UNIVERSIDAD DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL PIRHUA

MODELACIÓN NUMÉRICA CON TELEMAC DEL COMPORTAMIENTO DEL FLUJO Y SEDIMENTOS DEL DESARENADOR QUITARACSA I

Fernando Gutiérrez-De La Torre

Piura, octubre de 2016

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Gutiérrez, F. (2016). *Modelación numérica con Telemac del comportamiento del flujo y sedimentos del desarenador Quitaracsa I* (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.

Esta obra está bajo una licencia
Creative Commons Atribución-
NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

U N I V E R S I D A D D E P I U R A

FACULTAD DE INGENIERÍA

Modelación numérica con Telemac del comportamiento del flujo y sedimentos del desarenador Quitaracsa I

Tesis para optar el Título de
Ingeniero CIVIL

Fernando Miguel Gutiérrez De La Torre

Asesor: Ing. Leo R. Guerrero Asmad

Piura, Octubre 2016

A mi familia, en especial a mis padres Gladys y Raúl
por apoyarme en todo momento de mi carrera,
a la memoria de mis abuelos y
al Ing. Juan Manuel Fernández Zúñiga (QEPD)
por su apoyo imprescindible en la elaboración de mi tesis.

Prólogo

La central hidroeléctrica Quitaracsa I se sitúa entre las más grandes del Perú en lo que a capacidad de potencia instalada se refiere, ubicada en el Distrito de Yuracmarca, Provincia de Huaylas, Departamento de Ancash. Este proyecto tiene como objetivo lograr una potencia instalada de 112 MW, captando un caudal promedio de 10 m^3/s del río Quitaracsa.

Entre las estructuras hidráulicas de la central hidroeléctrica se encuentra el desarenador Quitaracsa I, el cual será estudiado hidráulica y sedimentológicamente en la presente tesis mediante la modelación numérica con Telemac-Mascaret en 3D.

La función principal del desarenador es separar y remover de manera eficiente el material sólido en suspensión que lleva el agua luego de la captación. Los materiales sólidos que transporta el río ocasionan perjuicios a la operatividad de la central hidroeléctrica, ya que los sedimentos y partículas sólidas que son transportadas por el agua podrían pasar a las turbinas, desgastándolas más rápido.

Actualmente, la modelación numérica es una herramienta útil para poder evaluar el diseño de este tipo de estructuras ya que permite representar el comportamiento hidrodinámico y sedimentológico durante la operación. Esto no quiere decir que los modelos físicos vayan a quedar de lado en un corto plazo, sino que son complementarios y se espera que en un futuro se desarrolle la simulación híbrida (físico-matemática), dentro del campo de la Ingeniería Hidráulica, en la cual se emplee cada tipo de modelo, donde los resultados que pueda ofrecer maximicen la relación beneficio-costo y tiempo-eficiencia de diseño.

Quisiera agradecer a la empresa EnerSur GDF Suez por permitirme usar los datos y planos del proyecto, al Ing. Juan Fernández (QEPD) y al Ing. Johnny Villanueva de JJC Contratistas Generales por facilitarme los medios para conseguir la autorización de EnerSur. Agradecer de una manera muy especial a la Universidad de Piura por haberme formado como profesional. Al Ing. Alejandro Mendoza por su apoyo en la modelación. Al Ing. José Vásquez por sus comentarios y apreciaciones técnicas con respecto a los resultados de la modelación. A mi asesor Leo Guerrero por el interés y por todo el tiempo brindado para la materialización de mi tesis.

Resumen

El estudio del desarenador Quitaracsa I se dividió en modelación de la hidrodinámica y sedimentológica, permitiendo evaluar la importancia de considerar rejillas disipadoras en el diseño del desarenador y demostrar el aumento o disminución de la eficiencia en la operatividad del desarenador sin encontrar colmatación en las compuertas de ingreso o en las rejillas disipadoras.

La modelación numérica del desarenador con Telemac-Mascaret toma en cuenta la geometría y la presencia de rejillas disipadoras con la finalidad de lograr una mejor representación de la realidad. Esto no se logra con las fórmulas teóricas y experimentales para el diseño de desarenadores, por lo tanto el modelo numérico se convierte en una herramienta indispensable para el diseño de estructuras hidráulicas.

Las tesis y artículos precedentes, han usado el modelo numérico SSIIM como programa de modelación numérica, este programa muchas veces resulta difícil de operar debido a su interfaz gráfica, a diferencia del Telemac que tiene una mayor interacción con el usuario. A la fecha en tesis precedentes de la Universidad de Piura se ha estudiado al desarenador evaluando el flujo de agua, es decir, sin sedimentos.

Tabla de contenido

Prólogo ..... *v*
Resumen ..... *vii*
Tabla de contenido ..... *ix*
Introducción *1*
Capítulo 1 Centrales hidroeléctricas y desarenadores *3*
1.1. Energía *3*
1.2. Fuentes de energía *4*
1.3. Energía hidráulica *4*
1.4. Centrales hidroeléctricas *5*
1.5. Esquema simplificado de una central hidroeléctrica *6*
1.6. Las diez centrales hidroeléctricas más grandes del mundo *6*
1.6.1. China: "Central hidroeléctrica de las Tres Gargantas", 22 500 MW 8
1.6.2. Brasil – Paraguay: "Central hidroeléctrica Itaipú", 14 000 MW 8
1.6.3. China: "Central hidroeléctrica Xiluodu", 13 860 MW 9
1.6.4. Venezuela: "Central hidroeléctrica de Guri", 10 235 MW 10
1.6.5. Brasil: "Central hidroeléctrica de Tucuruí", 8 370 MW 11
1.6.6. Estados Unidos: "Central hidroeléctrica Grand Coulee", 6 809 MW 12
1.6.7. China: "Central hidroeléctrica de Xiangjiaba", 6 448 MW 13
1.6.8. China: "Central hidroeléctrica Longtan", 6 426 MW 14
1.6.9. Rusia: "Central hidroeléctrica de Sayano-Shushenskaya", 6 400 MW 15
1.6.10. Rusia: "Central hidroeléctrica de Krasnoyarsk", 6 000 MW 16
1.7. Las cinco principales centrales hidroeléctricas del Perú *17*
1.7.1. Central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo o del Mantaro 18
1.7.2. Central hidroeléctrica de Huinco 18

1.7.3. Central hidroeléctrica Charcani V 19
1.7.4. Central hidroeléctrica Cañón del Pato 20
1.7.5. Central hidroeléctrica de Machu Picchu 21
1.8. Comparativo de las centrales hidroeléctricas en el Perú y el mundo 22
1.9. Los desarenadores..... 25
1.10. Algunos desarenadores en el Perú..... 26
1.10.1. Desarenador Machu Picchu 26
1.10.2. Desarenador Cañón del Pato.....26
1.10.3. Desarenadores Pitay y Terminal de Majes.....27
1.10.4. Desarenador del proyecto Tinajones.....28
1.10.5. Desarenador del Mantaro.....29
1.10.6. Desarenador de la central hidroeléctrica San Gabán II.....29
1.10.7. Desarenador Chavimochic.....29
1.10.8. Otros desarenadores.....30
Capítulo 2 El desarenador y los sedimentos..... 31
2.1. El desarenador..... 31
2.2. Principios de funcionamiento de un desarenador..... 33
2.2.1. Principios hidráulicos.....33
2.2.2. Principios sedimentológicos 33
2.3. Elementos de un desarenador 34
2.3.1. Transición de entrada.....34
2.3.2. Naves desarenadoras.....34
2.3.3. Canal de purga de las naves.....34
2.3.4. Transición de salida 35
2.3.5. Canal de purga 35
2.3.6. Vertedero.....35
2.4. Clases de desarenadores..... 35
2.4.1. En función de su operación.....35
2.4.2. En función de la velocidad de escurrimiento.....35
2.4.3. Por la disposición de las naves desarenadoras.....35
2.5. Los sedimentos 36
2.6. La erosión de cuencas..... 36
2.7. Transporte de sedimentos..... 37
2.8. Interacción sedimento-estructura 39
2.8.1. Sedimentación en embalses 39
2.8.2. Dificultad en la operación de bocatomas y desarenadores 39
2.8.3. Erosión del revestimiento de canales y túneles.....40

2.8.4. Sedimentación en conducciones hidráulicas 40
2.8.5. Erosión de turbinas y bombas 40
2.9. Propiedades físicas de los sólidos 41
2.9.1. Tamaño y forma 41
2.9.2. Composición mineralógica 43
2.9.3. Peso específico 43
2.9.4. Velocidad de caída 43
2.10. Variabilidad del transporte sólido 44
Capítulo 3 Central hidroeléctrica Quitaracsa I 45
3.1. Ubicación 45
3.2. Accesibilidad 46
3.3. Cuenca del río Santa 47
3.3.1. Clima y meteorología 49
3.3.1.1 Precipitación pluvial 49
3.3.1.2 Temperatura 49
3.3.1.3 Humedad relativa 49
3.3.1.4 Viento 50
3.3.2. Hidrología de la cuenca 50
3.3.3. Glaciares y recursos hídricos de la cuenca del río Santa 50
3.3.4. Problemas ambientales de la cuenca 51
3.4. Características de la central hidroeléctrica Quitaracsa I 51
3.5. Secuencia de construcción de la central hidroeléctrica Quitaracsa I 54
Capítulo 4 Diseño del desarenador Quitaracsa 59
4.1. Desarenadores con fines de irrigación 59
4.2. Diseño de desarenadores para centrales hidroeléctricas 60
4.2.1. Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar 60
4.2.2. Cálculo de la velocidad del flujo en las naves del desarenador 61
4.2.3. Cálculo de la velocidad de sedimentación ω en aguas tranquilas 61
4.2.4. Cálculo de las dimensiones de las naves del desarenador 64
4.2.5. Cálculo de las dimensiones del vertedero 66
4.3. El desarenador Quitaracsa I 67
4.3.1. Curva de persistencia de caudales del río Quitaracsa 77
4.3.2. Concentración de sedimentos del río Quitaracsa 79
4.4. Verificación del diseño del desarenador Quitaracsa I 86
4.4.1. Caudal de diseño 86
4.4.2. Concentración de sedimentos para el diseño 87
4.4.3. Canal de captación 88

4.4.4. Transición de entrada 90
4.4.5. Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar 91
4.4.6. Cálculo de la velocidad del flujo en las naves del desarenador 92
4.4.7. Cálculo de la velocidad de sedimentación "ω" en aguas tranquilas 92
4.4.8. Cálculo de las dimensiones de las naves del desarenador 94
4.4.9. Cálculo de las dimensiones del vertedero 97
Capítulo 5 Modelación numérica con Telemac-Mascaret 3D del desarenador Quitaracsa I ……. *99*
5.1. Modelación numérica en el ámbito de la hidráulica fluvial *99*
5.2. Autocad Civil 3D y BlueKenue del desarenador Quitaracsa I *101*
5.3. Archivos de control para la modelación del desarenador Quitaracsa I. *111*
5.3.1. Archivo de control del Telemac para la modelación numérica del flujo de agua 111
5.3.2. Archivo de control del Telemac para la modelación numérica de los sedimentos 117
5.4. Post-procesamiento con Tecplot 360 EX 2015 R2 ..... *124*
5.5. Resultados de la modelación del flujo de agua del desarenador Quitaracsa I *130*
5.5.1. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I sin rejillas operando con las dos naves 131
5.5.2. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I sin rejillas operando con la nave izquierda y compuerta en la nave derecha 138
5.5.3. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I sin rejillas operando con la nave derecha y compuerta en la nave izquierda 142
5.5.4. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves 146
5.5.5. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave izquierda y compuerta en la nave derecha 154
5.5.6. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave derecha y compuerta en la nave izquierda 158
5.6. Resultados de la modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I *163*
5.6.1. Modelación sedimentológica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves 164
5.6.2. Modelación sedimentológica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave izquierda y compuerta cerrada en la nave derecha 166
5.6.3. Modelación sedimentológica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave derecha y compuerta cerrada en la nave izquierda 167
Conclusiones y recomendaciones *169*
Referencias bibliográficas *171*
ANEXO A *175*

Introducción

La presente tesis se fundamenta en el estudio hidrodinámico y sedimentológico del desarenador Quitaracsa I con modelación numérica. En un inicio se modeló en 2D pero esta representación generaba errores, ya que el vertedero y el fondo del desarenador no pertenecían a un mismo plano y se obtenían caudales de salida muy superiores al caudal de ingreso, es por esto que se modeló el desarenador Quitaracsa I sólo en 3D.

En el primer capítulo se explica la forma de generación de energía a través de centrales hidroeléctricas y un comparativo de las principales centrales hidroeléctricas del Perú y el mundo. Además se mencionan a algunos desarenadores en el Perú y los problemas típicos después de la puesta en marcha de la central.

En el segundo capítulo se explican las partes de un desarenador; además se menciona el origen de los sedientos en la cuenca y el transporte a través de los ríos. Adicionalmente se explican las características de los sedimentos y su interacción con las estructuras hidráulicas.

En el tercer capítulo se mencionan las características del proyecto central hidroeléctrica Quitaracsa I, así como la hidrología de la cuenca del río Santa. Además se explica la secuencia de construcción de las obras de cabecera de la central hidroeléctrica en Shapiringo y los problemas que finalmente fueron superados para la construcción de la central.

En el cuarto capítulo se verifica las dimensiones del desarenador Quitaracsa I en base a fórmulas matemáticas y experimentales. Adicionalmente se han comparado las dimensiones teóricas con el diseño real, realizando un análisis de la longitud, velocidad y eficiencia de operación del desarenador. El diseño real contempla el uso de rejillas, sin embargo, las fórmulas conocidas para el diseño de desarenador no contemplan el uso de estas, esto se verificará a detalle en el siguiente capítulo.

En el quinto capítulo se desarrolla la modelación numérica del desarenador Quitaracsa I y para ello se describe paso a paso la utilización del software necesario previo a la modelación y además se explica el post procesamiento para representar los resultados obtenidos con el Telemac-Mascaret. Los resultados obtenidos han demostrado que las rejillas disipadoras no eliminan la turbulencia generada en el desarenador, sino que uniformizan el flujo y reducen la energía, esto hace que las líneas de corriente se ordenen y se distribuyan de una mejor forma en toda la sección de las naves del desarenador.

Capítulo 1

Centrales hidroeléctricas y desarenadores

La central hidroeléctrica es una instalación que permite aprovechar las masas de agua en movimiento que circulan por los ríos para transformarlas en energía eléctrica, utilizando turbinas acopladas a los alternadores.

Desde el punto de vista medioambiental, siempre se ha considerado que la generación de energía de origen hidráulico es la alternativa menos contaminante por ser de origen renovable.

1.1. Energía

La energía es una propiedad asociada a los objetos y sustancias, y se manifiesta en las transformaciones físicas y/o químicas que ocurren en la naturaleza.

La energía puede tener distintos orígenes y, dependiendo de esto se le denomina:

- Energía cinética: Asociada al movimiento de los cuerpos.
- Energía potencial: Asociada a la posición dentro de un campo de fuerzas.
- Energía interna: Asociada a la temperatura de los cuerpos.
- Energía luminosa: Asociada a la radiación solar.
- Energía nuclear: Asociada a los procesos de fusión (unión de núcleos) o fisión (ruptura de núcleos) que tienen lugar en el interior de los átomos.

La energía presenta tres propiedades básicas:

- La energía total de un sistema aislado se conserva. Por lo tanto, en el Universo no puede existir creación o eliminación de energía.
- La energía puede transmitirse de unos cuerpos, o sistemas materiales, a otros.
- La energía puede transformarse de unas formas a otras.

1.2. Fuentes de energía

Llamamos fuente de energía a un sistema natural cuyo contenido energético es capaz de ser transformado en energía útil.

Las distintas fuentes de energía se clasifican en dos grandes grupos: renovables y no renovables. Las renovables, son aquellas fuentes que no desaparecen al transformar su energía en energía útil. Las no renovables, son aquellas que se agotan al transformar su energía en energía útil.

Dentro de las fuentes de energía renovable están:

- Agua de los ríos (Energía hidráulica).
- El sol (Energía solar).
- El viento (Energía eólica).
- La biomasa.
- Los mares (Energía mareomotriz).
- Las olas.

Como fuentes de energía no renovables, tenemos:

- Combustibles fósiles: carbón, petróleo, gas natural, etc.
- Geotérmica
- Uranio (Energía nuclear de fisión).

1.3. Energía hidráulica

La energía hidráulica es la obtenida a través del aprovechamiento de la energía cinética y el potencial de las corrientes y saltos de agua, es una de las fuentes renovables más antiguas y utilizadas en el planeta para la obtención de energía útil.

La energía hidráulica es la que genera electricidad de forma más barata en la actualidad. Además, este tipo de generación de energía es fácilmente accesible, ya que los ingenieros pueden controlar la cantidad de agua que pasa a través de las turbinas para producir electricidad según sea necesario.

Algunas de las ventajas de este tipo de generación de energía útil son:

- Mientras el agua está en cantidades suficientes, las centrales hidroeléctricas pueden generar energía 24/7, es decir, 24 horas los 7 días de la semana.
- Las grandes centrales hidroeléctricas pueden cambiar la capacidad máxima para satisfacer los picos de demanda controlando la cantidad de agua liberada.
- Es una energía limpia.
- Su transformación es directa.
- La mayoría de los países tienen acceso a los canales que se pueden utilizar para la energía hidroeléctrica.
- Generan energía sin afectar la calidad del agua, el hábitat, y sin alterar el curso del río o arroyo. Dejando una huella muy pequeña.
- Las obras de ingeniería necesarias para aprovechar la energía hidráulica tienen una buena duración.
- La turbina hidráulica es una máquina sencilla, eficiente y segura, que puede ponerse en marcha y detenerse con rapidez y requiere poca vigilancia.
- Bajo costo de operación y mantenimiento.

1.4. Centrales hidroeléctricas

Ya desde la antigüedad la fuerza del agua fue aprovechada para diversos usos, como moler grano o triturar materiales con alto contenido en celulosa para la producción de papel, hecho que atestiguan los numerosos molinos de agua conservados en diferentes partes del mundo. Pero no sería hasta los inicios de la Revolución Industrial cuando se aprovecha la energía del agua para la producción eléctrica. La creciente industrialización del norte de Europa provoca una gran demanda de energía que vino a ser suplida, en buena parte, gracias a la hidroelectricidad, ya que la extracción de carbón todavía no era lo suficientemente fuerte como para cubrir las necesidades industriales (Sistema Español de Información sobre el agua, 2007).

La primera central hidroeléctrica del mundo inició su operación el 30 de Setiembre de 1882, fue construida en el río Fox en Appleton, Wisconsin, Estados Unidos de Norteamérica.

La planta hidroeléctrica más tarde llamada "La Compañía de Luz Appleton Edison", fue iniciada por el fabricante de papel de Appleton, el señor H. F. Rogers, quien se inspiró en los planes de Thomas Edison para una central de producción de electricidad en New York. A diferencia de la planta de Edison en New York que usaba vapor para mover sus generadores, la planta hidroeléctrica de Appleton usaba la energía natural del río Fox.

Cuando la planta inició su operación produjo suficiente electricidad para iluminar la casa de Rogers, la planta misma y las edificaciones colindantes (Torres, 2008).

Una central hidroeléctrica es aquella en la que la energía potencial del agua almacenada en un embalse se transforma en la energía cinética necesaria para mover el rotor de un generador, y posteriormente transformarse en energía eléctrica útil.

Las centrales hidroeléctricas se construyen en los cauces de los ríos, creando un embalse para retener el agua. Para ello se construye un muro grueso de concreto, apoyado generalmente en alguna montaña. La masa de agua embalsada se conduce a través de una tubería hacia los álabes de una turbina que suele estar a pie de presa, la cual está conectada al generador, así el agua transforma su energía potencial en energía cinética, que luego hace mover los álabes de la turbina.

Una central hidroeléctrica no almacena energía, sino que su producción sigue a la demanda solicitada por los usuarios, como ésta demanda es variable a lo largo del día con la época del año, las centrales hidroeléctricas pueden funcionar con una producción variable. Sin embargo, la eficiencia aumenta si la producción es constante; para ello existe un camino para almacenar la energía producida en horas de bajo consumo, y usarla en momentos de fuerte demanda, mediante las centrales hidráulicas de bombeo. Estas centrales tienen dos embalses situados a cotas diferentes. El agua almacenada en el embalse superior produce electricidad al caer sobre la turbina, como antes se indicó, cubriendo las horas de fuerte demanda. El agua llega posteriormente al embalse inferior, momento en el que se aprovecha para bombear el agua desde el embalse inferior al superior usando la turbina como motor, si fuera reversible o alternador (Torelló, 2009).

1.5. Esquema simplificado de una central hidroeléctrica[1]

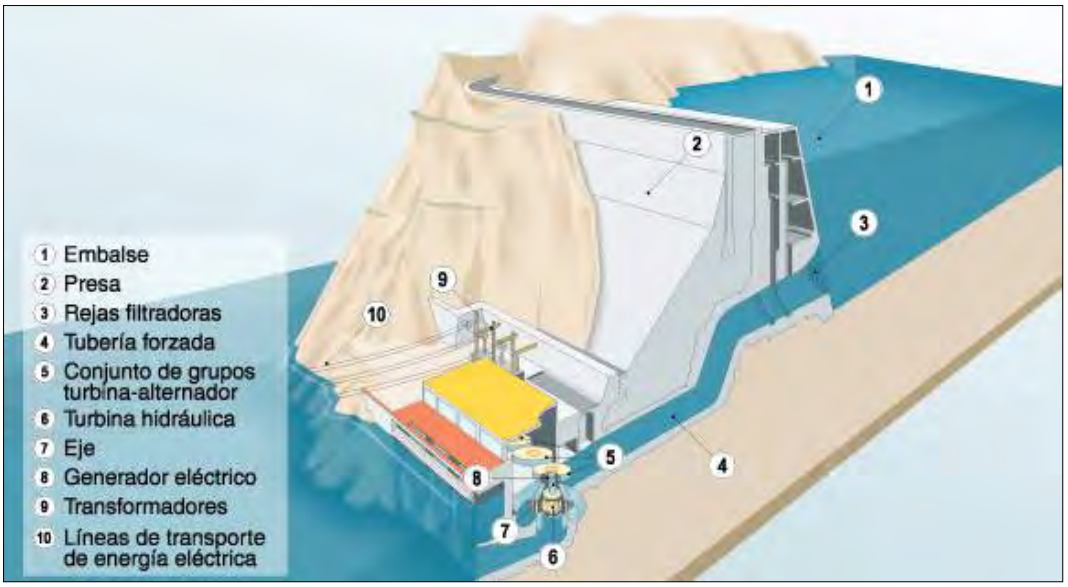


Figura 1. Esquema simplificado de una central hidroeléctrica
Fuente: Torelló, 2009

La presa situada en el lecho del río (Figura 1) acumula artificialmente un volumen de agua para formar un embalse, lo que permite que el agua adquiera una energía potencial a una cierta altura que luego transformará en energía eléctrica. Para ello, se sitúa aguas arriba de la presa, o en sus proximidades, una toma de agua protegida por unas rejas filtradoras con una válvula que permite controlar la entrada del agua en la galería de presión previa a una tubería forzada que conduce finalmente el agua hasta el conjunto de grupos de turbina-alternador situada en la casa de máquinas de la central.

