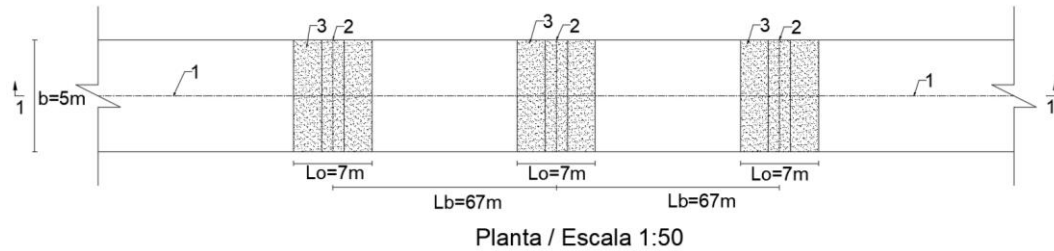
**Planta / Escala 1:50**

Elaborado por: El autor.

**Presentaciones esquemáticas utilizados en el ejemplo de cálculo de las tres etapas para el control de sedimentos en una captación directa con presa.**

**Figura 139**

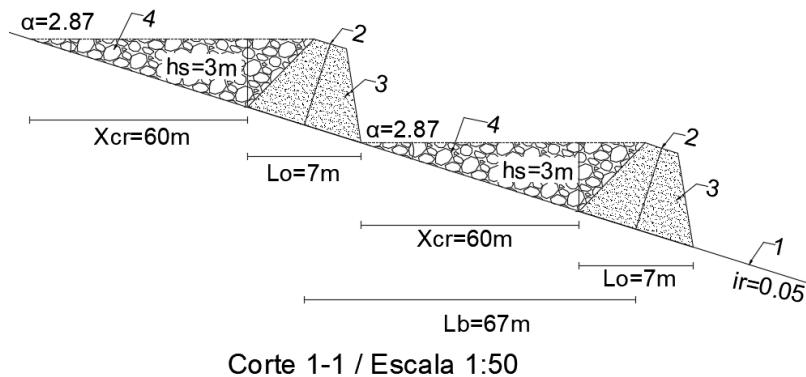
*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de la cresta sumergida para una obra de captación con presa.*



**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida. Elaborado por: El autor.

**Figura 140**

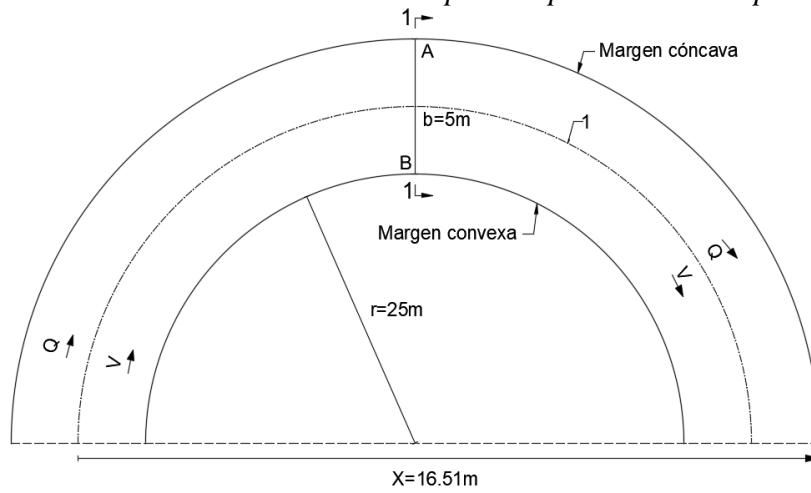
*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la cresta sumergida para una obra de captación con presa.*



**Nota:** 1-Eje del río, 2-Eje de la cresta sumergida, 3-Cresta sumergida, 4-Volumen del prisma de sedimentación. Elaborado por: El autor.