El agua a presión de la tubería forzada va transformando su energía potencial en cinética, es decir, va perdiendo altura adquiriendo velocidad. Al llegar a la casa de máquinas, actúa sobre los álabes de la turbina hidráulica, transformando su energía cinética en energía mecánica de rotación. El eje de la turbina está unido al generador eléctrico que al girar convierte la energía de rotación en corriente alterna de media tensión y alta intensidad. Mediante los transformadores dicha corriente se convierte en corriente de alta tensión y baja intensidad, para ser enviada a la red general mediante las líneas de transporte.

Una vez que el agua del río ha cedido su energía, el agua es restituida al río aguas abajo de la central a través de un canal de purga.

1.6. Las diez centrales hidroeléctricas más grandes del mundo[2]

La energía hidroeléctrica es con gran diferencia la primera fuente renovable en el mundo. En la actualidad la potencia instalada supera los 1 000 GW y la producción en el 2014 alcanzó los 1 437 TWh, que suponía el 14 % de la producción mundial de electricidad según los datos de la Agencia Internacional de la Energía (AIE). Además, según las previsiones de la AIE, la energía hidroeléctrica seguirá creciendo a un ritmo

[1] (Asociación Española de la Industria Eléctrica, 2014)
[2] (Roca, 2015)

importante hasta doblar su potencia actual y superar los 2 000 GW de potencia instalada en el año 2050 (Figura 2).

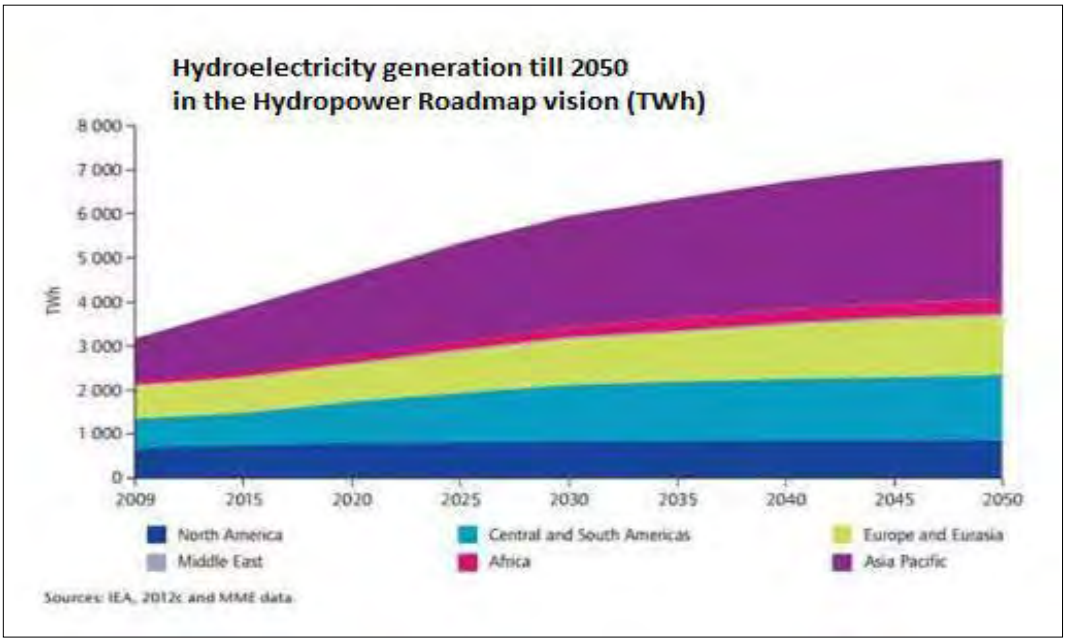


Figura 2. Generación de la energía por hidroeléctricas proyectada hasta 2050
Fuente: (Roca, 2015)

La energía hidroeléctrica presenta numerosas ventajas sobre la mayoría de otras fuentes de energía eléctrica, incluyendo un alto nivel de fiabilidad, tecnología probada y de alta eficiencia, los costos más bajos de operación y mantenimiento, y una gran flexibilidad y capacidad de almacenamiento.

La energía hidroeléctrica es la principal fuente renovable, ya que triplica a la energía eólica que con 350 GW es la segunda fuente. Los aportes de esta tecnología en los últimos años han generado más electricidad que el resto de las energías renovables juntas. Y el potencial de desarrollo de esta tecnología es enorme, especialmente en África, Asia y América Latina. La hoja de ruta de la AIE prevé que se duplique la capacidad instalada global hasta superar los 2 000 GW en el año 2050, con una producción mundial de electricidad superior a los 7 000 TWh.

La mayor parte del crecimiento de la generación hidráulica provendrá de los grandes proyectos en las economías emergentes y en desarrollo. En estos países, los grandes y pequeños proyectos de energía hidroeléctrica pueden mejorar el acceso a los servicios de la energía moderna y aliviar la pobreza en numerosas regiones del planeta donde todavía no ha llegado la luz ni el agua potable.

China, es hoy el mayor productor mundial de energía hidroeléctrica, seguido de Brasil, Canadá, Estados Unidos y Rusia, países que cuentan con las principales centrales hidroeléctricas del mundo. Con la actualización al 30 de Setiembre de 2015, tras la incorporación de las centrales chinas Xiluodu y Xiangjiaba, las 10 centrales hidroeléctricas más grandes del mundo son las que se presentan a continuación.

1.6.1. China: “Central hidroeléctrica de las Tres Gargantas”, 22 500 MW

La central hidroeléctrica china de las Tres Gargantas tiene una potencia instalada de 22 500 MW. Está situada en Yichang, provincia de Hubei. Se trata de una instalación hidroeléctrica de embalse convencional que aprovecha el agua proveniente del río Yangtsé, siendo propiedad de la empresa china Three Gorges Corporation a través de su filial China Yangtze Power, que además opera la central.

La construcción del proyecto requirió una inversión de 18 000 millones de euros. Esta colosal obra de ingeniería fue iniciada en 1993 y quedó terminada y puesta en operación en 2012. La presa tiene 181 metros de altura y 2 335 metros de longitud, fue llevada a cabo como parte del proyecto de las Tres Gargantas, unida a la central hidroeléctrica compuesta de 32 turbinas de 700 MW cada una, y dos unidades generadoras de 50 MW. En la actualidad, la producción de energía anual de la planta acaba de establecer el record mundial en 2014 con 98,8 TWh, permitiendo suministrar electricidad a nueve provincias y dos ciudades, incluyendo Shanghai.

La Figura 3 muestra los aliviaderos de la central hidroeléctrica de las Tres Gargantas en operación.

Figura 3. Aliviaderos del embalse de la central hidroeléctrica de las Tres Gargantas en funcionamiento
Fuente: Roca, 2015

1.6.2. Brasil – Paraguay: “Central hidroeléctrica Itaipú”, 14 000 MW

La central hidroeléctrica de Itaipú, con una potencia instalada de 14 000 MW se sitúa como la segunda mayor del mundo. La instalación operada por la compañía Itaipú Binacional, se encuentra en el río Paraná, en la frontera entre Brasil y Paraguay. La inversión realizada fue de 15 000 millones de euros. Las obras se iniciaron en 1975 y fueron finalizadas en 1982. Los ingenieros del consorcio IECO con sede en Estados

Unidos y ELC Electroconsult con sede en Italia, llevaron a cabo la construcción dando inicio a la producción de energía en la central en mayo de 1984.

La planta hidroeléctrica de Itaipú suministra alrededor del 17,3 % del consumo energético de Brasil y el 72,5 % de la energía consumida en Paraguay. Específicamente consta de 20 unidades generadoras con una capacidad de 700 MW cada una, habiendo llegado a lograr una producción en 2014 prácticamente igual a la de Tres Gargantas, al alcanzar los 98,5 TWh, lo que la convierte prácticamente en colíder mundial por generación de energía, aunque no lo sea por potencia instalada.

La Figura 4 muestra el reservorio de la central hidroeléctrica Itaipú.

Figura 4. Reservorio de la central hidroeléctrica Itaipú, Brasil – Paraguay
Fuente: Roca, 2015

1.6.3. China: “Central hidroeléctrica Xiluodu”, 13 860 MW

La central hidroeléctrica de Xiluodu situada en el valle del río Jinsha, afluente del río Yangtse en su curso superior, está dentro de la provincia de Sichuan, es la segunda mayor Central hidroeléctrica de China y la tercera más grande del mundo. La capacidad instalada alcanzó los 13 860 MW a finales del 2014 cuando se pusieron las dos últimas turbinas de generación. El proyecto fue desarrollado por Three Gorges Project Corporation y se espera que genere 64 TWh de electricidad al año cuando esté plenamente operativa.

El proyecto hidroeléctrico Xiluodu es un esquema de usos múltiples a gran escala que trae beneficios en retención de sedimentos, control de inundaciones y mejoramiento de la navegación aguas abajo además de su función principal de generación de energía.

El proyecto requirió la inversión de 5 500 millones de euros y empezó a construirse en 2005, poniéndose en marcha las primeras turbinas en Julio de 2013. La central consta de una presa de arco de doble curvatura con una cota de coronación de 610 metros, una altura máxima de 285,5 metros y una longitud de arco de 700 metros, creando un embalse con una capacidad de almacenamiento de 12 670 millones de metros cúbicos y una capacidad

de regulación de 6 460 millones de metros cúbicos que puede realizar una regulación parcial. El equipamiento de las instalaciones, suministrados por los ingenieros de Voith, consta de 18 generadores de turbinas Francis de una capacidad de 770 MW cada una y un generador refrigerado por aire con 855,6 MVa. La central es operada por China Yangtze Power.

La Figura 5 muestra la central hidroeléctrica Xiluodu.

Figura 5. Central hidroeléctrica Xiluodu
Fuente: Roca, 2015

1.6.4. Venezuela: "Central hidroeléctrica de Guri", 10 235 MW

La central hidroeléctrica Guri, también conocida como la central hidroeléctrica Simón Bolívar, con una capacidad instalada de 10 235 MW. Las instalaciones se encuentran en el río Caroní, situado en el sudeste de Venezuela, siendo Electrificación del Caroní C.A. (EDELCA) la propietaria y operadora de la central.

La construcción del proyecto fue iniciada en 1963 llevándose a cabo en dos fases, la primera quedó completada en 1978 y la segunda en 1986. La central consta de 20 unidades de generación de diferentes capacidades que oscilan entre los 130 MW y los 770 MW. La empresa Alstom fue seleccionada mediante dos contratos en 2007 y 2009 para la renovación de cuatro unidades de 400 MW y cinco de 630 MW, recibiendo Andritz también un contrato para suministrar cinco turbinas Francis de 770 MW en 2007. Después de las renovaciones en el equipamiento de generación, la central de Guri alcanzó un suministro eléctrico superior a los 12 900 GW.

La presa de concreto tiene una longitud de 1 500 metros (7 500 con los diques laterales) y una altura de 180 metros. Cuenta con un aliviadero de 3 canales, que permite la salida del exceso de agua en las épocas de lluvias (Mayo a Octubre). La capacidad de la

presa es de 13 5000 millones de metros cúbicos con una superficie de 4 250 millones de metros cuadrados.

La Figura 6 muestra la central hidroeléctrica de Guri.

Figura 6. Central hidroeléctrica de Guri
Fuente: Roca, 2015

1.6.5. Brasil: "Central hidroeléctrica de Tucuruí", 8 370 MW

La central hidroeléctrica de Tucuruí localizada en la parte baja del río Tocantins en Tucuruí, perteneciente al Estado de Pará en Brasil, con una capacidad instalada de 8 370 MW.

La construcción del proyecto requirió una inversión de 4 000 millones de euros, fue iniciada en 1975 completándose la primera fase en 1984, constituida por una presa de gravedad de concreto de 78 metros de altura y 12 500 metros de longitud, 12 unidades generadoras con una capacidad de 330 MW cada una y dos unidades auxiliares de 25 MW. La construcción de la segunda fase añadió una nueva central eléctrica que fue iniciada en 1998 y terminada a finales de 2010, en la que se llevó a cabo la instalación de 11 unidades de generación con una capacidad de 370 MW cada una. Los ingenieros de un consorcio formado por Alstom, GE Hydro, Inepar-Fem y Odebrecht suministraron los equipos para esta fase.

El aliviadero de Tucuruí fue el más grande del mundo con 120 000 m^3/s de capacidad de descarga hasta que fue superado por el de la central hidroeléctrica de las Tres Gargantas con 120 600 m^3/s de capacidad máxima de descarga.

En la actualidad, la central suministra electricidad a la ciudad de Belén y el área adyacente.

La Figura 7 muestra la presa de la central hidroeléctrica de Tucuruí.

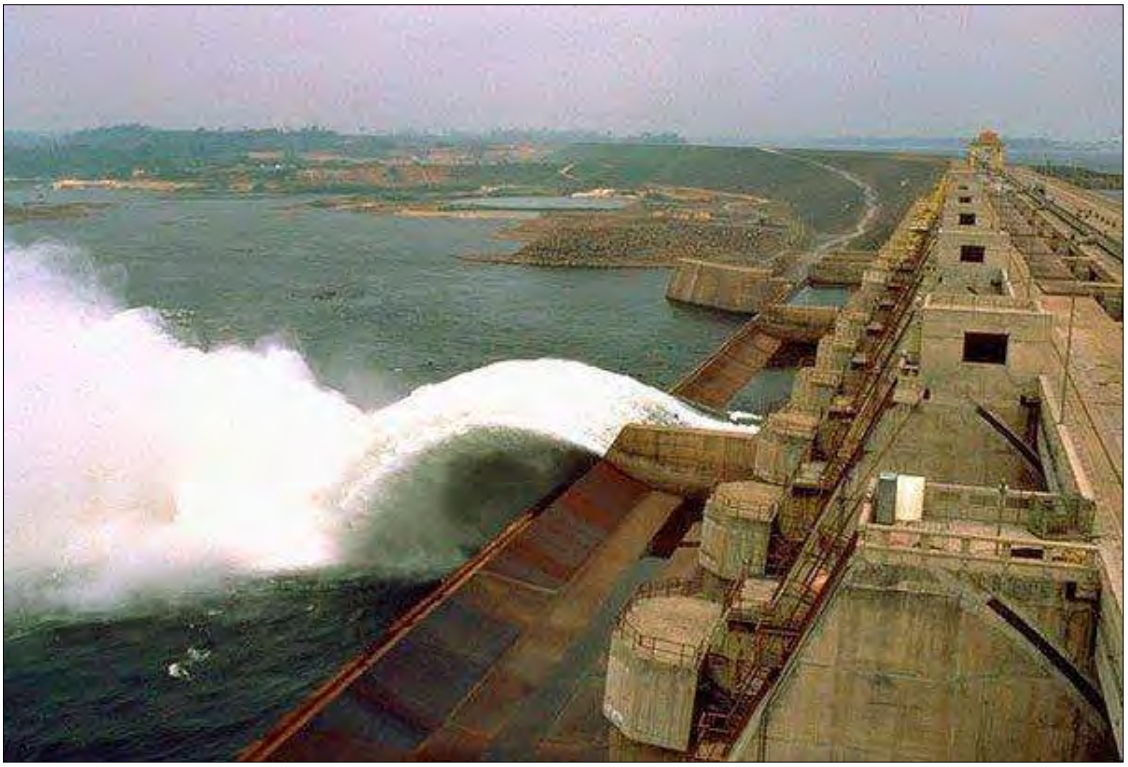


Figura 7. Presa de la central hidroeléctrica de Tucuruí, Brasil
Fuente: Roca, 2015

1.6.6. Estados Unidos: “Central hidroeléctrica Grand Coulee”, 6 809 MW

La central hidroeléctrica Grand Coulee está localizada en el río Columbia en Washington, Estados Unidos. La central construida en tres fases, es propiedad de US Bureau of Reclamation desde que comenzó a funcionar en 1941, alcanzando una capacidad de generación anual de más de 24 TWh.

La central inició su construcción en 1933 y consta de tres plantas de energía y una presa de gravedad de concreto con 168 metros de altura y 1 592 metros de longitud, el vertedero es de 503 metros de ancho. Su altura hidráulica es de 115 metros, más del doble que el de las cataratas del Niágara.

Dos de sus plantas contienen un total de 18 turbinas Francis de 125 MW y tres unidades adicionales de 10 MW operativas desde 1950. La tercera planta comenzó a construirse en 1967 y finalizó con la implementación de sus seis unidades entre 1975 y 1980, compuestas por tres turbinas de 805 MW y otras tres de 600 MW.

La renovación de las tres unidades de 805 MW de la tercera planta fue iniciada en 2013 y se espera que finalice en Setiembre de 2017, mientras que la actualización de las otras tres unidades de 600 MW no se iniciará hasta el año 2018.

La Figura 8 muestra la presa de la central hidroeléctrica Grand Coulee.

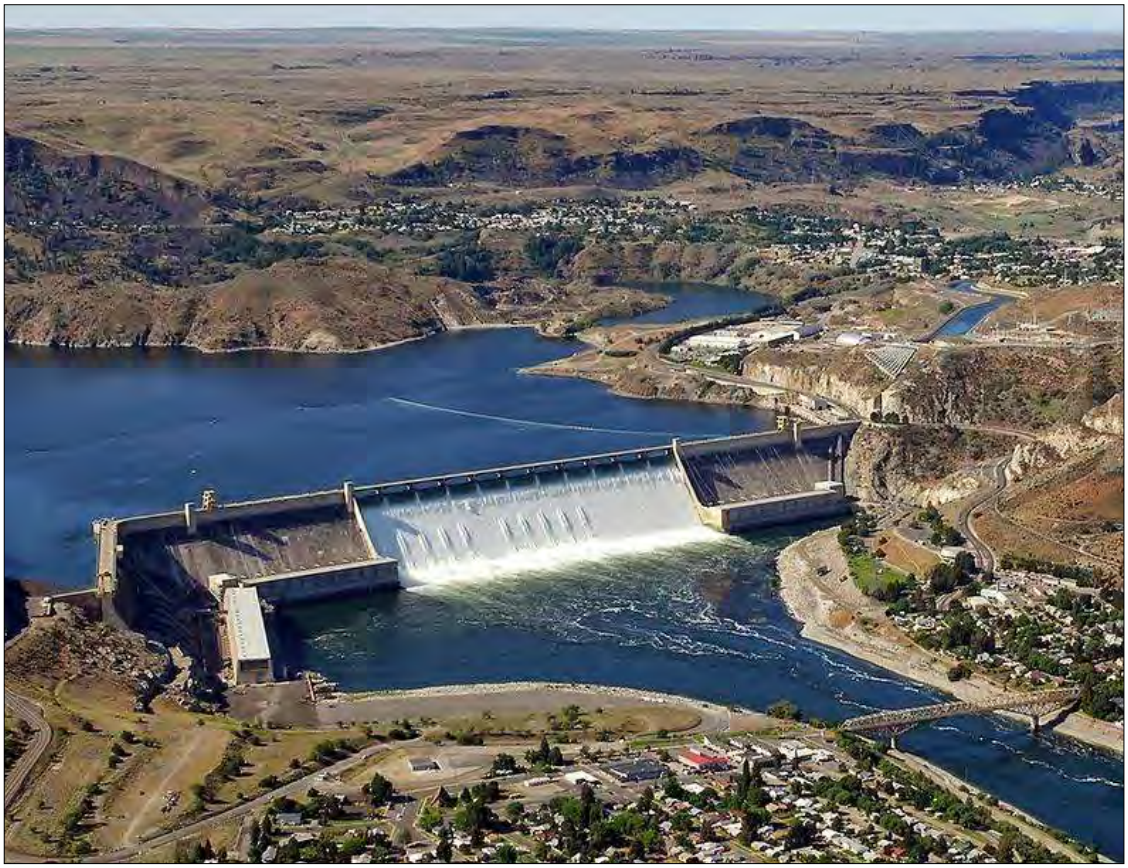


Figura 8. Presa de la central hidroeléctrica Grand Coulee, EEUU
Fuente: Roca, 2015

1.6.7. China: “Central hidroeléctrica de Xiangjiaba”, 6 448 MW

La central hidroeléctrica de Xiangjiaba se ubica aguas abajo de la corriente principal del río Jinsha con el Condado de Yibin en la margen izquierda y el Condado Shuifu en la margen derecha.

La central hidroeléctrica tiene una presa de gravedad de concreto, que tiene una cota de coronación de 384 msnm, una altura máxima de 16 metros y una longitud de coronación de 896,3 m.

La instalación cuenta con ocho turbinas Francis, cuatro con una capacidad de 812 MW y cuatro con una capacidad nominal de 800 MW, lo que genera un total de capacidad instalada de 6 448 MW y una generación anual de 30,7 TWh.

La central hidroeléctrica de Xiangjiaba tiene un nivel nominal de almacenamiento de 380 msnm y un nivel de reserva muerta de 370 msnm. El embalse es de tipo regulación temporal parcial con una capacidad de regulación de 903 millones de metros cúbicos.

El primer grupo de turbinas fue puesto en operación en 2012 y el proyecto se ha completado en 2015, con un período de construcción de 9 años y 6 meses. La inversión realizada en el proyecto ha sido de unos 6 000 millones de euros.

La Figura 9 muestra la presa de la central hidroeléctrica de Xiangjiaba.

Figura 9. Presa de la central hidroeléctrica de Xiangjiaba, China
Fuente: Roca, 2015

1.6.8. China: “Central hidroeléctrica Longtan”, 6 426 MW

La central hidroeléctrica de Longtan está situada en el río Hongshui en Tian’e, en la región autónoma china de Guangxi, tiene una capacidad instalada de 6 426 MW. Esta central hidroeléctrica propiedad de Longtan Hydropower Development, fue diseñada por Hydrochina Zhongnan Engineering y construida por Sinohydro, la cual se compone de nueve unidades Francis de 700 MW y una presa de gravedad de concreto de 216,5 metros de altura y 832 metros de ancho.

La construcción del proyecto hidroeléctrico Longtan comenzó en mayo de 2007 y entró en servicio al 100 % de rendimiento en 2009. Los generadores de turbinas de la planta han sido suministrados por los ingenieros de Voith, Dongfang, Harbin y Tianjin, alcanzando en la actualidad una capacidad anual de generación de 18,7 TWh.

La Figura 10 muestra la presa de la central hidroeléctrica Longtan.

Figura 10. Presa de la central hidroeléctrica Longtan, China
Fuente: Roca, 2015

1.6.9. Rusia: “Central hidroeléctrica de Sayano-Shushenskaya”, 6 400 MW

La central hidroeléctrica de Sayano-Shushenskaya situada en el río Yenisei en Sayanogorsk, Rusia, operada por RusHydro, tiene una capacidad instalada de 6400 MW.

La construcción de la central se inició en 1963 y se completó en 1978, incluyendo una presa de arco-gravedad de 242 metros de altura y 1 066 metros de longitud como parte del proyecto, así como 10 unidades generadoras Francis con una capacidad de 640 MW cada una, lo que permite generar 23,5 TWh de energía al año, de los cuales el 70 % se utiliza en exclusiva para cuatro fundiciones de aluminio en Siberia.

La planta fue cerrada en 2009 después de un accidente que causó daños al sistema de turbinas. Un año después, en 2010, volvió a abrir y a operar normalmente. Actualmente está previsto que se instalen diez nuevas unidades con una eficiencia del 96,6 %, un proyecto de mejora que costará alrededor de mil millones de euros.

La Figura 11 muestra la presa de la central hidroeléctrica de Sayano-Shushenskaya.

Figura 11. Presa de la central hidroeléctrica de Sayano-Shushenskaya, Rusia
Fuente: Roca, 2015

1.6.10. Rusia: “Central hidroeléctrica de Krasnoyarsk”, 6 000 MW

La central hidroeléctrica de Krasnoyarks se encuentra a orillas del río Yenisei, en Divnogorsk, Rusia, tiene una capacidad instalada de 6 000 MW. Su construcción fue iniciada en 1956 y se finalizó en 1972, constituida por una presa de gravedad de concreto de una altura de 124 metros y una longitud de 1 065 metros, así como una planta de energía compuesta de 12 unidades generadoras Francis con una capacidad instalada de 500 MW cada una.

Las instalaciones, operadas por JSC Krasnoyarks HPS, cuenta con un sistema de turbinas íntegramente diseñadas por los ingenieros de Leningradsky Metallichesky kavod (LMZ) y Electrosila, permitiendo alcanzar una capacidad anual de 18,4 TWh.

La Figura 12 muestra los aliviaderos de la central hidroeléctrica de krasnoyarsk.

Figura 12. Aliviaderos de la central hidroeléctrica de Krasnoyarsk, Rusia
Fuente: Roca, 2015

1.7. Las cinco principales centrales hidroeléctricas del Perú

Durante el año 2013, la producción de energía eléctrica en el Perú fue 39 669,4 GWh que representa un crecimiento de 6,29 % comparado con el 2012 que fue de 37 321,2 GWh. De la energía producida, el 53,26 %, 46,24 % y 0,50 % fue de origen hidráulico, térmico y solar respectivamente (Figura 13) (Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional, 2013).

Figura 13. Participación de la producción por tipo de recurso en el Perú
Fuente: Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional, 2013, pág 26

1.7.1. Central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo o del Mantaro

La central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo es la más grande e importante del Perú. Está ubicada en el distrito de Colcabamba, provincia de Tayacaja, departamento de Huancavelica. Produce 798 MW con una caída neta de 748 m, con turbinas Pelton y representa aproximadamente el 40 % de la energía del país; alimentando el 70 % de la industria nacional que está concentrada en Lima.

La central aprovecha las aguas represadas del río Mantaro provenientes del embalse formado por la presa Tablachaca, las cuales son derivadas mediante un túnel de aducción de 19,8 km hacia la cámara de válvulas para luego pasar a tres tuberías forzadas con una altura neta de 820 m, las cuales proporcionan el agua a presión necesaria para la producción de electricidad a siete unidades de generación con turbinas Pelton de cuatro inyectores, ubicadas en una casa de máquinas del tipo superficie. Las aguas turbinadas por la central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo son derivadas para ser utilizadas en la central hidroeléctrica Restitución.

La central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo está puesta en servicio desde 1973 (Alave, 2015).

La Figura 14 muestra la central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo.

Figura 14. Presa de la central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo, Huancavelica – Peru
Fuente: Alave, 2015

1.7.2. Central hidroeléctrica de Huinco

La central hidroeléctrica está ubicada en Lima, fue inaugurada en 1964, utiliza las aguas del río Santa Eulalia. Tiene una capacidad instalada de 247,3 MW. Es una obra maestra de ingeniería, pues para instalarla se tuvo que construir una gigantesca caverna en el interior de la montaña de 108 m de largo, 31 m de ancho y 24 m de alto.

Para llegar a ella se debe recorrer una galería de acceso de 858 metros de largo. Fue la central más grande del país hasta que se construyó la del Mantaro.

La central se ubica en la cuenca del río Santa Eulalia en el kilómetro 25 de un camino que empieza en el kilómetro 38 de la Carretera Central. Cuenta con cuatro turbinas Pelton de eje horizontal, las cuales turbinan las aguas provenientes del embalse Sheque que tiene una capacidad de almacenamiento de 430 000 m^3, muros de 35 metros de altura y 110 metros de longitud de coronamiento.

La capacidad de vertimiento es de 50 m^3/s (Alave, 2015).

La Figura 15 muestra la central hidroeléctrica de Huinco.

Figura 15. Embalse Sheque de la central hidroeléctrica de Huinco
Fuente: Alave, 2015

1.7.3. Central hidroeléctrica Charcani V

Inaugurada en 1989. Es la única hidroeléctrica del mundo construida en el interior de un volcán, el Misti. Capta el agua de la represa de Aguada Blanca y la conduce por un túnel de 10 km para que luego de una abrupta caída de 706 metros genere 144,6 MW de potencia instalada con tres turbinas Pelton.

La central hidroeléctrica Charcani V se encuentra ubicada a orillas del río Chili en la margen derecha aproximadamente a 20 km de la ciudad de Arequipa y 2 963 msnm en el distrito de Alto Selva Alegre, provincia y departamento de Arequipa.

El caudal de diseño de esta central hidroeléctrica es de 14 m^3/s, cuenta con tres generadores con turbinas Pelton (Alave, 2015).

La Figura 16 muestra la central hidroeléctrica Charcani V.

Figura 16. Embalse de la central hidroeléctrica Charcani V, Arequipa
Fuente: Gestión, 2014

1.7.4. Central hidroeléctrica Cañón del Pato

La central hidroeléctrica Cañón del Pato es una de las que aporta mayor energía al Sistema Interconectado Nacional del Perú (SINAC). Fue diseñada por el ingeniero y científico Santiago Antúnez de Mayolo y está considerada como unas de las obras de ingeniería más destacadas del Perú.

Esta central está ubicada en el distrito de Huallanca en la intersección de los ríos Santa y Quitaracsa en la Provincia de Huaylas, Departamento de Ancash, a 500 km al noreste de Lima y a 153 km al este de Chimbote.

La central aprovecha las aguas del río Santa y el aporte del reservorio San Diego en épocas de estiaje, mediante tres tuberías a presión que dirigen el agua a seis unidades de generación con turbinas tipo Pelton, ubicadas en una casa de máquinas en caverna, empleando un salto neto de 382 metros y un caudal de diseño de 72 m^3/s. Las unidades de generación tienen 263,4 MW de potencia instalada y presta servicio desde 1958 (Alave, 2015).

La Figura 17 muestra la central hidroeléctrica Cañón del Pato.

Figura 17. Aliviadero de la central hidroeléctrica Cañón del Pato, Ancash
Fuente: Alave, 2015

1.7.5. Central hidroeléctrica de Machu Picchu

La central hidroeléctrica Machu Picchu, se encuentra en el distrito de Machu Picchu, provincia de Urubamba, departamento de Cusco. Se ubica en un amplio recodo del río Vilcanota y bordea el Santuario Histórico de Machu Picchu.

Una serie de huaycos cubrieron con material aluvial y formaron un embalse de 50 m sobre el nivel normal del agua inundando la central. Para contrarrestar esta situación, se elaboró un proyecto de rehabilitación y repotenciación de la central, el cual constaba de tres etapas: recuperación, rehabilitación y ampliación (Ministerio de Energía y Minas, 2000).

Cuenta con 88,8 MW de potencia instalada, usando tres unidades de generación con turbinas, puesta en servicio desde 2001 (Alave, 2015).

La Figura 18 muestra la central hidroeléctrica de Machu Picchu.

Figura 18. Central hidroeléctrica de Machu Picchu, Cusco
Fuente: Alave, 2015

1.8. Comparativo de las centrales hidroeléctricas en el Perú y el mundo

Las diez centrales hidroeléctricas en el mundo mencionadas anteriormente tienen en común que fueron diseñadas sin un desarenador, debido a que sólo cuando el agua que aprovecha una central hidroeléctrica es captada en un reservorio de almacenamiento, puede obviarse el empleo de un desarenador, pues en este caso, el embalse cumple las funciones de esta estructura. Esto se debe a que los caudales de diseño de estas centrales son muy altos, lo que demandaría realizar un desarenador de grandes dimensiones que aumentarían los costos de construcción y operación, y complicaría la factibilidad del proyecto.

En la comparación podemos observar que la central hidroeléctrica de las Tres Gargantas en China es 28 veces más grande que la central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo en el Perú en términos de potencia instalada (Tabla 1).

Tabla 1. Resumen de las principales centrales hidroeléctricas del Perú y el mundo

Ítem	Central hidroeléctrica	País	MW
1	Tres Gargantas	China	22 500
2	Itaipú	Brasil - Paraguay	14 000
3	Xiluodu	China	13 860
4	Guri	Venezuela	10 235
5	Tucuruí	Brasil	8 370
6	Grand Coulee	Estados Unidos	6 809
7	Xiangjiaba	China	6 448

Ítem	Central hidroeléctrica	País	MW
8	Longtan	China	6 426
9	Sayano-Shushenskaya	Rusia	6 400
10	Krasnoyarsk	Rusia	6 000
11	Santiago Antúnez de Mayolo	Perú	798
12	Huinco	Perú	247
13	Charcani V	Perú	145
14	Cañón del Pato	Perú	263
15	Machu Picchu	Perú	89

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la Tabla 1, obtenemos la Figura 19 donde se puede comparar a las centrales hidroeléctricas más grandes del mundo en función de su potencia instalada.

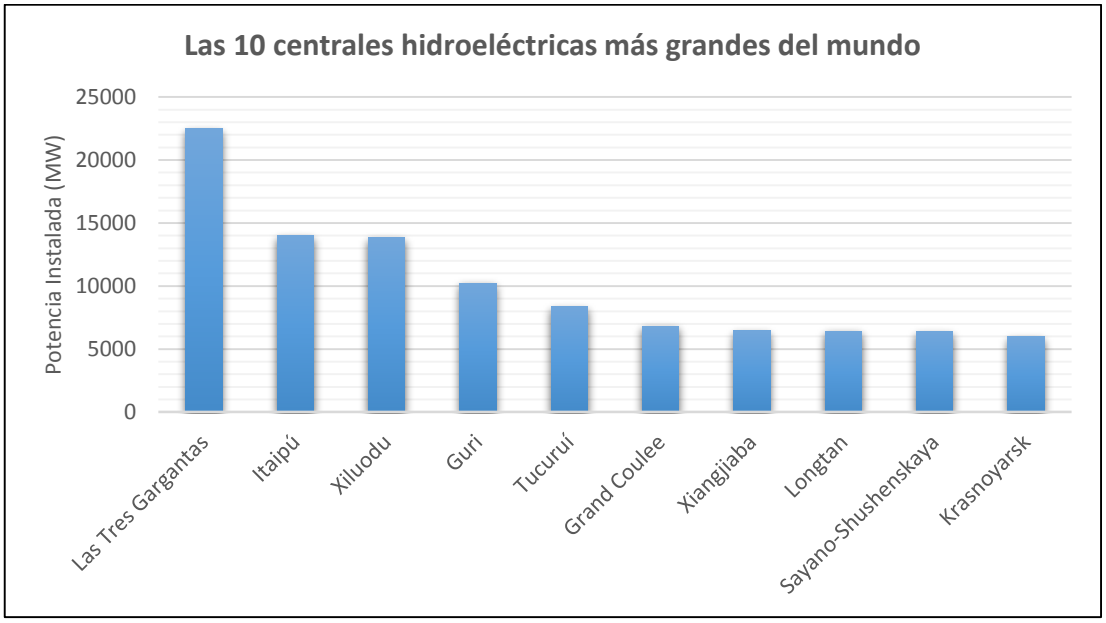


Figura 19. Las 10 centrales hidroeléctricas más grandes del mundo
Fuente: Elaboración propia

En la Figura 20 se muestra el comparativo de las principales centrales hidroeléctricas en el Perú, donde podemos encontrar que la mayor en lo que se refiere a potencia instalada es la Central Hidroeléctrica del Mantaro alcanza los 798 MW.

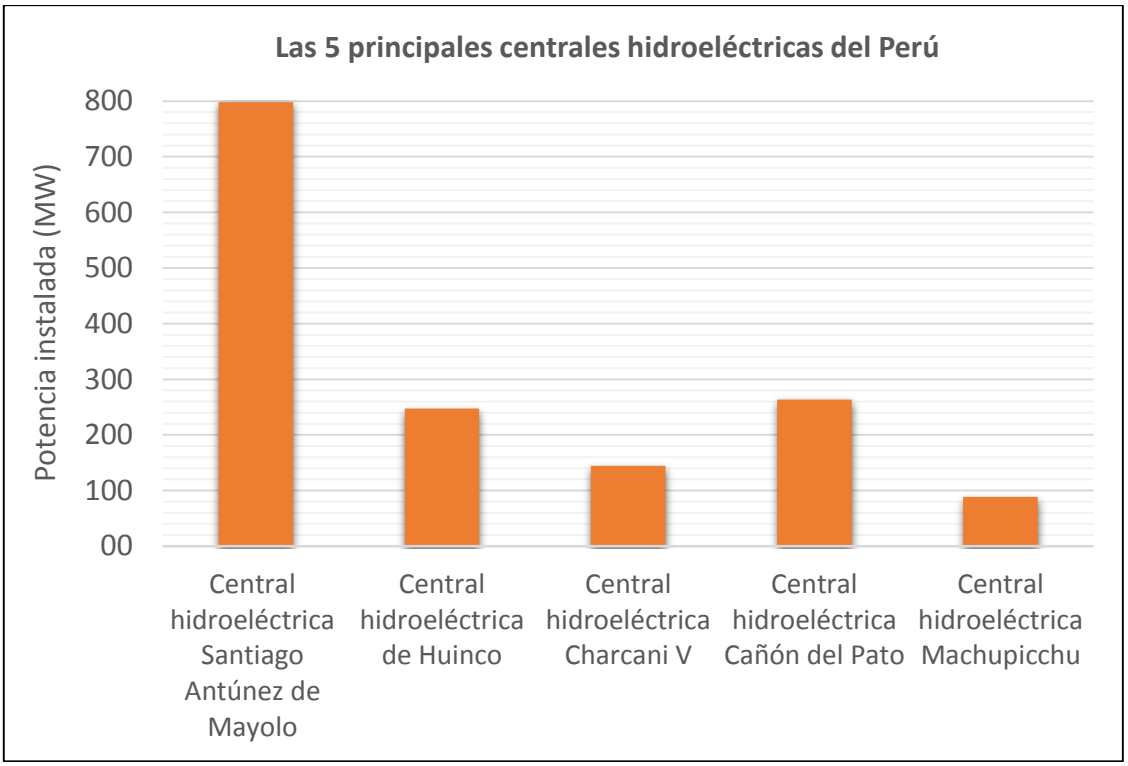


Figura 20. Las 5 principales centrales hidroeléctricas del Perú
Fuente: Elaboración propia

Si comparamos las centrales hidroeléctricas del Perú y el mundo, obtenemos la gráfica que se observa en la Figura 21.

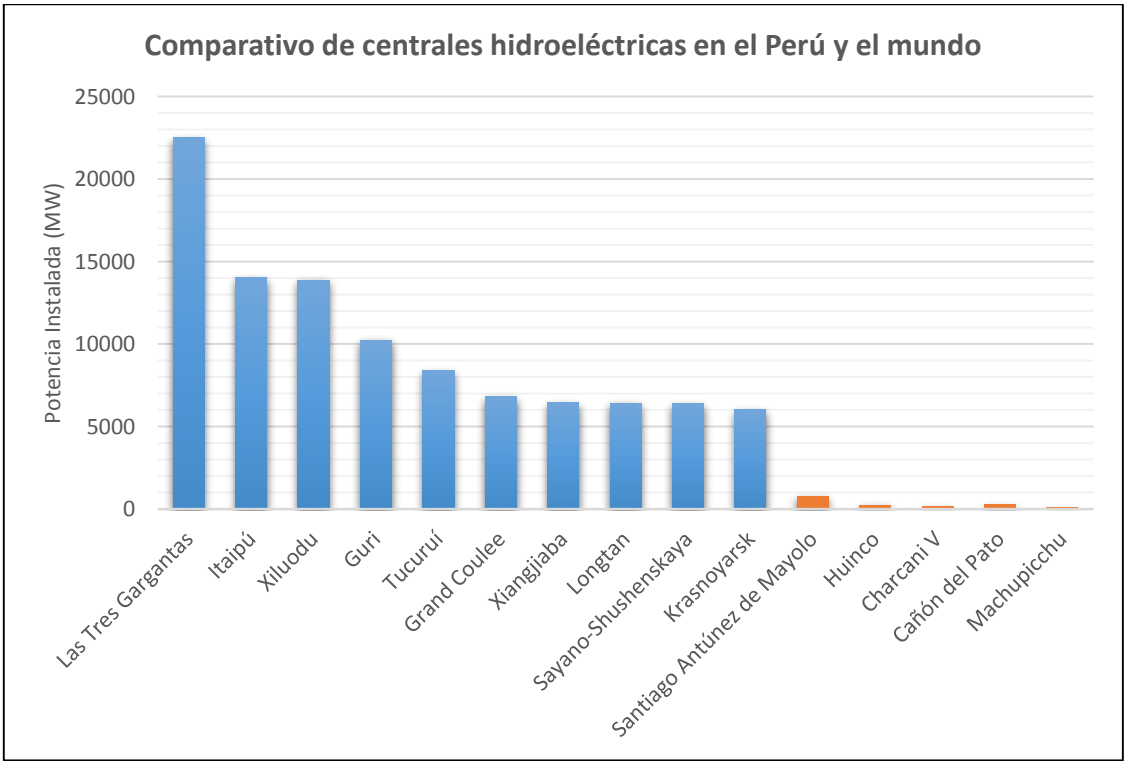


Figura 21. Comparativo de las principales centrales hidroeléctricas del Perú y el mundo
Fuente: Elaboración propia

Los desarenadores son estructuras hidráulicas importantes dentro de una central hidroeléctrica y cualquier proyecto de irrigación, pero no todos han sido bien planteados desde la etapa inicial de diseño por lo que ha llevado a tener una serie de problemas de operación cuando el proyecto se encontraba en funcionamiento. En el apartado 1.9 se mencionan algunos desarenadores, sus problemas y propuestas de solución una vez puestos en operación.

1.9. Los desarenadores[3]

En todo proceso de potabilización del agua, de tomas para irrigación y de aprovechamientos hidroeléctricos, se realiza una operación que consiste en eliminar las partículas no cohesivas mayores de un cierto diámetro transportado por el agua. Esta operación se realiza en las estructuras conocidas como desgravadores y desarenadores, y se diferencian según el tamaño de partículas que se desea eliminar.

La presencia de ciertos elementos sólidos en el agua que se utiliza para regar terrenos de cultivo, alimentar centrales hidroeléctricas o plantas de agua potable, afectan la calidad de ésta agua provocando graves problemas o pérdidas como se mencionan a continuación:

- Las turbinas de la central de Florida Alta en Chile, donde después de dieciséis meses de funcionamiento se tuvo una reducción de 32 % en el rendimiento, constatándose que en un año una de las turbinas disminuyó su rendimiento desde 77 % al 59 %, con una concentración media de sedimentos de 0,2 g/l, las turbinas Pelton de la planta de Klosterli que en tres meses, entre Junio y Setiembre de 1917 pasaron del 92,5 % al 81 % en rendimiento.

- La central de Arvan en Francia con una caída de 58 m, un gasto de 6 m3/s, y dos turbinas Pelton, alimentadas por un río extremadamente cargado de arena fina, las agujas no duraban más de 800 horas desde su instalación.

- Las plantas de Iselle y de Piedimulera, Italia, en las dos turbinas Francis de 3 700 kW, se tuvieron reducciones de rendimiento del 10 % después de dos años en funcionamiento.

- La central Venaus, con tres turbinas Pelton, a una sola rueda y a un solo chorro con una caída de 1 050 m, un gasto de 2,1 m3/s, una potencia de 16 000 kW, la duración media de una rueda con palas de acero normal al carbón era cerca de 20 000 horas de servicio efectivo.

- En el Perú, se dio el caso de un importante canal del valle Chicama en el que entre 1964 y 1966, captando 10 m3/s, se observó la reducción de su capacidad por los grandes volúmenes de material depositados a lo largo de él.

- En la central hidroeléctrica de Machu Picchu, a los pocos meses de su inauguración en Julio de 1963, se observaron fuertes desgastes de las turbinas.

En las turbinas Francis se deforman las paredes y las paletas del distribuidor y de la rueda motriz por acción de los granos de arena que la presión del agua introduce, siendo arrastrados por el rodete y empujados hacia el tubo de aspiración.

[3] (Coronado, 2004)

En las turbinas Pelton se deforman el distribuidor y la aguja impidiendo la regular formación del chorro, lo que desgasta el cuchillo de división de las paletas de la rueda llegando incluso a perforarlas. En el distribuidor el consumo se debe inicialmente al bombardeo de las paredes por efecto del cambio de dirección y de la gran convergencia de la boquilla.

1.10. Algunos desarenadores en el Perú

A continuación se mencionarán algunos de los principales desarenadores que operan en el Perú.

1.10.1. Desarenador Machu Picchu[4]

La toma está ubicada en la margen izquierda del río con un ángulo de 27° con respecto al eje longitudinal del cauce. Lo forman cuatro luces con rejillas y compuertas planas deslizantes de 1,90 x 3,50 m contando con desgravadores frontales y dos cámaras desarenadoras ubicadas inmediatamente a la salida.

Los desgravadores del tipo frontal lo conforman cuatro luces controladas con compuertas planas de 1,50 x 1,40 m que descargan por debajo de la toma hasta aguas abajo del barraje.

El desarenador del tipo de operación de limpieza discontinua o intermitente, lo componen en su primera etapa, dos naves de 33,50 m de largo por 4,30 m de ancho y 4,30 m de altura, con una pendiente de fondo de 2 % y velocidades de flujo según diseño de 0,35 y 0,30 m/s.