**Figura 141**

*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa.*

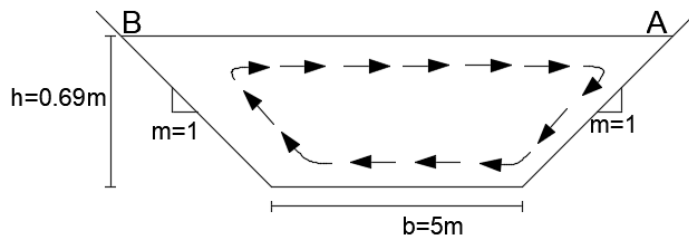


Planta / Escala 1:50

Nota: 1-Eje del río. Elaborado por: El autor.

**Figura 142**

*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 de la abscisa desde el inicio de la curvatura al sitio de captación para obra de captación con presa.*

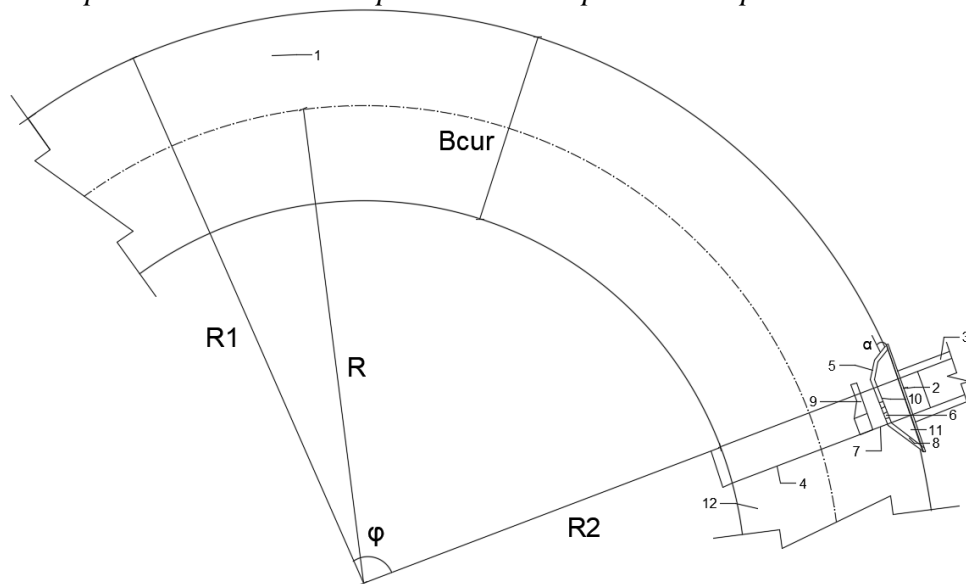


Corte 1-1 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

### Figura 143

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo de las condiciones de acercamiento a la captación con curvatura para obra de captación con presa.

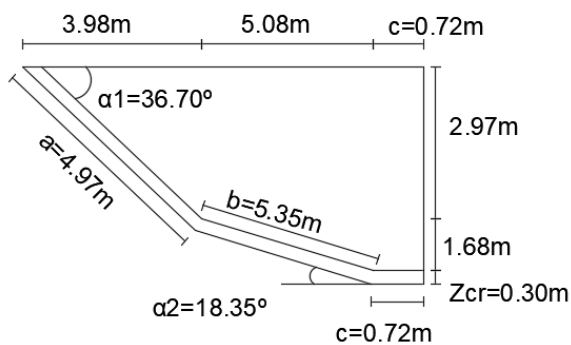


Planta / Escala 1:50

**Nota:** 1- cauce regulado (reconformado) de acercamiento; 2- obra de cabecera de la construcción de captación; 3- canal de derivación; 4- frente de la restitución; 5- cresta interceptora de sedimentos con quiebres en planta; 6- orificio para captaciones de emergencia; 7- orificios de lavado; 8- vertedero de emergencia; 9- muro divisorio; 10- muro divisorio; 11- cámara de captación; 12- cauce de restitución. Fuente: (YE. I. Shkulanov, 2014; YE. I. Shkulanov, 2014).

### Figura 144

Presentación esquemática del ejemplo de la cresta poligonal en planta para obra de captación con presa.



Planta / Escala 1:100

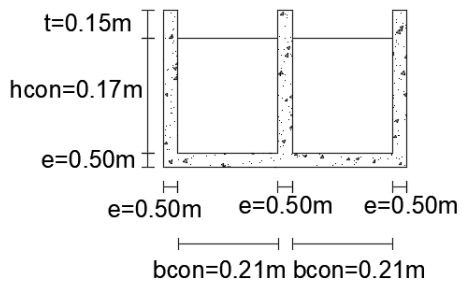
Elaborado por: El autor.