A los pocos meses de puesta en operación la primera etapa, en 1996, al constatarse grandes desgastes en las turbinas, el Laboratorio Nacional de Hidráulica de Lima realizó investigaciones de campo entre el 4 y 9 de Marzo de 1996, cuando el río descargaba entre 315 y 481 m^3/s encontrando que las aguas transportaban sedimentos en suspensión con concentraciones que variaban entre los 2,50 g/l al ingreso de la toma y de 1,90 g/l a la salida del desarenador. Luego entre el 10 de Marzo y 2 de Abril del mismo año, descargando el río entre 144 y 269 m^3/s, las concentraciones variaron entre 0,46 y 0,38 g/l a la entrada y salida, respectivamente.

Las partículas menores de 0,15 mm no retenidas en el desarenador que constituían casi la totalidad del material en suspensión resultaron de naturaleza abrasiva compuesta aproximadamente por un 80 % de partículas angulosas de sílice, 4 % de óxido de fierro y un 16 % de otros materiales.

1.10.2. Desarenador Cañón del Pato[5]

La central aprovecha una caída de 438 m y capta 48 m^3/s de las aguas del río Santa en una toma con barraje fijo, por lo tanto, sin control sobre los niveles que alcanzan las aguas del río en avenidas.

Al final de un túnel de 550 m de largo se ubica el desarenador en caverna, conformado por cuatro naves, dos exteriores en curva de 36 m de largo y dos naves

[4] (Coronado, 2004)
[5] (Coronado, 2004)

centrales rectas de 30 m de largo. Cada nave de sección rectangular de 7,00 x 9,60 m en los que se encuentran instalados tabiques de 1,60 x 1,60 m.

A la salida de las naves del desarenador se ubica un pique de 30 m de altura para continuar con el túnel principal y la última caída hasta la casa de máquinas. La entrada a este pique constituye una de las principales causas de los problemas de operación del desarenador porque con la captación sin regulación de las aguas del río Santa, cuando se presentan avenidas, el pique no tiene la capacidad de evacuar el caudal antes del ingreso, provocando el retorno del flujo y la generación de contracorrientes y la sedimentación sobre las pasarelas de los puentes de mando.

Electroperú encontró que entre 1974 y 1983 el rendimiento de las ruedas Pelton habían disminuido en 35 000 horas/año, y que se debían reparar entre 6 y 8 ruedas por año y cambiarlas en épocas de avenidas cada mes, así como también cambiar los inyectores cada 15 días, con desgaste de álabes hasta de 28 mm por tonelada de sedimento transportado en suspensión.

Debido a estos problemas, Electroperú utilizando el método de Dobbins - Camp encontró eficiencias alrededor del 43 % para caudales turbinados de 32 m^3/s con velocidades de flujo de 0,25 y 0,40 m/s para partículas entre 0,15 y 0,25 mm, destacando que el río Santa transporta sólidos en suspensión que en un 75 % corresponden a arenas muy finas, limos y arcillas menores de 0,0625 mm; con esto queda claro que las turbinas iban a sufrir daños.

El desarenador es del tipo tabicado Neyrpic, diseñado para aplicar a desarenadores estrechos con una mayor profundidad, de modo que la disposición de niveles obligue a la caída de los sedimentos sólo en la altura de cada tabique.

La empresa Neyrpic analizó la eficiencia del desarenador con el método de Camp, encontrando un 100 % para sedimentos iguales o mayores de 0,16 mm, claramente diferente a lo encontrado por Electroperú.

Estos problemas, llevaron al Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería a evaluar en 1993 el funcionamiento del desarenador en un modelo.

Finalmente se encontró en el prototipo que la tabiquería que conforman tubos de sección cuadrangular, agregan elementos que afectan el flujo por la generación de corrientes no paralelas dentro de los tubos, o por el paso del agua y sedimentos a través de las ranuras de conexión entre tubos que afectan la distribución de velocidades y aumentan la capacidad de mantener a los sedimentos en suspensión. Además se encontró una fuerte influencia en la operación de limpieza al ingreso de la bocatoma, puesto que se generan contracorrientes en la caverna del desarenador por la variación de caudales en avenidas y la capacidad de diseño del pique de caída.

1.10.3. Desarenadores Pitay y Terminal de Majes

Las estructuras hidráulicas del proyecto Majes, ubicado en el Sur del Perú, están planteadas para regular las aguas del río Colca y derivarlas al río Siguas pasando por canales y túneles, así como por tuberías forzadas de dos centrales hidroeléctricas.

Una vez que las aguas llegan al río Siguas, son captadas por la bocatoma Pitay ubicada en un tramo con 2 % de pendiente para irrigar las pampas por un sistema de aspersión, requiriendo de agua limpia de sedimentos para mantener en una alta eficiencia el

riego de los aspersores, por lo que se contempló una doble sedimentación con un desarenador incorporado a la bocatoma Pitay y otro desarenador denominado Terminal.

El primer desarenador de 48 m de largo y tres naves rectas de 3,50 m de ancho y altura variable que en la actualidad permite descargar el agua con velocidades superiores a los 0,50 m/s y a su máxima capacidad con aproximadamente 1,80 m/s, al ser de alta velocidad, funcionaría como un desgravador.

El estudio de Agua y Agro Asesores Asociados S.A. encontró que desde un poblado llamado Lluclla hasta la bocatoma Pitay, afloran estratos de arenisca fina, lodolitas y yeso fácilmente erosionables que producen los sedimentos finos que principalmente llegan en suspensión a la bocatoma Pitay.

Se cuantificó el material en suspensión en 60 000 t/año con partículas menores de 0,4 mm a 0,30 g/l de concentración en promedio. Utilizando el método de Camp, se calculó la eficiencia de los desarenadores Pitay y Terminal, encontrando que en Pitay se podía retener hasta el 87 % de las partículas mayores de 0,3 mm y en el desarenador Terminal se alcanzaría un 75 % para partículas mayores de 0,2 mm, concluyendo que sería necesario hacer una evaluación con mediciones en prototipo.

El muestreo correspondiente a la zona de la bocatoma Pitay indicaba que un 31 % del material era menor que la malla N° 60, esto es menor que 0,25 mm, y que por lo tanto ingresaba fácilmente a los aspersores del sistema de riego, estimándose un transporte de 220 000 t/año, con una concentración promedio 0,30 g/l de partículas menores a 0,40 mm.

La eficiencia del desarenador evaluado con el método Dobbins – Camp se encontró un 100 % para partículas mayores a 0,50 mm bajando hasta 75 % con partículas mayores a 0,20 mm.

Sin embargo, una evaluación más detallada permitió encontrar que el río Siguas tiene gran capacidad de arrastre de sedimentos debido a la intensa erosión de los suelos frágiles y deforestados que conforman la cuenca y de las cenizas que expele el volcán Sabancaya, con lo que se conforma una carga de sedimentos muy finos con partículas menores de 0,0745 mm que ingresan a los aspersores dificultando el riego presurizado al no poder ser retenidos en el desarenador (Coronado, 2004).

En el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura se realizó una importante investigación sobre el modelo hidráulico para corregir errores del desarenador Terminal de Majes, en el que se pudo constatar que la distribución de caudales en las naves era desigual para caudales de 5, 10, 15 y 20 m^3/s, así como también la existencia de un flujo de retorno en una de las naves periféricas y el estancamiento casi total de su nave vecina. Es decir, en el desarenador se mantienen activas únicamente dos naves; sin embargo, la suma de los caudales de estas naves es mayor al caudal de ingreso debido a que se añade el caudal del flujo de retorno. Parte de este flujo choca contra el muro ubicado frente a la salida de las naves y los filetes líquidos se desvían en forma tangencial dando lugar a la aparición de vórtices y corrientes secundarias (Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria - Universidad de Piura, 1989).

1.10.4. Desarenador del proyecto Tinajones

EL desarenador del proyecto Tinajones capta agua del río Conchano y Chotano y la deriva hacia el canal alimentador para su almacenamiento en el reservorio Tinajones en la Costa Norte del Perú.

Las estructuras hidráulicas se encontraban con el piso totalmente erosionado, con huecos en las bóvedas y tramos con filtraciones, se decidió que además de la rehabilitación del revestimiento, era necesario la eliminación de partículas sólidas con diámetros mayores a 0,50 mm que se consideró suficiente para evitar un desgaste significativo del nuevo revestimiento. El desarenador del tipo Dufour II con dos cámaras, cada una para un caudal de 18,50 m^3/s con 54 m de longitud, 26,20 m de ancho y una profundidad de 6,38 m, además de las compuertas de entrada y de salida.

En el estudio para su aplicación en el río Chotano se aceptaron las curvas granulométricas del material en suspensión del río Chancay, en los que aproximadamente el 80 % de las partículas eran de diámetro menor a 0,02 mm y que el 100 % del material tendrían diámetros menores a 0,10 mm, por lo tanto, no se justificaba la selección de un diámetro de 0,50 mm utilizado para el diseño del desarenador (Coronado, 2004).

1.10.5. Desarenador del Mantaro

El desarenador de la central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo que capta aguas en el embalse de regulación con cuatro naves de 170 m de largo y secciones rectangulares de 11,0 x 8,0 m. En el Laboratorio Nacional de Hidráulica se ensayó la eficiencia de este desarenador que inicialmente consideraba tabiques horizontales que dividían la carga de agua con la idea de que al disminuir la altura de caída, las naves pudieran ser más cortas, pero fueron eliminadas posteriormente (Coronado, 2004).

1.10.6. Desarenador de la central hidroeléctrica San Gabán II[6]

El desarenador de la central hidroeléctrica San Gabán tiene cuatro canales de aproximación, el ancho de cada uno aumenta mediante una transición al final del canal de 4 a 6 m en el punto de encuentro con las naves.

El IHHS de la Universidad de Piura realizó una investigación en el que se plantea como rediseño la ampliación de la compuerta de purga para evitar la obstrucción del orificio durante la purga. La solución con el ancho mínimo de 1,45 m en la salida de la nave favorece a la protección contra la deposición de sedimentos en los canales de aproximación.

Con la versión modificada obtenida en el modelo y la versión original se calcularon los tiempos de purga y se encontró que para 5,5 m^3/s en la versión original era 30 minutos y en la versión modificada fue aproximadamente 7 minutos, mejorando con esto la eficiencia de purga.

1.10.7. Desarenador Chavimochic

El desarenador permite la acumulación de sedimentos atrapados en un espesor limitado a lo largo del fondo de cada nave, su longitud total es de 233 m, con 70 m de transición de entrada, 125 m de longitud del desarenador propiamente dicho y el resto lo ocupa la transición de salida. Su ancho total es de 66,6 m repartido en siete naves de 9 m cada una.[7]

---

[6] (Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria - Universidad de Piura, 1992)

[7] (Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria - Universidad de Piura, 1989)

En el IHHS de la Universidad de Piura se realizó una importante investigación en el que se llegó a la conclusión de un desarenador 11 m más corto y con el vertedero con una serie de orificios.

Los resultados de ensayos con sedimentos demostraron que, la longitud de 114 m del desarenador propiamente dicho, es suficiente, registrándose muy alta eficiencia en el modelo de 98 a 100 %.

1.10.8. Otros desarenadores[8]

Entre otras obras se presenta en primer lugar por su simplicidad el desarenador para 2,50 m^3/s de una sola nave de 22 m de largo por 4 m de ancho, y 1,50 m de altura con una velocidad de flujo de 0,50 m/s de la irrigación Huanta Ayacucho, del clásico tipo Dufour con tranquilizadores repartidores de flujo al ingreso y tabiques de fondo repartidores distribuidos a igual distancia.

La Central Hidroeléctrica de Cahua diseñada para un caudal de 11 m^3/s con un desarenador de 50 m de largo y dos naves de 5,40 x 3,70 m y velocidad de flujo de 0,30 m/s.

El desarenador como en prácticamente todas estas obras en centrales hidroeléctricas en el Perú, se ubica inmediatamente a la salida de la captación, lo que en muchos casos no parece contribuir a una distribución uniforme del flujo del agua entre las naves.

La central hidroeléctrica Caclic capta el agua en la margen izquierda del río Utcubamba, ubica el desarenador inmediatamente aguas abajo de la captación con una longitud de 30 m y dos naves de sección rectangular de 5,00 x 2,45 m.

La central hidroeléctrica Quishuarani ubicada en el Cusco, diseñada en una primera etapa para aprovechar un caudal de 26 m^3/s del río Acco, proyecta un desarenador ubicado inmediatamente a la salida de la captación con cuatro naves que reciben el agua luego de sucesivos cambios de dirección.

El desarenador La Víbora se ubica aproximadamente a 2,2 km de la bocatoma del proyecto de irrigación Chinecas de 35 m de largo con tres naves rectangulares de 4,50 x 3,00 m para eliminar partículas mayores a 0,50 mm.

[8] (Coronado, 2004)

Capítulo 2

El desarenador y los sedimentos

El desarenador es una obra hidráulica que sirven para separar y remover el material sólido que lleva el agua de un canal.

Cuando se capta el agua de un río, inevitablemente estaremos captando también sedimentos en suspensión y de arrastre. Los desarenadores tienen la importante misión de eliminar las partículas no deseadas que se encuentran en suspensión en el agua y posteriormente, mediante una adecuada acción, devolverlas al río aguas abajo (Villón, 2005).

2.1. El desarenador[9]

El desarenador, como toda estructura hidráulica, tiene funciones y objetivos específicos que deben ser claramente analizados y comprendidos con el fin de lograr un buen diseño.

Son dos las funciones que debe cumplir un desarenador, una es la de lograr la decantación de una parte de las partículas sólidas, transportadas en suspensión por la corriente en un canal y la otra es la de conseguir la purga del material sólido decantado.

Para lograr la primera función, se busca crear en el desarenador velocidades bajas y disminuir el grado de turbulencia. La idea principal es de disponer de varias naves paralelas para disminuir la formación de corrientes secundarias y lograr un flujo paralelo, en la medida de lo posible.

Para que el desarenador pueda realizar eficazmente la segunda función deben crearse las condiciones para lograr durante la purga suficiente cantidad de transporte y que los sólidos sedimentados se dirijan hacia las compuertas de purga. Adicionalmente, y para que la purga sea posible, debe haber un desnivel suficiente con respecto al río para descargar los sedimentos. Si la descarga es a un río, como ocurre generalmente, debe

[9] (Villón, 2005)

verificarse la existencia de desnivel suficiente durante las avenidas, que es cuando por lo general se presenta mayor cantidad de sólidos.

La función de decantación tiene que definirse en función de un objetivo muy claro que corresponde a la concepción general y desarrollo de aprovechamiento hidráulico del cual forma parte el desarenador.

La idea de diseñar y construir un desarenador surge cuando las características de los sólidos que van a ingresar al canal de captación nos llevan al convencimiento de que son incompatibles con determinados aspectos del aprovechamiento hidráulico. Dichas características se expresan fundamentalmente por dos elementos descriptivos del material sólido: La cantidad que se describe por una concentración o por un gasto sólido y el tamaño de las partículas que se muestran en una curva de distribución granulométrica.

Tanto la concentración como la composición granulométrica son variables con el tiempo. Para describir esta variabilidad, se debe recurrir a la preparación de una Curva de Duración de Concentraciones. Para construir una de estas curvas se requiere de la existencia de mediciones que correspondan a un periodo suficientemente largo. Esta curva indica cuántos días al año, o qué porcentaje del tiempo, puede presentarse una concentración igual o mayor que un valor determinado. La curva granulométrica también es variable, pero a partir de cierto número de datos se puede construir la Curva de Distribución Granulométrica más probable y que corresponda a la porción de la curva granulométrica del material en suspensión en el río, frente a las ventanas de captación, que no es eliminada de la corriente por la bocatoma.

En general, a menor velocidad y mayor longitud del desarenador es mayor la eficiencia de decantación. Pero esta consideración tiene límites teóricos y prácticos. Lo mismo puede decirse con respecto a las partículas sólidas, mientras más pequeñas sean, su probabilidad de decantación es menor. Esto es válido mientras se trate de partículas que a pesar de ser pequeñas, pueden conservar su individualidad.

El flujo es tridimensional, pero el cálculo se hace como si fuera bidimensional. El desarenador tiene condiciones geométricas particulares de ingreso y salida, sin embargo se calcula como si fuera un canal imaginario de sección transversal constante en toda su longitud. Estudios del comportamiento de los desarenadores indican que las fallas más frecuentes se producen por no ser apropiadas las condiciones de ingreso, estos problemas deben tratarse como cuestiones puramente hidrodinámicas, tienen gran influencia en el flujo a lo largo de cada nave. Una mala condición de ingreso puede dar lugar a la aparición de corrientes secundarias que al propagarse a lo largo del desarenador impiden que éste cumpla adecuadamente su función.

Lo mismo ocurre con respecto a los sólidos, las fórmulas para el cálculo de las sedimentaciones suponen que las partículas tienen un conjunto de propiedades perfectamente definidas y constantes (forma, tamaño, peso específico, etc.), que se traducen en una velocidad de caída perfectamente conocida, que es la que se introduce en los cálculos. La realidad es diferente, las partículas tienen las más variadas formas y cada una de ellas tiene su propia velocidad de caída que, naturalmente, sería imposible de determinar. Se trabaja con valores medios y por lo tanto hay que aceptar errores, que en algunos casos pueden ser de magnitud considerable.

Hay numerosos desarenadores que funcionan eficientemente por un estudio sedimentológico apropiado. El diseño debe considerar necesariamente el conocimiento detallado acerca del tipo de partículas sólidas que se desea eliminar: tamaño, cantidad y

calidad. Es indispensable el estudio de las propiedades físicas de los sólidos para obtener parámetros que sean útiles en el diseño.

Una de las fórmulas usadas para el cálculo de la eficiencia de sedimentación es la de Camp, en la cual en otros puntos, se acepta como hipótesis las siguientes:

- Que no hay erosión en el fondo del desarenador, es decir, que no hay transporte.
- Que la velocidad de la corriente es la misma en todos los puntos de la masa líquida.

2.2. Principios de funcionamiento de un desarenador[10]

Básicamente para que un desarenador sea eficiente, se debe cumplir las condiciones que se presentan a continuación:

2.2.1. Principios hidráulicos

- Distribución uniforme del caudal en las naves desarenadoras.
- Líneas de corriente paralelas, por lo tanto, sin vórtices de eje vertical u horizontal.
- No causar remanso en el canal aguas arriba.
- Distribución uniforme del caudal dentro de cada nave, esto es importante en el momento de purga de la nave.

2.2.2. Principios sedimentológicos

- Sedimentación de los sólidos en suspensión.
- Evacuación al exterior de los depósitos.
- Limpieza uniforme de las naves desarenadoras.
- Que no existan zonas imposibles de limpiarlas en las naves.
- Transición de entrada sin sedimentación.
- Eficiencia adecuada.

El canal de purga debe tener restrictivamente igual o mayor pendiente que el conducto de purga de las naves. Es necesario que el desarenador se encuentre topográficamente más alto que el río con la finalidad de que pueda evacuar por gravedad los sedimentos depositados en las naves del desarenador.

La evolución de los desarenadores se ha visto enmarcada dentro de las necesidades hidráulicas. Así en un primer momento, en las tomas de agua para irrigación se iniciaron con los llamados desarenadores en corrientes con velocidades lentas, caracterizados por una baja velocidad de escurrimiento, entre 0,2 y 0,6 m/s, que permite la eliminación de partículas hasta de 0,1 mm Posteriormente con la aparición de las grandes centrales hidroeléctricas y surgiendo la necesidad de mantener secciones de ciertas dimensiones sobretodo en túneles, se piensa en velocidades entre 1,0 y 1,5 m/s, lo que limita la eliminación de partículas hasta de 0,5 mm, en los llamados desarenadores con velocidades altas (Villón, 2005).

[10] (Villón, 2005)

2.3. Elementos de un desarenador[11]

2.3.1. Transición de entrada

Como ya se ha mencionado, el desarenador cumple su función al aumentar el ancho efectivo, por lo que se hace necesaria una transición de entrada.

Ésta une el canal con las naves del desarenador y su función principal es permitir el cambio gradual de las líneas de corriente del canal a las naves desarenadoras. La transición debe ser proyectada de la mejor forma posible, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal. Normalmente la transición tiene como ángulo central 25°.

2.3.2. Naves desarenadoras

Las naves desarenadoras son la parte principal de la estructura, en ellas se presenta la sedimentación de las partículas debido a que la velocidad ha descendido drásticamente, por ejemplo en el desarenador del Proyecto Majes, la velocidad en el canal de ingreso es 3,1 m/s y en las naves desarenadoras es 0,5 m/s.

El número de naves está ligado a:

- La continuidad del servicio que se desee tener.
- La limpieza hidráulica del desarenador.
- Reglas de operación simples.
- Razones económicas.
- Disponibilidad en el mercado de las compuertas y de su sistema de izaje.

La forma de la sección transversal puede ser cualquiera aunque generalmente se escoge una rectangular o trapezoidal simple o compuesta. La primera simplifica considerablemente la construcción, pero es relativamente costosa pues las paredes deben soportar la presión de la tierra exterior y se diseñan por lo tanto como muros de sostenimiento, la segunda es hidráulicamente más eficiente y más económica pues las paredes trabajan como simple revestimiento. Con el objeto de facilitar el lavado, concentrando las partículas hacia el centro, conviene que el fondo no sea horizontal, sino que tenga una caída hacia el centro, la pendiente transversal usualmente escogida es entre 1:5 y 1:8.

2.3.3. Canal de purga de las naves

Cumple dos funciones principales, la primera es canalizar el agua dentro de la nave para que tenga mayor capacidad de arrastre y la segunda es indicarnos el momento en que se debe limpiar el desarenador.

Normalmente se debe proceder a la limpieza de un desarenador cuando el canal de purga de las naves se encuentre lleno de sedimentos. El canal de purga debe tener una pendiente que garantice el arrastre de los sedimentos depositados. El valor usual de dicha pendiente es de 2 %.

[11] (Villón, 2005)

2.3.4. Transición de salida

Permite conectar la salida de las naves con el canal aguas abajo, normalmente tiene las mismas características que la transición de entrada.

2.3.5. Canal de purga

El canal de purga tiene la función de evacuar los sedimentos depositados en el fondo de las naves hacia el río. La pendiente de este canal debe ser igual o mayor que la del fondo de las naves del desarenador con la finalidad de no causar remanso y por consiguiente, disminuir la capacidad de transporte del canal durante la operación.

2.3.6. Vertedero

Al final de las naves desarenadoras se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal de salida, las capas superiores en las naves son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre. También mientras menor sea la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y arrastra menos material en suspensión. Como máximo se admite que esta velocidad esté alrededor de 1 m/s.

2.4. Clases de desarenadores[12]

Se agrupan en tres clases de desarenadores en función de su operación, velocidad de escurrimiento y disposición de las naves desarenadoras.

2.4.1. En función de su operación

- Desarenadores de lavado continuo es aquel en el que la sedimentación y purga de los sedimentos son dos operaciones simultáneas.
- Desarenadores de lavado discontinuo intermitente es aquel en el que se almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados. Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas de agua.

2.4.2. En función de la velocidad de escurrimiento

- De baja velocidad, $v < 1$ m/s (0,2 – 0,6 m/s).
- De alta velocidad, $v > 1$ m/s (1,0 – 1,5 m/s).

2.4.3. Por la disposición de las naves desarenadoras

- En serie formado por dos o más depósitos construidos uno a continuación del otro.
- En paralelo formado por dos o más depósitos distribuidos paralelamente y diseñados para una fracción de caudal derivado.

[12] (Sparrow, 2008)

2.5. Los sedimentos

Los sedimentos son materiales sólidos que viajan a través de un fluido, este material puede estar en suspensión o puede estar depositado en el fondo del lecho de un río, por eso es importante conocer la erosión propia de la cuenca a la que pertenecen los sedimentos.

2.6. La erosión de cuencas[13]

Los sedimentos fluviales se originan en la erosión de la cuenca. La erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y determinan y modelan la forma de la corteza terrestre.

El Glosario de la Organización Meteorológica Mundial define la erosión como el desgaste del suelo por acción del agua en movimiento, glaciares, vientos y olas. Como consecuencia de la erosión hay un cambio de la pendiente original del terreno o pendiente endogenética. En algunos lugares hay remoción de materiales y en otros hay sedimentación, como consecuencia aparece una nueva pendiente que se denomina exogenética (Figura 22).

La erosión puede originarse a partir de la roca primaria expuesta a agentes naturales mecánicos, orgánicos y químicos. La diferencia entre las temperaturas máximas y mínimas produce fisuras en la roca. El agua ingresa por las grietas, se congela, se dilata y se produce la fractura de la roca. Es aquí donde puede desarrollarse vegetación y aparecer la acción química.

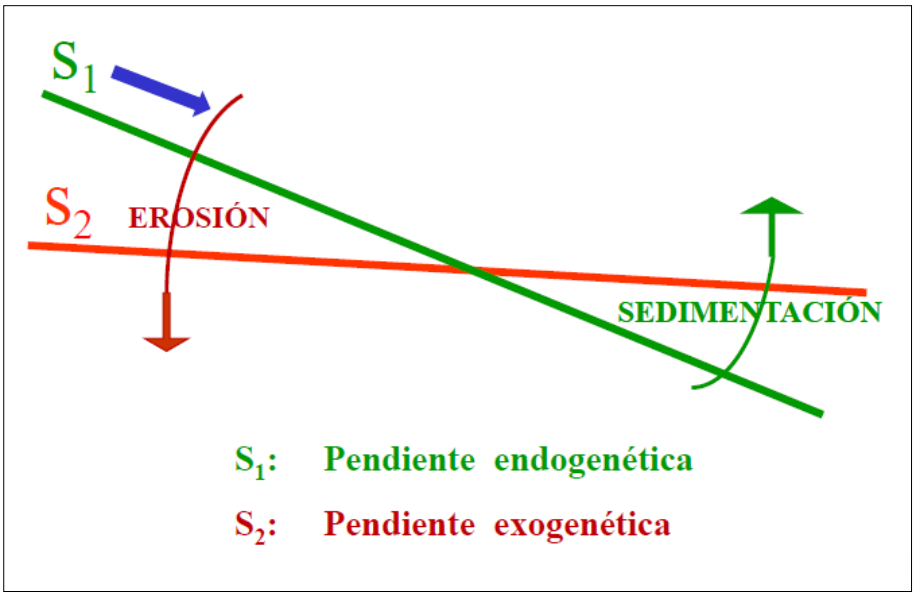


Figura 22. Variación de pendientes durante la erosión
Fuente: Rocha, 2010

El producto de la erosión de la roca forma un talud o cono aluvial junto a la roca. Este material llamado escombros o restos son transportados por el agua o el viento hacia los ríos, los que lo conducen eventualmente hasta el mar. En los ríos este material recibe el nombre de material sólido o sedimentos.

[13] (Rocha, 2010)

El material sólido que se incorpora a los cauces fluviales puede provenir de deslizamientos e ingresar violentamente, en grandes cantidades, al cauce fluvial.

El movimiento de los sólidos a lo largo de un río no es proceso continuo, sino intermitente. El material es transportado por la corriente hasta un cierto punto donde se deposita. El proceso se repite y consta de acumulaciones sucesivas de modo que en ciertos ríos puede demorar años, siglos, hasta que el material sólido llegue hasta la desembocadura.

Un río está continuamente seleccionando las partículas que erosiona y que sedimenta, y presenta además capacidad de transporte variable.

Se ha estimado que los ríos de nuestro planeta conducen hacia el mar anualmente 30 000 millones de toneladas de materiales sólidos. Se ha calculado que en Estados Unidos el río Colorado lleva diariamente una masa de sólidos de 500 000 toneladas.

Para prevenir la erosión es importante la conservación de la vegetación. Son varios los modos mediante los que la vegetación disminuye la posibilidad de erosión, por ejemplo:

- Rompe la fuerza de las gotas de lluvia
- Retiene parte de la lluvia
- Conserva el suelo húmedo y absorbente
- Mantiene el suelo poroso por la presencia de raíces y vida vegetal
- Aumenta la resistencia del suelo por la presencia de raíces
- Representa una resistencia al flujo superficial y aumenta el flujo subterráneo.

2.7. Transporte de sedimentos[14]

Se explicará brevemente las características generales del transporte sólido de los ríos, teniendo en cuenta las estructuras hidráulicas que en ellos se construye.

Cuando el fondo de un canal es rígido de concreto, la sección transversal está definida. La relación entre las diferentes variables se establece mediante una ecuación como la de MANNING o CHEZY. El gasto es función de la pendiente, rugosidad del contorno y tamaño de la sección transversal. En cambio, en un fondo móvil el lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. Esto determina no sólo una configuración variable del fondo, sino también un cambio en la resistencia al escurrimiento, expresada en términos de la rugosidad. A su vez, los cambios morfológicos de la sección transversal determinan variaciones en el transporte de sólidos, con lo que el problema se complica aún más.

La descripción matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida es sumamente compleja. Cualquier modelo que pretenda describir el movimiento de las partículas tiene que ser necesariamente, el producto de una profunda esquematización, es decir una simplificación del modo como ocurren los fenómenos. El flujo real es tridimensional. El flujo ideal, que corresponde a las fórmulas, es bidimensional. Esta profunda diferencia añadida a otros factores hace que frecuentemente se presenten divergencias notables entre lo previsto teóricamente y lo observado posteriormente.

Bajo el supuesto anterior podemos distinguir entre aquellas partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y que ruedan o se deslizan constituyendo el

[14] (Rocha, 2010)

arrastre o transporte sólido de fondo, y aquellas que van en suspensión. Algunas partículas se transportan de un modo distinto, a saltos y a esta modalidad se le denomina transporte a "saltación" como se aprecia en la Figura 23.

Toda partícula sólida que pasa a través de una sección de un río debe satisfacer las siguientes condiciones:

- Debe provenir de la erosión de un punto de la cuenca situado aguas arriba de la sección considerada.
- Debe haber sido transportada por la corriente desde el punto de la erosión hasta la sección considerada.

Cada una de estas condiciones limita la cantidad de sedimentos a través de la sección considerada en función de la disponibilidad de sólidos en la cuenca y de la capacidad de transporte de la corriente.

El material de arrastre, que está constituido por partículas de mayor tamaño, rueda o se desliza siempre en contacto con el fondo, producen ruido, su velocidad es menor que la velocidad media de la corriente y se transporta en forma de rizos, dunas y barras, siempre que la granulometría lo permita. La velocidad de una partícula sólida es, en general, inferior a la de la corriente.

El material en suspensión está constituido por partículas más finas y prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal, determina el color del agua y su velocidad es prácticamente igual a la de la corriente en cada punto. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo. La curva de distribución vertical de concentraciones es logarítmica.

Cualquier alteración que ocurra en la velocidad de la corriente puede determinar de inmediato un cambio en la modalidad de transporte.

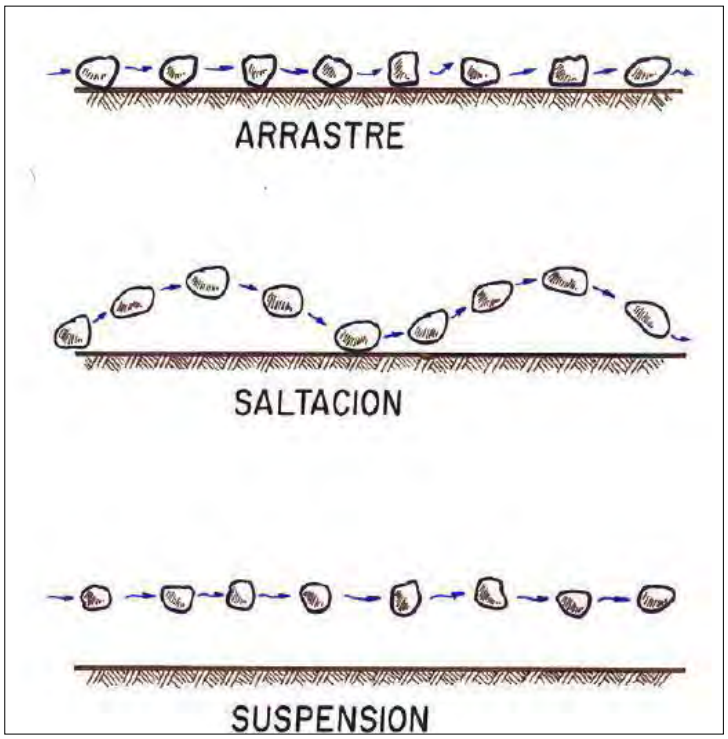


Figura 23. Modos de transporte sólido
Fuente: Rocha, 2010

No existe una proporción definida entre la cantidad de material sólido en suspensión y de fondo. La distinción entre material de suspensión y de fondo sólo puede hacerse en función de la velocidad de la corriente en un momento dado. Por lo general, el gasto sólido en suspensión es mayor que el gasto sólido de fondo. En el río Chira el 95 % es suspensión, en el río Mississippi se ha determinado que el 85 % del material sólido transportado corresponde a suspensión y el 15 % al fondo.

El gasto sólido en suspensión se determina a partir de mediciones de la concentración. Se llama concentración "c" a la cantidad de partículas sólidas, expresadas como peso seco por unidad de volumen de la mezcla agua-sedimento. El producto de la concentración por el gasto es igual al gasto sólido. El gasto sólido de fondo, en cambio, se determina en base a cálculos. La suma de ambos constituye el gasto sólido total.

La iniciación del movimiento según Shields muestra la línea divisoria entre el movimiento y el reposo de una partícula, incluyendo la zona viscosa luego de realizar experimentos en un canal de laboratorio y, además, usó información proveniente de otras investigaciones.

2.8. Interacción sedimento-estructura[15]

La construcción de una obra hidráulica en un río altera el comportamiento fluvial, lo que se manifiesta mediante procesos de erosión y/o sedimentación. A su vez, los sólidos transportados por las corrientes líquidas causan daños a las estructuras hidráulicas que están en contacto con ellas.

Entre los daños principales causados por los sólidos encontramos los que se mencionan a continuación:

2.8.1. Sedimentación en embalses

Cuando se construye una presa sobre el lecho del río, ésta actúa como un gran desarenador y se produce la sedimentación de los sólidos acarreados por la corriente. Son numerosos los ejemplos de represamiento que han fracasado por la colmatación acelerada. La colmatación representa la pérdida de volumen útil del embalse.

La colmatación de embalses es una realidad que no debemos perder de vista, especialmente en nuestro país donde las condiciones geológicas e hidrológicas suelen ser difíciles. Es por ello que nuestras obras de represamiento deben tener estudios sedimentológicos continuos. La terminación de una obra hidráulica no implica necesariamente la finalización de los estudios.

2.8.2. Dificultad en la operación de bocatomas y desarenadores

Hay proyectos en los que desde el punto de vista sedimentológico resulta fundamental el comportamiento de determinadas estructuras. Tal es el caso de bocatomas y desarenadores. Entre ambas estructuras existe una clara continuidad sedimentológica, por lo que se debe hablar del sistema bocatoma-desarenador.

Muchas bocatomas de la costa peruana han tenido en mayor o menor grado problemas originados por los sedimentos. A veces los problemas en las bocatomas se

[15] (Rocha, 2010)

originan en la necesidad de mantener en el río un gasto lo suficientemente grande como para evitar sedimentación, y permitir el arrastre de los sólidos no captados. La construcción de una obra de toma representa una alteración de las condiciones normales de la corriente del río, y por lo tanto deben esperarse cambios fluviomorfológicos importantes como erosión y sedimentación. Con respecto al material sólido frente a una toma hay dos posibilidades: evitar su ingreso o provocar su decantación y purga inmediatamente después de su ingreso.

Todos estos problemas sólo pueden analizarse dentro de un conocimiento integral del río que incluya los aspectos sedimentológicos. Para estructuras de toma importantes es imperativo recurrir a un estudio en modelo hidráulico y/o numérico. En las bocatomas también se presentan problemas de erosión.

2.8.3. Erosión del revestimiento de canales y túneles

En los conductos hidráulicos, canales o túneles, puede producir erosión del revestimiento como consecuencia de la presencia de sólidos y de una alta velocidad de la corriente. Los antiguos canales de los proyectos La Joya y el túnel Chotano, ubicados en Arequipa y Cajamarca respectivamente, presentaron grandes problemas de erosión y de destrucción del revestimiento. El túnel Chotano tuvo daños tan grandes que fue necesario proceder a su reparación total.

2.8.4. Sedimentación en conducciones hidráulicas

Cuando la velocidad es baja se presenta el problema de sedimentación. La sedimentación en canales representa una disminución de la sección y una variación del coeficiente de rugosidad. Eventualmente aparece vegetación.

2.8.5. Erosión de turbinas y bombas

Otro de los graves problemas que originan los sólidos está en las centrales hidroeléctricas, específicamente en las turbinas. Las partículas sólidas, aún las más finas, causan erosión si la velocidad es suficientemente grande. Hay varios ejemplos de turbinas que en un tiempo relativamente breve han quedado inutilizadas. Así ocurrió con las turbinas de la central hidroeléctrica Machu Picchu. En este caso las partículas sólidas eran muy finas, menores que un décimo de milímetro, pero de gran abrasividad. En mediciones efectuadas se encontró que para un gasto en el río de 400 m^3/s la concentración fue 2 kg/m^3.

Las centrales hidroeléctricas sobre el río Rimac en Lima también sufren severos daños, habiéndose organizado un sistema para una reparación parcial y escalonada de sus turbinas.

La turbina Francis de la central hidroeléctrica de Pativilca también sufrió un agudo proceso de erosión. Como antecedente de la agresividad de este río puede señalarse que la bocatoma que forma parte del proyecto hidroeléctrico fue dañada fuertemente por una crecida del río.

El poder destructor de los sólidos es básicamente una función de la concentración, calidad mineralógica, forma y tamaño de las partículas sólidas, así como de la velocidad, la que depende de la altura de caída y del tipo de turbina. La erosión resultante depende del tipo de turbina y de la aleación que la constituye.

2.9. Propiedades físicas de los sólidos[16]

Las partículas que intervienen en el transporte sólido se pueden clasificar en cohesivas y no cohesivas. Las primeras son las que están adheridas unas a otras, lo cual representa para el transporte una fuerza adicional que se conoce como fuerza de cohesión, los materiales cohesivos pueden encontrarse entre las arcillas y limos. Los materiales no cohesivos carecen de esta fuerza adicional y para ser arrastrados sólo ofrecen resistencia de su propio peso y forma.

Las principales propiedades físicas de las partículas sólidas son: tamaño y forma, composición mineralógica, peso específico y velocidad de caída. Estas propiedades se refieren a las partículas individuales y no al conjunto de ellas, como sería el caso de la porosidad o el peso específico aparente.

2.9.1. Tamaño y forma

Existen diferentes clasificaciones para identificar a una partícula de tamaño determinado. Las gravas y arenas se miden mediante mallas con el análisis granulométrico, y las arcillas y limos se determinan por medio del ensayo de sedimentación o con microscopio.

Al realizar un análisis granulométrico por tamizado se obtiene la llamada curva de distribución granulométrica de la muestra.

En el estudio del transporte de sólidos existen diferentes criterios para elegir un diámetro representativo de la muestra. Así por ejemplo, es común elegir el diámetro que corresponde al 50 % del porcentaje acumulado denominado como d_{50}; Hans Einstein, por ejemplo, elige el d_{65}.

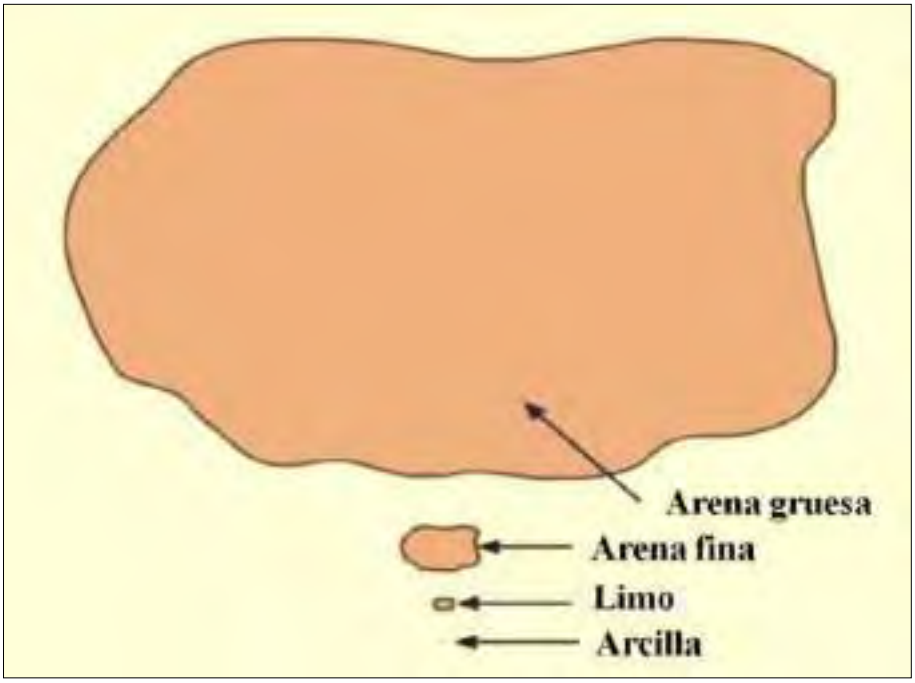


Figura 24. Comparación de los tamaños de las partículas sólidas
Fuente: Rocha, 2010

[16] (Rocha, 2010)

Con respecto al tamaño representativo de una partícula existen los conceptos señalados a continuación, originados en el U.S. Inter Agency Committee on Water Resources, Sub-Committee on Sedimentation.

- Diámetro nominal, es el diámetro de una esfera cuyo volumen es igual al de la partícula (Figura 25)

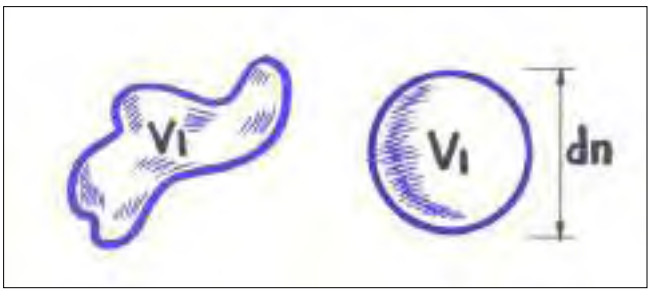


Figura 25. Diámetro nominal
Fuente: Rocha, 2010

- Diámetro de cribado, es la abertura de malla mínima para que pase la partícula. Es el más usado por la facilidad para determinarlo (Figura 26).

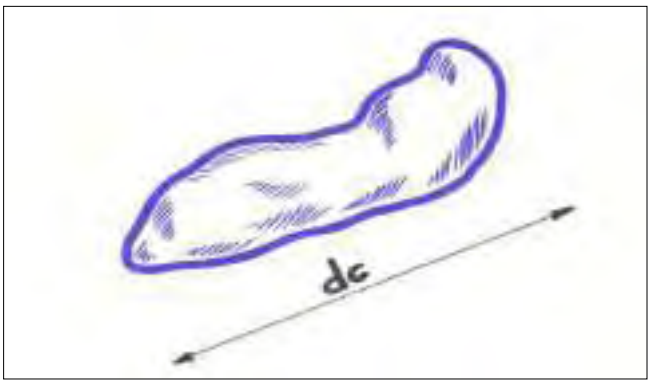


Figura 26. Diámetro de cribado
Fuente: Rocha, 2010

- Diámetro de sedimentación, es el diámetro de una esfera del mismo peso específico cuya velocidad de caída terminal es igual a la de la partícula (Figura 27).

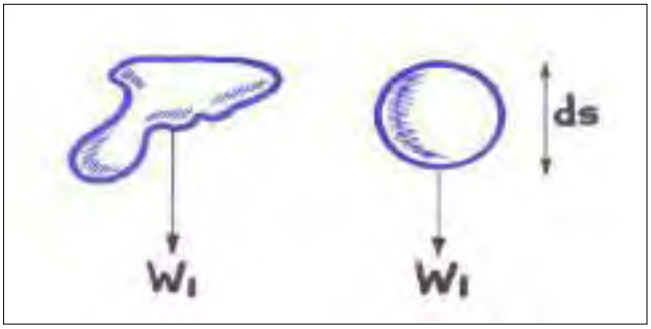


Figura 27. Diámetro de sedimentación
Fuente: Rocha, 2010

2.9.2. Composición mineralógica

La composición mineralógica de los sólidos es muy variable, depende de la naturaleza geológica de la cuenca. Puede ocurrir que en un mismo río se encuentren composiciones mineralógicas diferentes, esto se debe a que se producen lluvias en distintas zonas de la cuenca, arrastrando cada vez materiales sólidos de composición mineralógica particular.

El análisis mineralógico indicará las cantidades de determinados elementos presentes en la muestra. Si la muestra corresponde a los materiales más finos es probable que la proporción de elementos abrasivos sea mayor que en una muestra que incluya materiales más gruesos.

Con una muestra del análisis mineralógico correspondiente a los sólidos encontrados en el desarenador de la Central Hidroeléctrica de Machu Picchu (río Vilcanota), se obtuvieron los siguientes resultados (Tabla 2).

Tabla 2. Composición mineralógica del río Vilcanota

Muestra	Elementos	Resultados
1	SiO2 Fe	94.00 % 4.94
2	SiO2 Fe	80.00 % 4.48
3	SiO2 Fe	79.40 % 4.13
4	SiO2 Fe	68.80 % 4.48
5	SiO2 Fe	71.00 % 5.17

Fuente: Rocha, 2010

2.9.3. Peso específico

Cada partícula sólida tiene su propia densidad ρ_s y su propio peso específico γ_s, que dependen de la composición mineralógica del material sólido originado en la erosión de la cuenca. Es muy frecuente la presencia de materiales cuarzosos, cuyo peso específico es 2,65 t/m^3.