**Figura 148**

*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del conducto de purga para obra de captación con presa.*

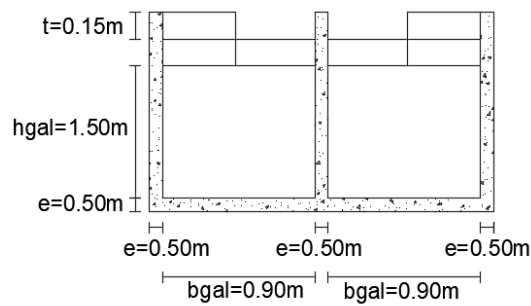


**Corte 1-1 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

**Figura 149**

*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte de la galería de purga para obra de captación con presa.*

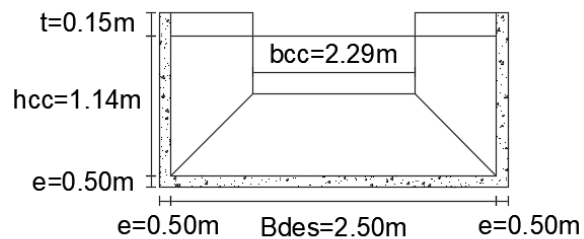


**Corte 2-2 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

**Figura 150**

*Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 1-1 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.*

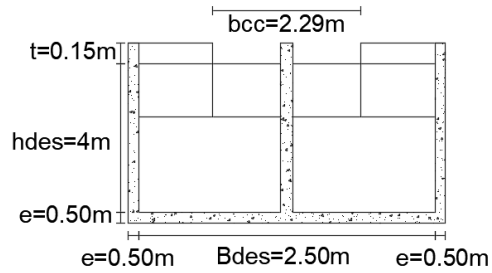


**Corte 1-1 / Escala 1:100**

Elaborado por: El autor.

**Figura 151**

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 2-2 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.

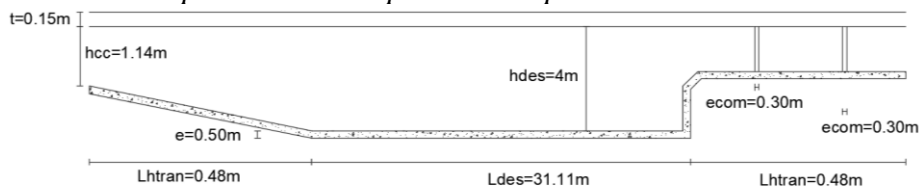


Corte 2-2 / Escala 1:100

Elaborado por: El autor.

**Figura 152**

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo del corte 3-3 del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.

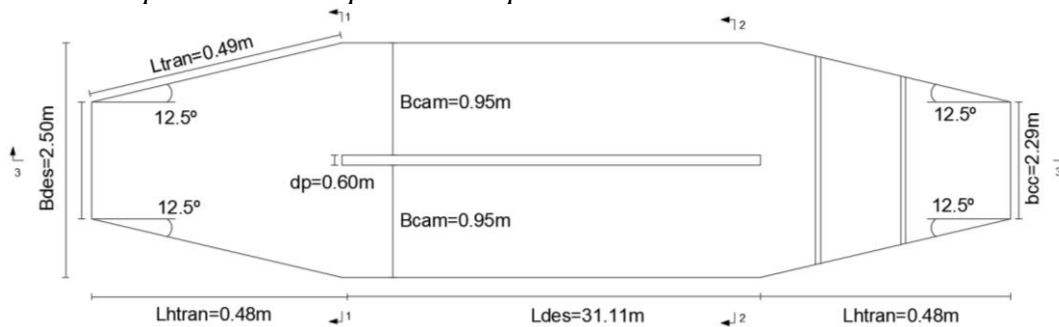


Corte 3-3 / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.

**Figura 153**

Presentación esquemática del ejemplo de cálculo en planta del desarenador-canal de transición para obra de captación con presa.



Planta / Escala 1:50

Elaborado por: El autor.