Se denomina peso específico relativo γ_s/γ a la relación entre el peso específico de los sedimentos y el peso específico del agua. Para el cuarzo su valor es 2,65.

2.9.4. Velocidad de caída

Se denomina velocidad de caída a la velocidad con la que cae una partícula sólida en una masa fluida ilimitada y en reposo. La velocidad de caída es un parámetro descriptivo de primera importancia en el estudio de la interacción flujo-sedimento. El conocimiento de la velocidad de caída de las partículas sólidas es importante, tanto para el estudio del transporte de sedimentos como para resolver algunos problemas específicos tales como el diseño de desarenadores, cálculo del volumen muerto por sedimento de un embalse, o la representación de determinador fenómenos en un modelo hidráulico.

Se debe tener presente que hidráulicamente es posible analizar el fenómeno de la caída, tanto considerando que una partícula (o un objeto, en el caso más general) se coloca

en un fluido en movimiento, como considerando que el objeto se mueve en un fluido en reposo. En ambos casos el movimiento relativo es el mismo.

En principio, la velocidad de caída varía con el tiempo. Al iniciarse la caída de una partícula su movimiento es acelerado. Si se tiene una partícula de una determinada forma cayendo en un fluido, su velocidad dependerá tanto de las propiedades del fluido como de las propiedades de la partícula, así como de la aceleración de la gravedad. Las propiedades determinantes son: viscosidad, densidad del fluido, tamaño y densidad de la partícula.

2.10. Variabilidad del transporte sólido[17]

El gasto sólido depende de la velocidad del flujo, es decir, que variaciones de la velocidad aguas arriba producen cambios en el transporte sólido aguas abajo en un río.

Aguas arriba de una presa hay sedimentos porque disminuye la velocidad de la corriente. Un desarenador funciona como tal porque se logra disminuir la turbulencia. En la margen interior de una curva fluvial hay sedimentos, formación de playas y bancos, porque la velocidad disminuye.

Aguas abajo de una compuerta o un vertedero hay, en general, tendencia a la erosión porque la velocidad aumenta. El agua cargada de sedimentos erosiona las turbinas porque su velocidad es alta; de acá que desde el punto de vista sedimentológico es en muchos casos importante examinar la posibilidad de colocar una turbina Francis o Pelton. La margen exterior de una curva fluvial tiene tendencia a la erosión porque la velocidad es alta.

Afortunadamente, las grandes avenidas no tienen una duración extraordinaria. Son, sin embargo, difíciles de medir. El error que se comete en la determinación de caudales sólidos y líquidos puede ser grande. Así por ejemplo, una crecida de 12 horas puede tener dentro de ella una gran avenida sólida cuya duración es mucho más corta, apenas unas breves horas. Esta es una característica de muchos torrentes, muy importante para tomarse en cuenta en el diseño y operación de las estructuras de captación.

El estudio de sedimentos permite conocer los valores característicos para preverlos en el diseño siempre y cuando se pueda adoptar normas de operación que sean realistas. Hay presas que se conciben de modo que las grandes avenidas pasen de largo a través de los aliviaderos, si usar el reservorio para el control de las avenidas. Si no se opera de esta manera es evidente que habrá colmatación.

[17] (Rocha, 2010)

Capítulo 3

Central hidroeléctrica Quitaracsa I

El presente capítulo tiene como objetivo mostrar la ubicación, accesibilidad, condiciones climatológicas y secuencia de construcción de la central hidroeléctrica Quitaracsa I.

El Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional (COES) aprobó la operación comercial de la unidad de generación Nº 1 de la central hidroeléctrica Quitaracsa I desde las 00:00 horas del 9 de Octubre de 2015, con una potencia efectiva de 57,5 MW y la operación comercial de la unidad de generación Nº 2 desde las 00:00 horas del 29 de Octubre de 2015, con una potencia efectiva de 60,5 MW, con lo que la potencia efectiva de la central es 118 MW (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería, 2016).

3.1. Ubicación[18]

La central hidroeléctrica Quitaracsa I se encuentra en la sierra central, aproximadamente a 500 km al Noreste de Lima en Perú, ubicada en el departamento de Ancash, provincia de Huaylas, distritos de Yuracmarca, Huallanca y Quitaracsa a una altura entre 1465 y 2370 msnm, muy cerca de la Central Hidroeléctrica Cañón del Pato.

Las obras hidráulicas de cabecera se encuentran en el centro poblado de Shapiringo y se desarrollaron básicamente en terrenos de vertientes montañosas y escarpados. Los componentes del proyecto, incluyendo sus instalaciones auxiliares, se ubican en la margen izquierda del río Quitaracsa y quebrada San Mateo.

El río Quitaracsa es un afluente del río Santa y converge con el mismo inmediatamente aguas abajo de la central hidroeléctrica Cañón del Pato.

Los terrenos donde se ubican estas instalaciones pertenecen a las comunidades campesinas de Quitaracsa y Kiman Ayllu.

La ubicación de la central hidroeléctrica Quitaracsa I se muestra en la Figura 28.

[18] (Ministerio de Energía y Minas, 2013)

Figura 28. Ubicación de la central hidroeléctrica Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

3.2.Accesibilidad[19]

El acceso a la central hidroeléctrica Quitaracsa I partiendo desde la ciudad de Lima es por la carretera Panamericana Norte, para luego tomar el desvío por la carretera asfaltada Pativilca – Huaraz, siguiendo hasta la ciudad de Caraz, desde donde sigue la carretera, en su mayor extensión a nivel de afirmado, hasta el poblado de Huallanca. A partir de allí, se accede a través de vías carrozables hacia el poblado de Quitaracsa.

Al poblado de Huallanca también se accede desde la ciudad de Chimbote a través de una carretera asfaltada de 65 km hasta la localidad de Chuquicara y desde allí por una carretera afirmada de 65 km hasta la localidad de Huallanca.

A pesar que la distancia en línea recta desde Huallanca a Quitaracsa es de aproximadamente 10 km, el acceso a Quitaracsa toma un tiempo aproximado de 5 horas desde Chimbote y es a través de Yuracmarca, La Pampa y Tarica rodeando el Nevado de Champará, alcanzando altitudes superiores a los 4300 msnm. Este camino se encuentra a nivel afirmado y debido a la topografía del terreno se presenta accidentado en algunos sectores.

Las Figuras 29 y 30 muestran la ubicación de la central hidroeléctrica Quitaracsa I.

[19] (Ministerio de Energía y Minas, 2013)

Figura 29. Ruta de acceso a la central hidroeléctrica Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

Figura 30. Ubicación del embalse y desarenador Quitaracsa I
Fuente: Google Earth, 2016. Elaboración propia

3.3. Cuenca del río Santa[20]

El río Quitaracsa es un afluente del río Santa y ambos corresponden a la cuenca del río Santa.

La cuenca del río Santa se ubica en la Costa Norte del Perú, pertenece a la vertiente del Pacífico; drena un área total de 14 954 km^2.

Políticamente, se localiza en el departamento de Ancash, comprendiendo total o parcialmente las provincias: Bolognesi, Recuay, Huaraz, Carhuaz, Yungay, Huaylas, Corongo, Pallasca y Santa en el departamento de La Libertad: Santiago de Chuco, Huamachuco.

[20] (Ministerio de Energía y Minas, 2003)

Geográficamente, sus puntos extremos se hallan comprendidos entre los 8º04' y 10º08' de Latitud Sur y los 77º12' y 78º38' de Longitud Oeste.

Altitudinalmente, se extiende desde el nivel del mar hasta la línea de cumbres de la Cordillera Occidental de los Andes, cuyos puntos más elevados están sobre los 4 000 msnm, que constituye la divisoria de aguas entre las cuencas de los ríos Marañón y Santa (divisoria continental) y cuyo punto más alto comprende al Nevado Huascarán Sur (6 768 msnm).

La Figura 31 muestra la cuenca del río Santa.

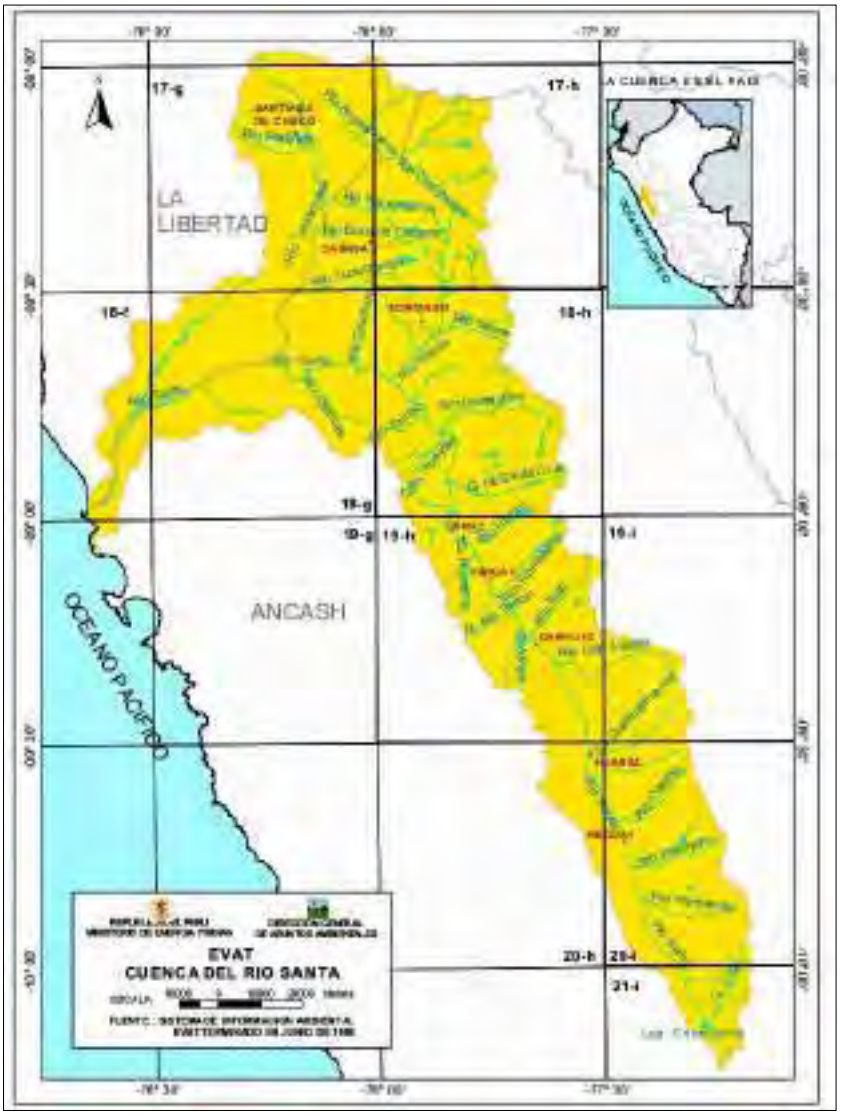


Figura 31. Cuenca del río Santa
Fuente: DePeru Portal de Internet, 2015

El río Santa tiene su origen en la laguna Aguash, la cual se halla ubicada en el extremo Sur-Este del Callejón de Huaylas, la que vierte sus aguas a través del río Tuco a la laguna Conococha.

El río Santa cuenta con un desarrollo longitudinal aproximado de 316 km desde su naciente hasta su desembocadura, presentando una pendiente promedio de 1,4 % la que se hace más pronunciada en el sector de 13 km de longitud, comprendida entre las

desembocaduras de las quebradas Cedro y Quitaracsa, denominado "Cañón del Pato", en donde alcanza una pendiente de 4 %. Desde sus nacientes, gran parte del recorrido se presenta en un valle de origen tectónico, encontrándose encajonado por las Cordilleras Blanca y Negra.

El escurrimiento superficial del río Santa se origina de las precipitaciones que ocurren en su cuenca alta y además de los deshielos de la Cordillera Blanca, cuyos aportes contribuyen a mantener una considerable descarga, aún en época de estiaje, lo cual hace del río Santa uno de los ríos más regulares de la Costa peruana (Villanueva, 2011).

3.3.1. Clima y meteorología[21]

A continuación se mencionarán las características del clima y meteorología de la cuenca del río Santa.

3.3.1.1 Precipitación pluvial

Según la distribución espacial de la precipitación, la cuenca puede ser dividida en dos sectores:

- La cuenca "húmeda" comprendida entre los 1 800 y 4 200 msnm, cuyo promedio de precipitación anual oscila entre 250 y 1 200 mm, respectivamente.
- La cuenca "seca" comprendida entre los 1 800 msnm y el nivel del mar. En donde la precipitación pluvial anual es menor a 250 mm y que no aporta caudal de escorrentía.

En cuanto a la variación en el tiempo dentro del ciclo hidrológico, debe indicarse que existe una marcada variación pluvial intermensual, presentándose las mayores precipitaciones (80 %) durante el período comprendido entre los meses de Diciembre y Marzo.

3.3.1.2 Temperatura

Estudios efectuados por la Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONERN) dentro de la cuenca del río Santa han permitido establecer variaciones medias anuales que van desde los 20 °C en la Costa, hasta los 6 °C en las partes más altas o quedando comprendida entre estos límites una gama de valores térmicos que tipifican a cada uno de los pisos altitudinales dentro de la cuenca.

El sector comprendido entre los 2 800 y 3 700 msnm, se ha estimado un valor promedio de 10 °C. Finalmente, en el área de cuenca comprendida entre los 3 700 y 4 200 msnm se cuenta con estaciones meteorológicas (Conococha, Parón a más de 4 000 msnm) y la temperatura promedio anual se ha estimado en 6 °C.

3.3.1.3 Humedad relativa

En términos generales la humedad relativa es mayor en la Costa con un promedio de 81 % y en la Sierra con 61 %.

[21] (Villanueva, 2011)

Como patrón de comportamiento dentro de la cuenta del río Santa, se puede indicar que la evaporación es mayor a medida que aumenta la altitud.

3.3.1.4 Viento

Este elemento de meteorología es controlado únicamente en la estación de Trujillo Corpac y en base a tal información se ha establecido que la velocidad del viendo oscila entre 0 y 21 km/h.

3.3.2. Hidrología de la cuenca[22]

La cuenca alta presenta nevados de mucha importancia que contribuyen a mantener la descarga del río Santa en forma continua y en toda época, descargando mayormente en época de lluvia.

Las descargas normalmente se concentran durante los meses de Enero a Mayo, siendo el período de estiaje en el lapso comprendido entre Julio y Setiembre. Se ha establecido que el rendimiento medio anual de la cuenca húmeda es del orden de 44 589 m^3/km^2.

3.3.3. Glaciares y recursos hídricos de la cuenca del río Santa[23]

Los glaciares tropicales cubren una superficie de 2 500 km^2 del mundo, así mismo, son particularmente importantes por los recursos hídricos que brindan a los poblados próximos, y además a nivel científico. Los glaciares constituyen las reservas sólidas de agua dulce y por su gran sensibilidad al cambio climático, los glaciares tropicales representan excelentes indicadores de la evolución del clima.

En Sudamérica, los glaciares tropicales están ubicados, en su mayor extensión, en la Cordillera de los Andes: 71 % en Perú, 20 % en Bolivia, 4 % en Ecuador y 4% en Colombia. Estos glaciares tropicales presentan un retroceso acelerado desde mediados de los años 70, y aquellos ubicados por debajo de los 5 500 msnm probablemente desparecerán en 20 o 30 años. En 1970 existían en el Perú 18 grandes áreas glaciares o cordilleras que cubrían una extensión de 2 041 km^2, pero ésta extensión se había reducido a 1 595 km^2 en 1997, lo que significa que en sólo 27 años se produjo una reducción del 21,8 %. La tendencia al retroceso de los glaciares andinos se ha amplificado desde finales de los años 70, período en el que el fenómeno climático conocido como El Niño se hizo más frecuente.

En el caso de la cuenca del río Santa, la planificación y gestión de sus recursos hídricos son de gran importancia considerando que esta cuenca provee de agua a los proyectos hidroenergéticos Chavimochic y Chinecas, cuya principal producción es la agroexportación, además esta es la fuente de agua potable para la ciudad de Trujillo, que se encuentra en franco crecimiento.

[22] (Villanueva, 2011)
[23] (Pouyaud, Yerren, & Zapata, 2008)

3.3.4. Problemas ambientales de la cuenca[24]

Las diversas actividades humanas que se desarrollan en la cuenca del río Santa son, en mayor o menor grado, responsables de la alteración de las condiciones naturales de los ecosistemas. Entre las actividades más impactantes en la cuenca y que ejercen impactos directos sobre los ecosistemas tenemos:

- La actividad minera informal
- El sobrepastoreo de praderas altoandinas
- El cambio de uso de suelo por crecimiento de las áreas agropecuarias, crecimiento urbano y desarrollo de infraestructura
- Deficientes sistemas de saneamiento
- Caza y pesca furtiva

3.4. Características de la central hidroeléctrica Quitaracsa I[25]

La infraestructura, cuyas obras hidráulicas principales se desarrollaron básicamente en terrenos de vertientes montañosas y escarpados sin uso anterior. La casa de máquinas se encuentra en la zona de Huallanca a una cota de 1 474 msnm, mientras que las obras civiles de cabecera están en la zona de Shapiringo, situada entre la confluencia del río Quitaracsa y la quebrada San Mateo a 2 375 msnm (Figura 32).

Figura 32. Río Quitaracsa y quebrada San Mateo
Fuente: Elaboración propia

La central hidroeléctrica Quitaracsa I, está muy próxima a la localidad de Huallanca donde se sitúa la central hidroeléctrica Cañón del Pato, aprovecha el potencial hidroeléctrico de la cuenca del río Quitaracsa –que es afluente del río Santa– para aprovechar el desnivel existente entre la zona de la bocatoma Quitaracsa I y la casa de

[24] (Villanueva, 2011)
[25] (Tecnología minera, 2015)

máquinas en caverna. La construcción se inició en Diciembre de 2010 y culminó en Julio de 2015.

La central hidroeléctrica Quitaracsa I cuenta con una bocatoma de captación con una longitud de 40 m y ancho de 25 m que está conformada por el canal de purga, canal de aliviadero, caseta de control de 9,50 x 15,0 m. En esta zona está ubicado el canal de faja transportadora, canal de purga (limpia) y caudal ecológico.

Luego de captar el agua en la bocatoma, ésta pasa por la galería de captación de 58,17 m hasta llegar al desarenador de 90 m de longitud, 14,30 m de ancho y una altura de 15,0 m, considerando 2 cámaras de sedimentación o naves desarenadoras, que se conectan con el canal de purga con una longitud de 180 m, donde se evacúan los finos hacia el río Quitaracsa; luego del desarenador, el agua pasa por el pique de caída el cual tiene un diámetro de 11,80 m y una altura 50 m.

El agua es conducida por el túnel de baja presión y continúa por el túnel de presión con una mayor pendiente hasta la casa de máquinas, con una longitud de 6,04 km, con cota de inicio de 2 319,01 msnm y cota final de 1 475,03 msnm; a los 2,5 km se encuentra ubicada una trampa de rocas.

La casa de máquinas tiene una extensión de 15,70 m, un ancho de 41,7 m y una altura promedio de 20 m, donde también se ubica el edificio de control y además la estructura para el puente grúa. Además se han instalado dos generadores, cada uno de 56 MW y una tensión de generación de 13,8 kV. El agua turbinada es evacuada por el canal de descarga que tiene una longitud de 633 m y sección 3,60 x 7,45 m hacia el río Quitaracsa.

Adicionalmente, la central cuenta con una bocatoma pequeña que capta el agua de la quebrada San Mateo y la conduce hacia el embalse de regulación diaria por el canal de captación, el desarenador San Mateo con una nave desarenadora y tubería de presión de 900 mm de diámetro y 115 m de longitud. Dicho embalse o reservorio de 25 m de altura tiene una capacidad útil de 270 000 m^3 y está construido con un relleno de grava tipo terraplén sellado con geomembrana. El embalse se complementa con las siguientes estructuras: muros de contención, caseta de control, transformador y cámara de compuertas.

El agua almacenada en el embalse también es vertida por el túnel de conducción que tiene una pendiente de 17 % con un desnivel en la salida para darle mayor fuerza al caudal y se intersecta con el túnel de baja presión.

El proyecto central hidroeléctrica Quitaracsa I, tiene como propietario a EnerSur GDF Suez y proyectista a Pöyry Perú, tuvo una inversión aproximada de US$ 427 millones.

La Figura 33 muestra el esquema 3D de las obras de cabecera de la central hidroeléctrica Quitaracsa I en Shapiringo donde se puede apreciar desde aguas arriba a la bocatoma continuando por un túnel de captación que conduce hacia el desarenador Quitaracsa I, posteriormente se aprecia el pique de caída y a través del túnel de baja presión se conecta con el túnel de presión hacia la casa de máquinas en Huallanca.

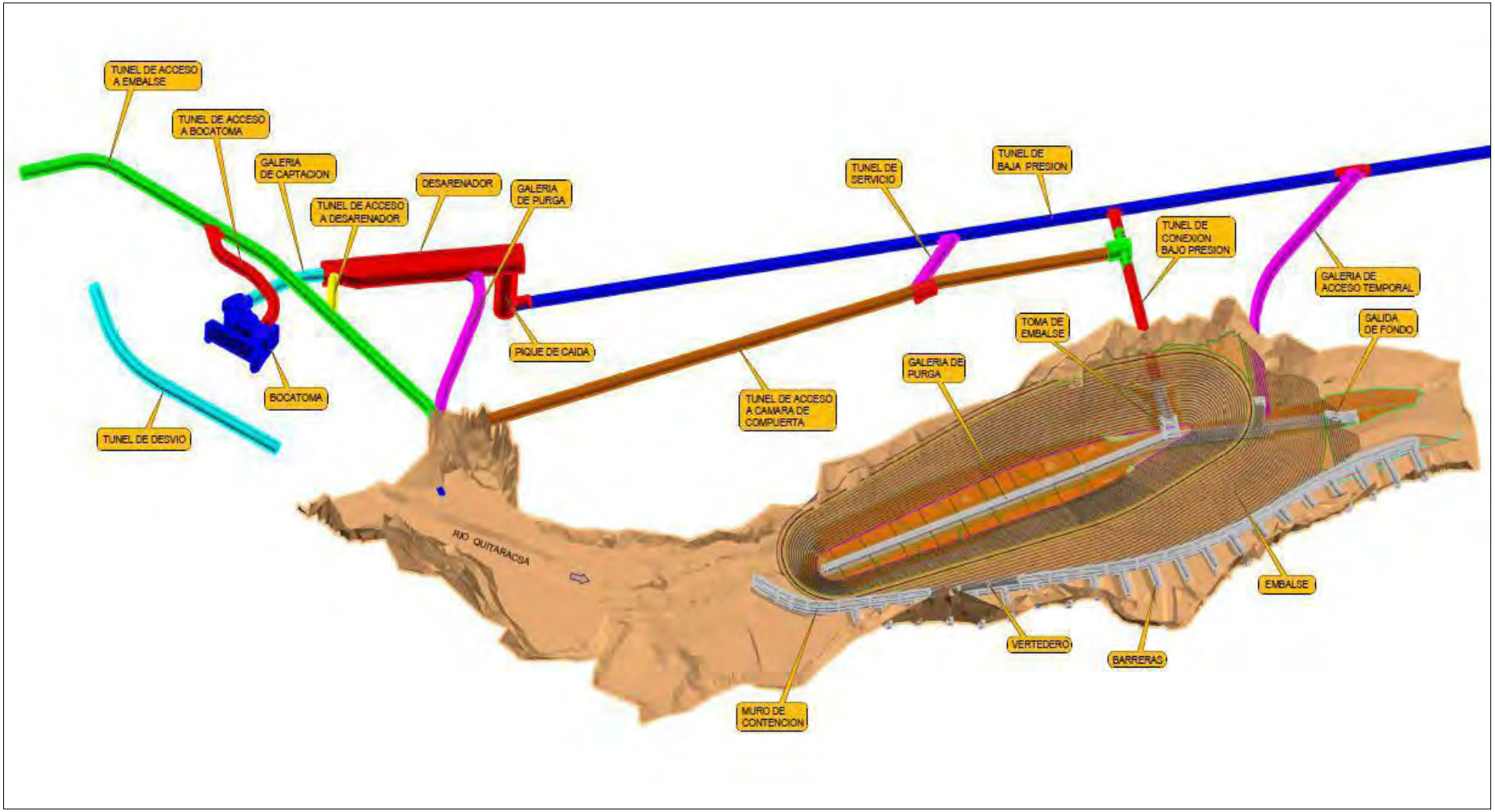


Figura 33. Esquema 3D de las obras de cabecera de la central hidroeléctrica Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2014

3.5. Secuencia de construcción de la central hidroeléctrica Quitaracsa I[26]

En Marzo de 2009, EnerSur adquirió Quitaracsa S.A., empresa propietaria de la concesión definitiva y los derechos de agua para el proyecto hidroeléctrico.

Entre Noviembre y Diciembre de 2010, se firmaron los contratos para la construcción e implementación de equipos electromecánicos de la central, iniciando la ejecución del proyecto en Enero de 2011.

En Marzo de 2011, se iniciaron los trabajos de excavación del túnel de acceso de la casa de máquinas en la cota más baja del proyecto en el Distrito de Huallanca en Ancash.

En Julio de 2011, se inició la excavación de la casa de máquinas y en Agosto 2011, comenzó la excavación del primer frente del túnel de conducción de la central.

En la Figura 34 se muestra la ubicación del túnel de acceso y la casa de máquinas en la cota más baja del proyecto.

Figura 34. Esquema 1 de construcción del proyecto Central Hidroeléctrica Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2014

En Noviembre 2011, se dio inicio a la construcción de la línea de transmisión de 13,8 kV.

En Junio 2012, comenzó la construcción de la línea de transmisión de alta tensión de 220 kV.

En Setiembre de 2012, llegaron al proyecto el puente grúa de la casa de máquinas y los distribuidores de las turbinas.

En Octubre del 2012, se inició la movilización vía helicópteros hacia la zona de Shapiringo, cota más alta del proyecto, para preparar las obras de excavación del segundo frente del túnel de conducción.

La Figura 35 muestra las labores de traslado de maquinarias en partes desde Huallanca hacia Shapiringo vía helicóptero debido a que en ese momento no se contaba con una ruta de acceso directo hacia Shapiringo.

[26] (ENGIE Energía Perú, 2014)

Figura 35. Movilización vía helicópteros a Shapiringo
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2014

En Marzo de 2013, comenzó el trabajo de excavación del túnel de conducción en el segundo frente desde la zona de Shapiringo.

En Abril de 2013, se inició la construcción de la carretera de acceso a la zona de Shapiringo, en ese mismo mes, se completó el reforzamiento de nueve puentes y reemplazo de dos nuevos puentes en la ruta entre Chimbote y Huallanca.

En Mayo de 2013, se culminó la excavación de la casa de máquinas y caverna de transformadores.

En Setiembre 2013, culminaron los trabajos de montaje de los distribuidores y carcasas de las unidades 1 y 2.

En Setiembre 2013, se terminó la carretera de acceso a Shapiringo y con ello se dejó el uso de helicópteros como transporte de personal y equipos a la zona luego de 14 meses.

En Enero de 2014, se dio inicio a los trabajos de obras hidráulicas con la desviación del río Quitaracsa y posterior construcción del muro de contención.

En Febrero de 2014, se completó el montaje de los aproximadamente 2 000 metros de blindaje del túnel de conducción.

En Marzo de 2014, se culminó el montaje de las líneas de transmisión de media y alta tensión.

En la Figura 36 se muestra la carretera de acceso a la zona de Shapiringo y el Frente N° 2 del túnel de conducción.

Figura 36. Esquema 2 de construcción del proyecto central hidroeléctrica Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2014

En Abril de 2014, llegaron al proyecto los dos generadores y los dos transformadores principales que servirán para generar la energía y elevar el nivel de la tensión eléctrica de 13,8 kV a 220 kV, ese mismo mes se completaron las obras civiles en la casa de máquinas.

En Julio de 2014, se completaron los trabajos de excavación del túnel de conducción de 6,04 km, que llevará el agua desde la zona del embalse hasta la casa de máquinas de la central. Los dos frentes del túnel de conducción se intersectaron en la progresiva 1+582,5 km. desde la zona del embalse en Shapiringo.

En la Figura 37 se muestra la intersección de los Frentes N° 1 y 2 en el túnel de conducción, lo que representaba el cierre de uno de los Hitos del proyecto.

Figura 37. Final de la excavación en túnel de conducción, progresiva 1+582,5 km
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2014

En Setiembre de 2014, se inició la ejecución del embalse y su canal de purga junto con el desarenador y bocatoma Quitaracsa I, y el pique de caída.

En Noviembre de 2014, se inició el revestimiento del pique de caída de aproximadamente 50 m de alto y 12 m de diámetro con encofrado deslizante, en ese mismo mes se iniciaron los trabajos del relleno del embalse.

En Enero de 2015, se culminaron los trabajos del desarenador y se dio inicio a la construcción del canal de purga del desarenador Quitaracsa I. Con ello, se inició la construcción de la bocatoma y desarenador de la quebrada San Mateo. Culminando los trabajos de obras civiles en Abril de 2015.

En la Figura 38 se muestra la excavación de la caverna del desarenador Quitaracsa I. Los hastiales y bóveda de la caverna fueron sostenidos con pernos de anclaje y rellenados con shotcrete.

Figura 38. Caverna del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

La central hidroeléctrica Quitaracsa I, permitirá un mayor balance en la diversificación del portafolio de generación de EnerSur, así como una mayor confiabilidad en el Sistema Eléctrico en el Norte del país.

Para la ejecución del proyecto se ha demandado más de 2 000 puestos de trabajo al mes entre mano de obra calificada y no calificada trabajando en doble horario en los picos de producción.

Así mismo, EnerSur invirtió más de 4 millones de dólares en obras para la comunidad y proyectos sociales, siendo los más importantes, compensación por usos de terreno de la comunidad, mejoramiento de canales de riego y la construcción de reservorios para la agricultura local, la construcción de una carretera de 19 km y su mantenimiento a lo

largo de 50 km. y un puente carrozable, entre otros proyectos educativos y de salud para la comunidad.

La construcción de la central se ejecutó cumpliendo estrictamente con todas las normas medio ambientales exigidas por ley, asegurando así, el mínimo impacto en el entorno y en las comunidades. Así mismo, se vigiló y supervisó la seguridad y salud de los trabajadores involucrados en la construcción.

El equipo humano que trabajó detrás de este importante reto, fue el motor y el corazón del proyecto, personas que a pesar de la distancia y los desafíos que involucra un proyecto de este tipo, mantuvieron un alto nivel de profesionalismo y compromiso para llegar a la meta.

En el Anexo A se muestran fotografías de la construcción de las obras hidráulicas de la central hidroeléctrica Quitaracsa I.

Capítulo 4

Diseño del desarenador Quitaracsa I

En este capítulo se verifica las dimensiones del desarenador Quitaracsa I en base a fórmulas matemáticas y experimentales. Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula, es decir que se supone que todas las partículas de mayor tamaño al escogido deben depositarse en el desarenador y eliminadas luego mediante un proceso de purga. El cálculo para el diseño de un desarenador se puede realizar con un proceso simple, sin embargo es de gran importancia calcular correctamente la velocidad de caída de los sedimentos. Incluso, muchos utilizan fórmulas de velocidad de caída que sólo están en función del diámetro de la partícula, lo que tiene como consecuencia, diseñar un desarenador con igual valor de velocidad de caída en Puno y en Piura. Las experiencias en el IHHS de la Universidad de Piura han demostrado que la viscosidad influye notablemente en la velocidad de caída.

La altura de agua en el desarenador es otro factor que debe ser considerado en el diseño para que no cause remanso en el canal de ingreso, de lo contrario, provocaría sedimentación en el canal. El valor de la velocidad de caída aumenta considerablemente cuando se presenta turbulencia y vórtices en el desarenador, y por consiguiente, disminuirá la eficiencia. La concentración de sedimentos aumenta el valor de la velocidad de caída, por lo que si tenemos valores de concentración en el desarenador mayores a 2 g/l, debemos considerar una mayor longitud de naves desarenadoras (Reyes, 2014).

Adicionalmente en este capítulo se han comparado las dimensiones teóricas con el diseño real, realizando un análisis de la longitud, velocidad y eficiencia de operación del desarenador. La operación del desarenador es otra fase importante, por ejemplo, si dejamos acumularse demasiados sedimentos dentro de la nave, estaríamos reduciendo el área de la sección transversal y por consiguiente el valor de la velocidad aumenta y disminuye la eficiencia (Reyes, 2014).

4.1. Desarenadores con fines de irrigación

La mayor parte de estos desarenadores se diseñan para remover partículas iguales o mayores a 0,2 mm. En la Tabla 3 se muestra la clasificación del suelo por el tamaño de sus

partículas y podemos concluir que la finalidad del desarenador es garantizar que gravas, arena gruesa y arena media no entren al sistema de riego.

Tabla 3. Clasificación del suelo por el tamaño de sus partículas

Nombre	Tamaño en mm
Arcilla	Menor que 0,002
Limo fino	0,002 a 0,006
Limo medio	0,006 a 0,02
Limo grueso	0,02 a 0,06
Arena fina	0,06 a 0,2
Arena media	0,2 a 0,6
Arena gruesa	0,6 a 2
Grava	2 a 100

Fuente: Reyes, 2014

Esto nos señala que los desarenadores para la irrigación no extraen limos ni arcillas, ya que estos mejoran la calidad del suelo. Debe mencionarse que por razones económicas, para este tipo de proyectos, no es muy factible diseñar desarenadores que remuevan las arenas finas a pesar que tienen algún efecto negativo para los suelos.

4.2. Diseño de desarenadores para centrales hidroeléctricas

A continuación se mencionará paso a paso los criterios para diseñar un desarenador para una central hidroeléctrica.

4.2.1. Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar[27]

No existe actualmente una profunda investigación para determinar el diámetro máximo de las partículas que podrá pasar por una turbina sin que acelere el desgaste.

En centrales hidroeléctricas el diámetro puede calcularse en función de la caída (Tabla 4), o en función del tipo de turbina (Tabla 5).

Tabla 4. Diámetro de partícula en función de la altura de caída

Diámetro de partículas (mm)	Altura de caída (m)
0,1 - 0,3	Mayor a 500
0,3 - 0,5	300 – 500
0,5 - 0,6	200 – 300
0,6 - 1,0	100 – 200

Fuente: Nozaki, 1986

[27] (Nozaki, 1986)

Tabla 5. Diámetro máximo de partícula según el tipo de turbina

Tipo de turbina	Diámetro máximo de partícula
Pelton	0,2 - 0,4 mm
Francis	0,4 – 1,0 mm
Kaplan	1,0 – 3,0 mm

Fuente: Nozaki, 1986

4.2.2. Cálculo de la velocidad del flujo en las naves del desarenador[28]

La velocidad en un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0,2 y 0,6 m/s.

La elección puede ser arbitraria o puede realizarse utilizando la fórmula de Camp.

$$V = a\sqrt{d} \text{ (cm/s)}$$

Donde:

d = diámetro de partícula seleccionada en el diseño (mm)

a = constante en función del diámetro (Tabla 6)

Tabla 6. Constante "a" en función del diámetro de partícula

a	d (mm)
51	< 0.1
44	0,1 – 1
36	> 1

Fuente: Villón, 2005

Desde este punto, conocido el caudal que circulará por las naves del desarenador y definida la velocidad de flujo, es posible determinar el área de la sección $A = Q/V$.

Otra manera de obtener el área de sección de las naves del desarenador es asumir una velocidad de flujo igual a 0,5 m/s, luego calcular la velocidad de caída teórica con 100 % de eficiencia y encontrar la longitud del desarenador luego de iterar y usar el diagrama de Camp.

4.2.3. Cálculo de la velocidad de sedimentación ω en aguas tranquilas[29]

Para este aspecto, existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas, algunas de las cuales consideran la densidad del material a sedimentar ρ_s (g/cm^3) y la densidad del agua turbia ρ_ω (g/cm^3).

Para estimar la velocidad de sedimentación se tiene:

a) La Tabla 7 preparada por Arkhangelski, que permite calcular ω (cm/s) en función del diámetro de partícula (mm).

[28] (Villón, 2005)
[29] (Villón, 2005)

Tabla 7. Velocidades de sedimentación "ω" calculados por Arkhangelski (1935) en función del diámetro de la partícula.

d (mm)	ω (cm/s)	d (mm)	ω (cm/s)
0,05	0,178	0,50	5,400
0,10	0,692	0,55	5,940
0,15	1,560	0,60	6,480
0,20	2,160	0,70	7,320
0,25	2,700	0,80	8,070
0,30	3,240	1,00	9,440
0,35	3,780	2,00	15,290
0,40	4,320	3,00	19,250
0,45	4,860	5,00	24,900

Fuente: Villón, 2005

b) La experiencia generada por Sellerio, la cual se muestra en el nomograma de la Figura 39, que permite calcular ω (cm/s) en función del diámetro (mm).

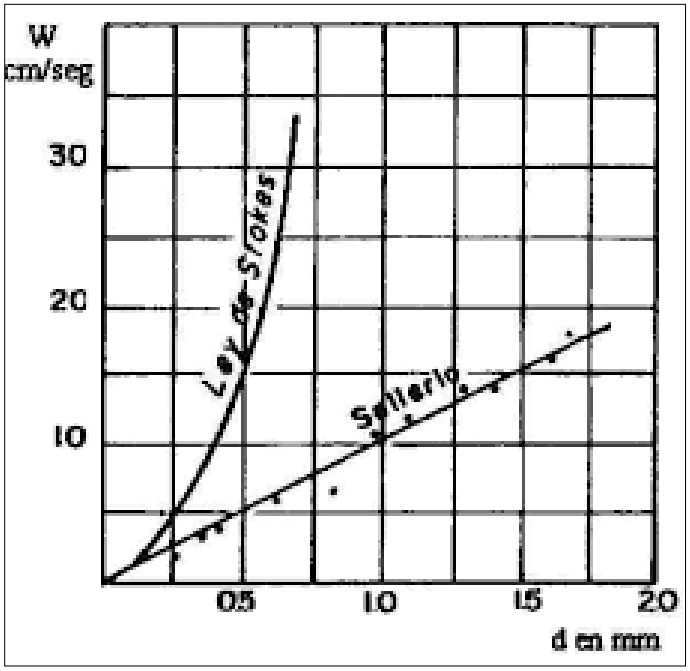


Figura 39. Nomograma de Sellerio y Ley de Stokes
Fuente: Villón, 2005

c) La fórmula de Owens

$$\omega = k\sqrt{d(\rho_s - 1)}$$

Donde:

ω = Velocidad de sedimentación (cm/s)

d = Diámetro de partículas (m)

ρ_s = Densidad del material (g/cm^3)

k = Constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos, sus valores se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Valores de la constante **k**

Forma y naturaleza	***k***
Arena esférica	9,35
Granos redondeados	8,25
Granos de cuarzo > 3 mm	6,12
Granos de cuarzo > 0.7 mm	1,28

Fuente: Villón, 2005

d) La fórmula de Scotti – Foglieni

$$\omega = 3{,}8\sqrt{d} + 8{,}3d$$

Donde:

ω = Velocidad de sedimentación (m/s)

d = Diámetro de la partícula (m)

e) La fórmula de Van Rijn[30]

El Telemac-Mascaret usa esta fórmula para calcular la velocidad de sedimentación para partículas de tamaño $0{,}2\text{ mm} < d_{50} < 2\text{ mm}$[31]. La velocidad de sedimentación es un parámetro importante en el transporte de sedimentos en suspensión no cohesivos.

$$\omega = \begin{cases} \dfrac{(s-1)gd_{50}^2}{18v} & Si, d_{50} \leq 10^{-4} \\ \dfrac{10v}{d_{50}}\left(\sqrt{1 + 0{,}01\dfrac{(s-1)gd_{50}^3}{v^2}} - 1\right) & Si, 10^{-4} \leq d_{50} \leq 10^{-3} \\ 1.1\sqrt{(s-1)gd_{50}} & Para\ los\ demás\ casos \end{cases}$$

[30] (Tassi & Villaret, 2014)

[31] En el manual del Telemac-Mascaret (Sysiphe), la fórmula presenta un error, sin embargo, en los comandos del modelo numérico este error no persiste. Las fórmulas que presenta la tesis son las correctas.

Donde:

ω = Velocidad de sedimentación (m/s)

s = ρ_s / ρ_0 es densidad relativa

v = Viscosidad cinética (m^2/s)

d = Diámetro de la partícula (m)

g = gravedad (9,81 m/s^2)

f) La fórmula de Rubey[32]

$$\omega = \left[\frac{2}{3}\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) gD + \frac{36v^2}{D^2}\right]^{1/2} - \frac{6v}{D}$$

ω = Velocidad de sedimentación (m/s)

ρ_s = Densidad del material (kg/m^3)

ρ = Densidad del agua (kg/m^3)

v = Viscosidad cinética (m^2/s)

D = Diámetro de la partícula (m)

g = gravedad (9,81 m/s^2)

4.2.4. Cálculo de las dimensiones de las naves del desarenador[33]

En la Figura 40 se muestra la sección longitudinal y transversal de una de las naves del desarenador a la izquierda y derecha respectivamente.

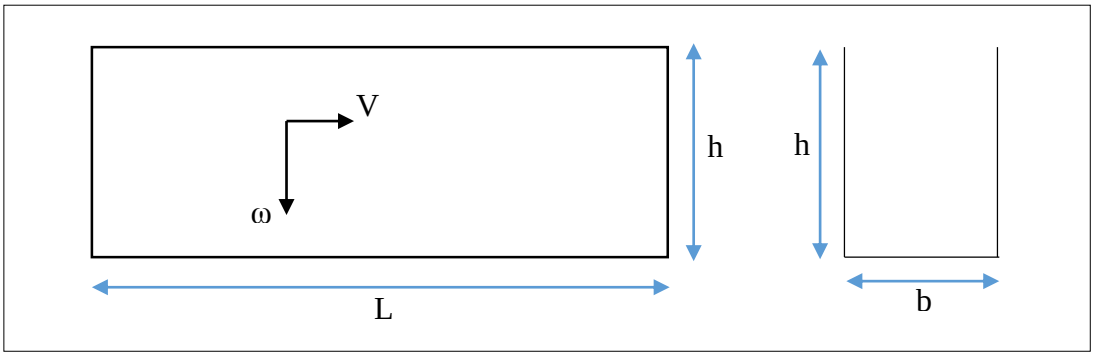


Figura 40. Esquema de la nave de un desarenador
Fuente: Villón, 2005. Elaboración propia

[32] (Wu, 2002)
[33] (Sparrow, 2008)

a) Despreciando el efecto turbulento sobre la velocidad de sedimentación

Caudal: $Q = bhV \rightarrow$ Ancho del desarenador: $b = Q/hV$

Tiempo de caída:

$$\omega = \frac{h}{t} \rightarrow t = \frac{h}{\omega}$$

Tiempo de sedimentación:

$$V = \frac{L}{t} \rightarrow t = \frac{L}{V}$$

Igualando y despejando L:

$$\frac{h}{\omega} = \frac{L}{V} \rightarrow L = \frac{hV}{\omega}$$

b) Considerando los efectos de retardo de la turbulencia

Con el agua en movimiento por la turbulencia, la velocidad de sedimentación es menor, e igual a (ω - ω'), donde ω' es la reducción de velocidad por efecto de la turbulencia. Por lo tanto, de la ecuación anterior tenemos:

$$L = \frac{hV}{\omega - \omega'}$$

En la cual se aprecia matemáticamente, que manteniendo las otras condiciones constantes, la ecuación proporciona una mayor longitud del desarenador.

Eghiazaroff, expresó la reducción de velocidad como:

$$\omega' = \frac{V}{5{,}7 + 2{,}3h} \quad (^{m}/_{s})$$

Levin, relacionó esta reducción con la velocidad del flujo y un coeficiente:

$$\omega' = \alpha V \quad (^{m}/_{s})$$

$$\alpha = \frac{0{,}132}{\sqrt{h}}$$

En el cálculo de desarenadores de bajas velocidades se puede realizar una corrección, mediante el coeficiente K, que varía de acuerdo a las velocidades de flujo en el desarenador, es decir:

$$L = K\frac{hV}{\omega}$$

Tabla 9. Coeficiente "K" para el cálculo de desarenadores con velocidades bajas

Velocidad del flujo (m/s)	*K*
0,20	1,25
0,30	1,50
0,50	2,00

Fuente: Villón, 2005

Tabla 10. Coeficiente "K" para el cálculo de desarenadores con velocidades altas

Tamaño de partículas a eliminar (mm)	*K*
1	1,00
0,50	1,30
0,25 – 0,30	2,00

Fuente: Villón, 2005

4.2.5. Cálculo de las dimensiones del vertedero[34]

De la ecuación de Francis para un vertedero rectangular sin contracciones, se tiene:

$$Q = CLh^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/s)

C = 1,84 (para vertederos de cresta aguda)

C = 2,00 (para vertederos de perfil Creager)

L = Longitud de la cresta (m)

h' = Carga sobre el vertedero (m)

Siendo el área hidráulica sobre el vertedero: $A' = Lh'$

La velocidad, por la ecuación de continuidad será:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{CLh'^{\frac{3}{2}}}{Lh} = Ch'^{\frac{1}{2}}$$

Por lo tanto, la carga sobre el vertedero será:

$$h' = \left(\frac{V}{C}\right)^2$$

[34] (Sparrow, 2008)

Para desarenadores, los vertederos de cresta aguda son los más usados, especialmente como aforador, por ser una estructura de fácil construcción e instalación. (Villón, 2005)

4.3. El desarenador Quitaracsa I

En esta parte, revisaremos el diseño y dimensionamiento del desarenador Quitaracsa I basado en los criterios antes mencionados. Para ello se muestran planos y datos de laboratorio y campo adicionales que nos servirán para verificar el diseño (Desde la Figura 41 hasta la Figura 52).

Además de conocer la ubicación, forma y dimensiones del desarenador Quitaracsa I, también se conoce la altura de caída para el diseño de la central hidroeléctrica que es 874 m, desde Shapiringo (cota más alta, donde se ubican las obras hidráulicas) hasta Huallanca (cota más baja, donde se ubica la casa de máquinas).

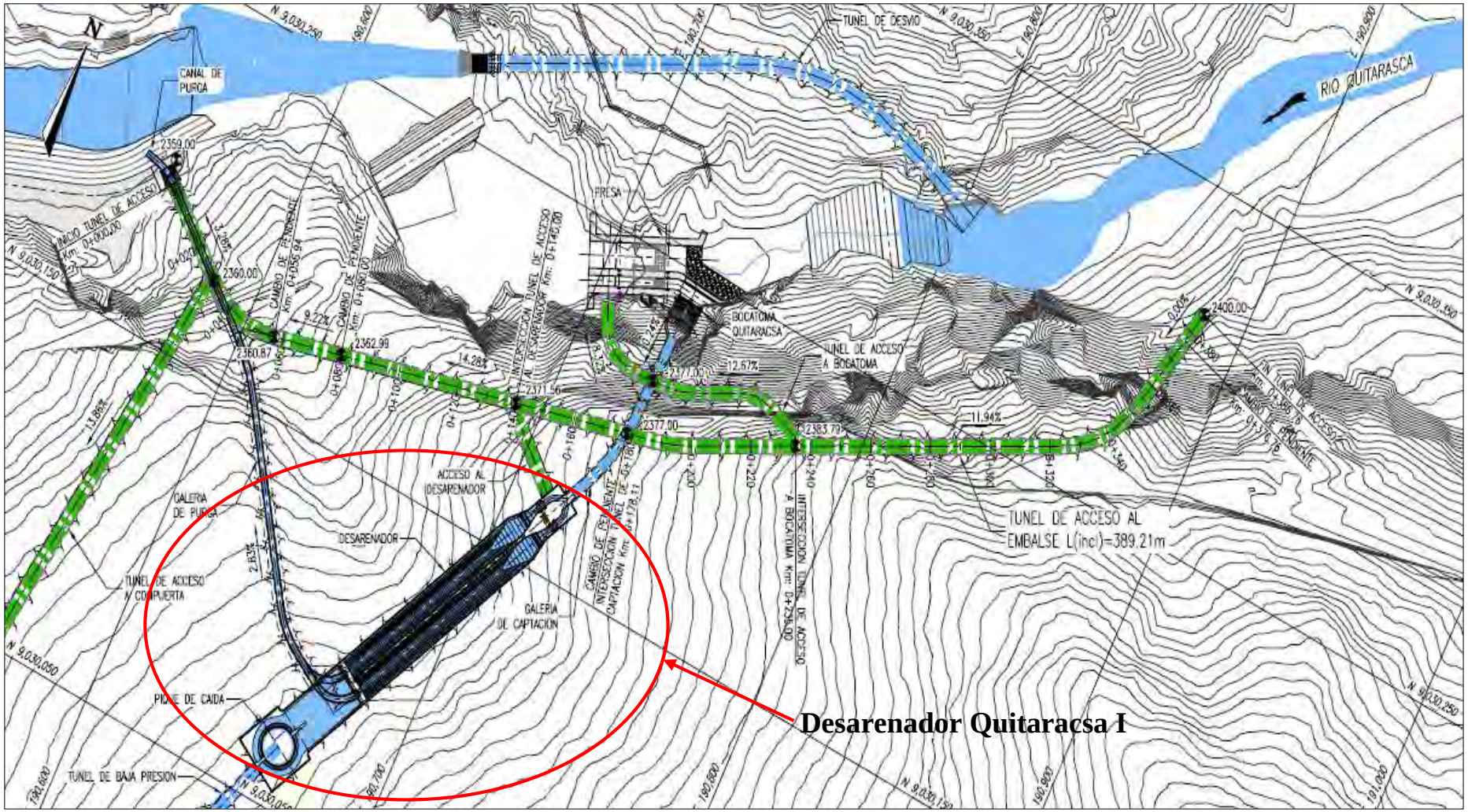


Figura 41. Planta del desarenador Quitaracsa I y obras hidráulicas cercanas
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

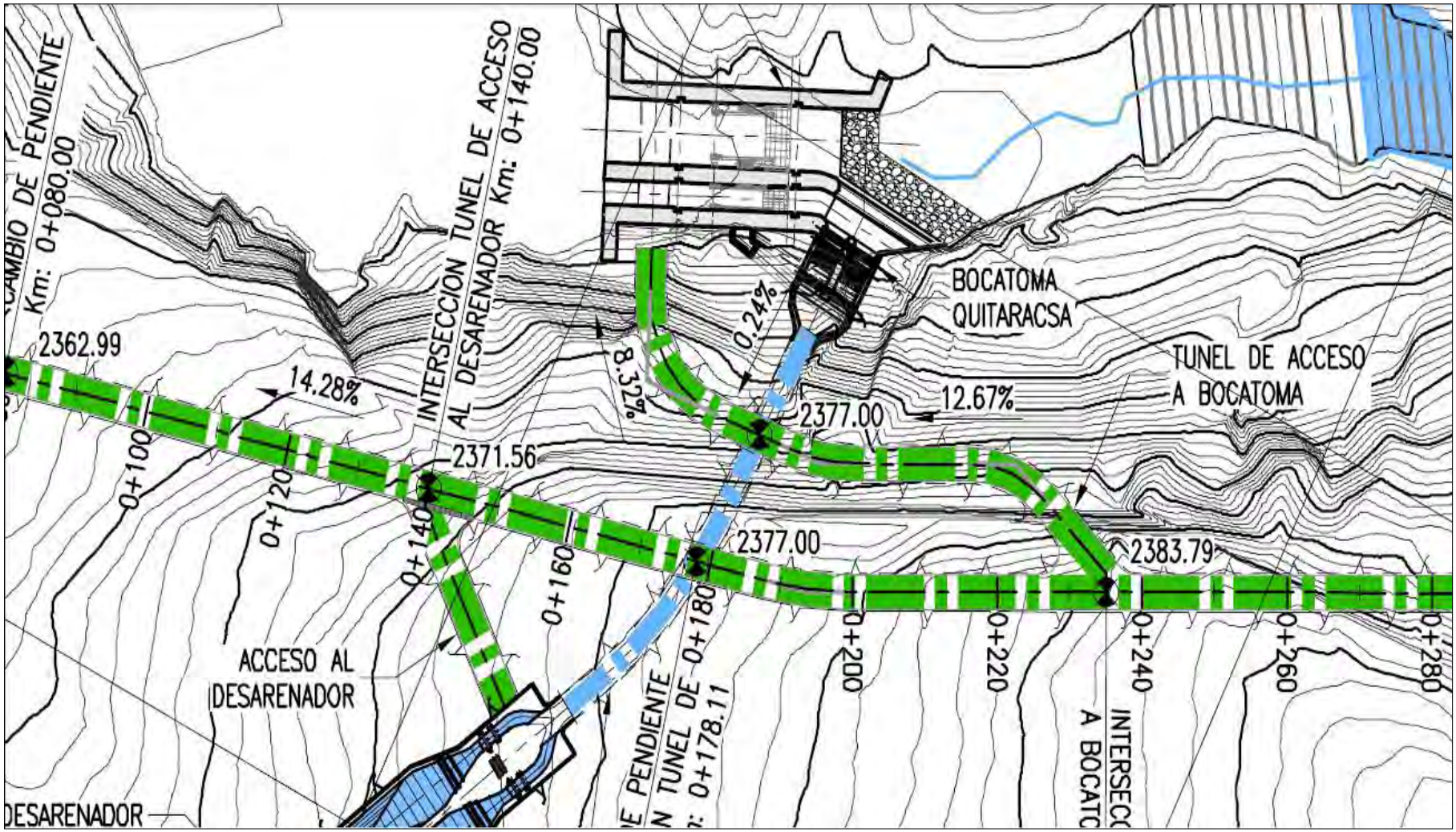


Figura 42. Planta de la galería o canal de captación del desarenador Quitaracsa I

Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

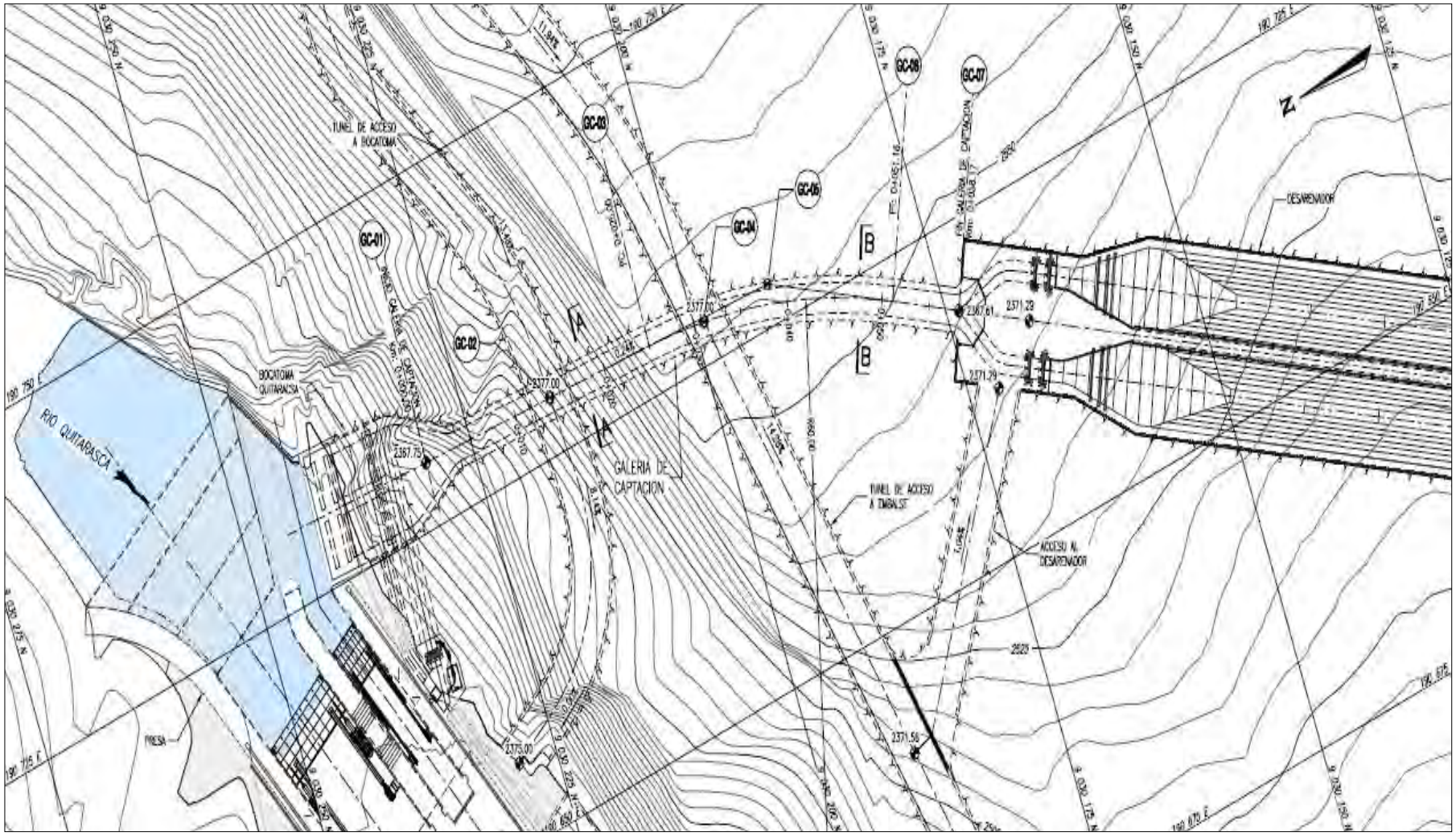


Figura 43. Planta de la bocatoma, cámara y canal de captación del desarenador Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

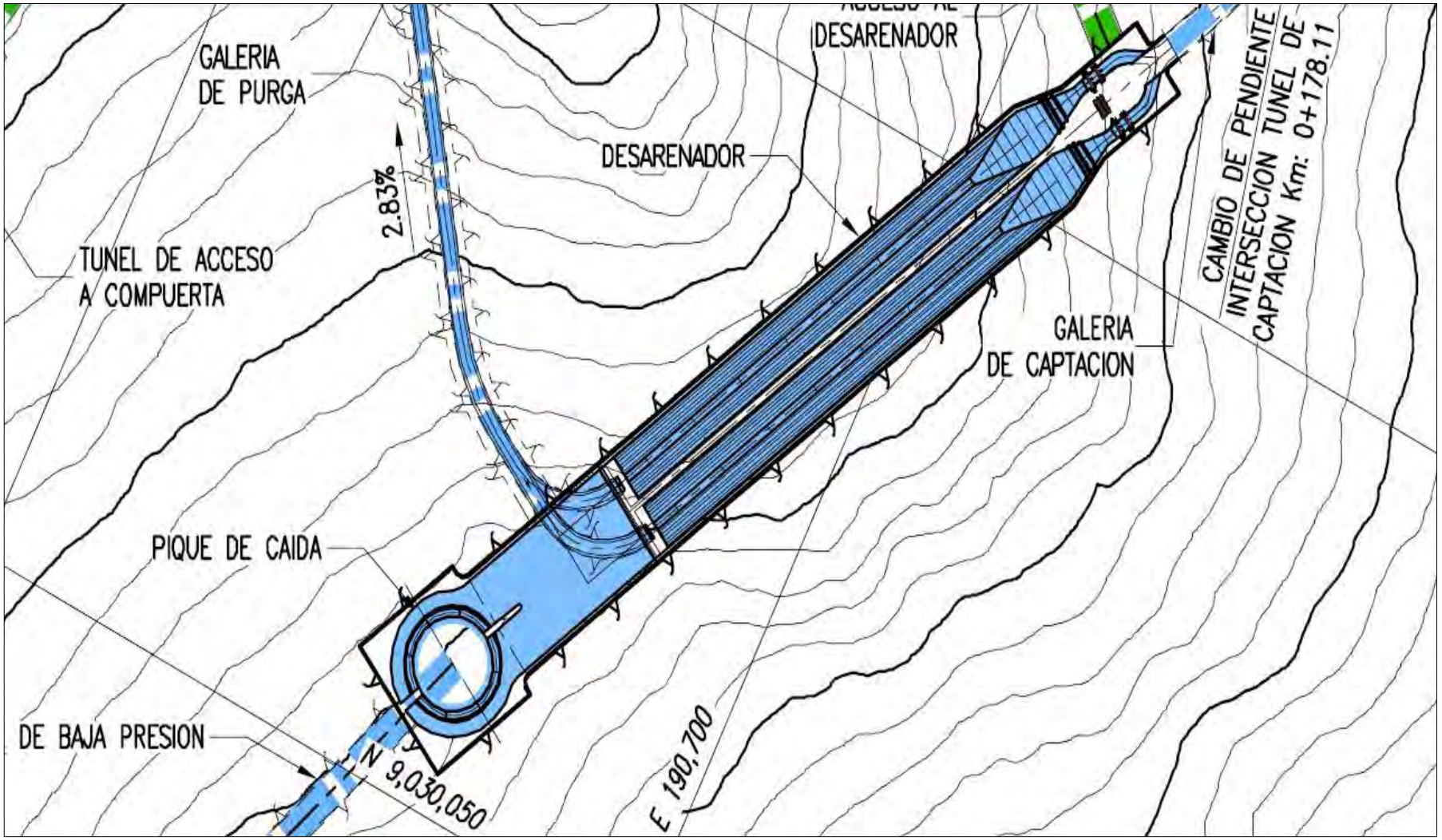


Figura 44. Planta del desarenador Quitaracsa I, canal de purga y pique de caída
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

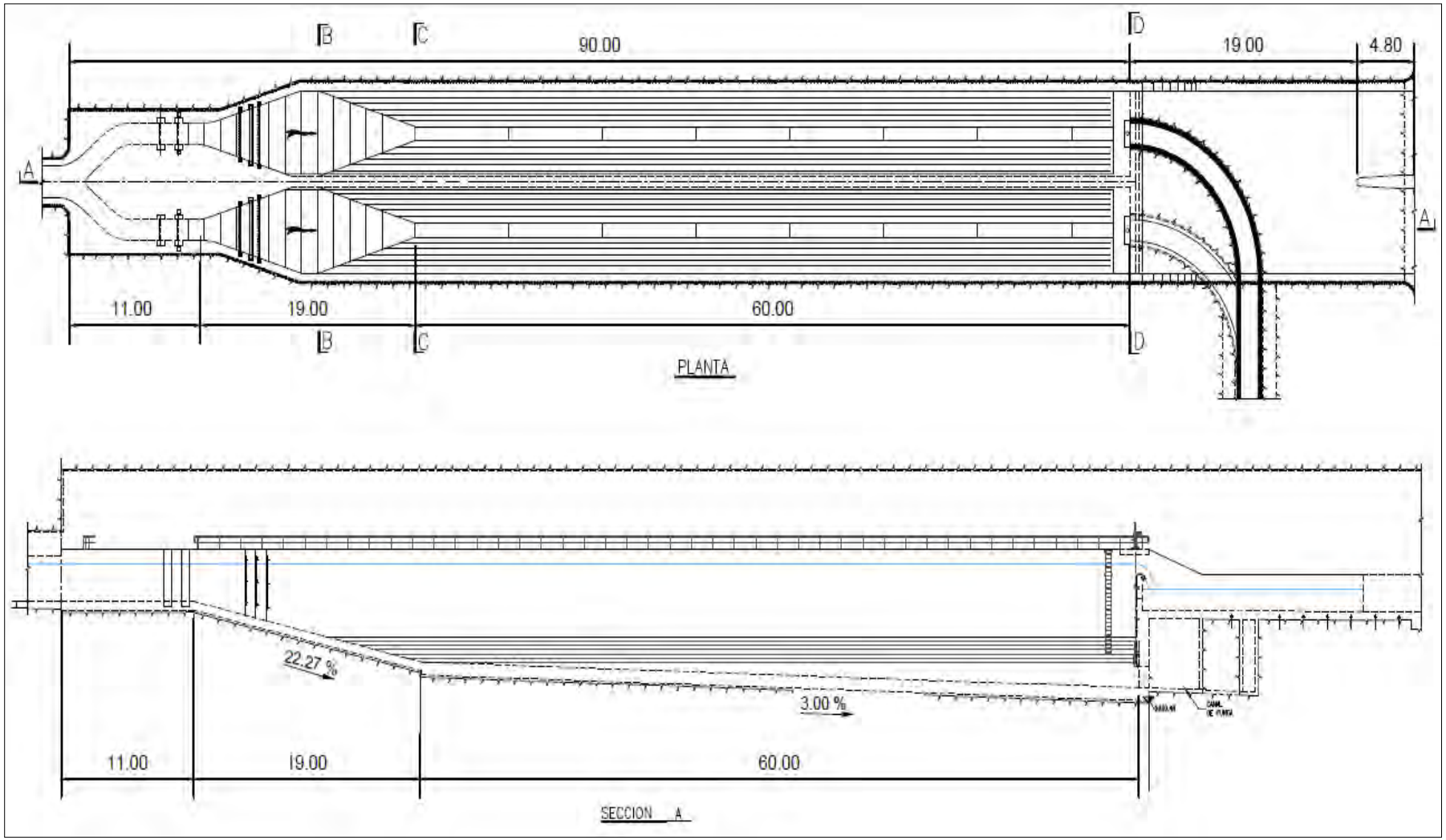


Figura 45. Plano de detalle del desarenador Quitaracsa I, vista en Planta y Sección A
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

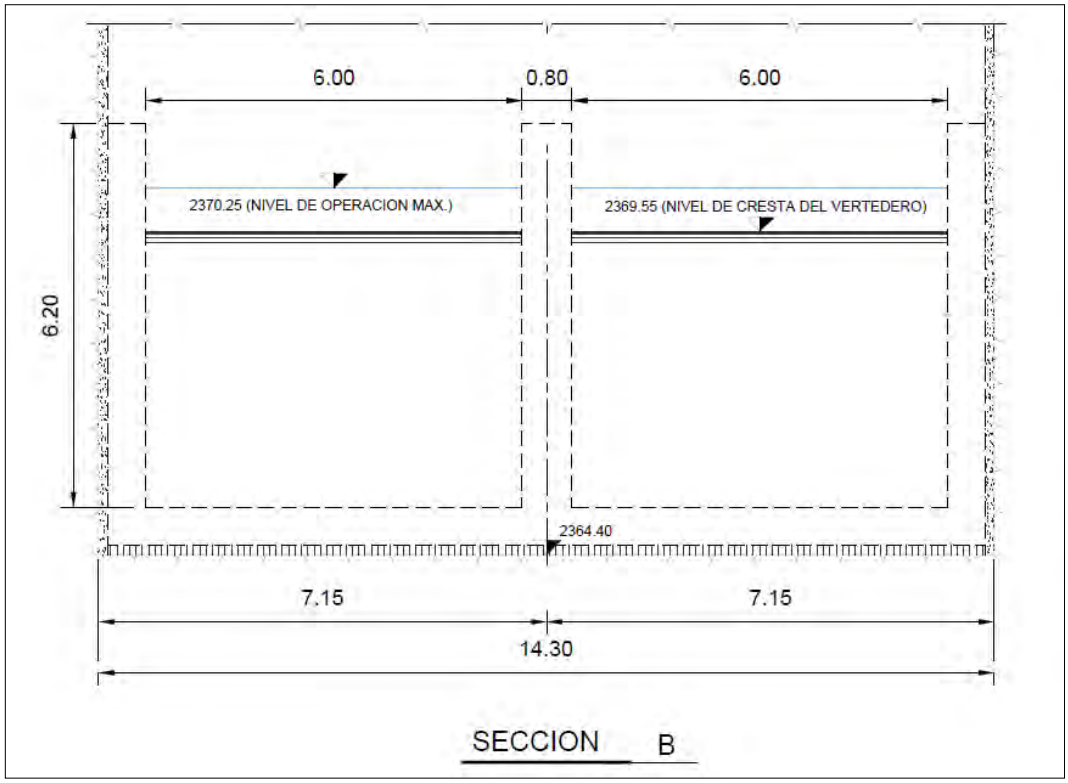


Figura 46. Plano de detalle del desarenador Quitaracsa I, Sección B
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

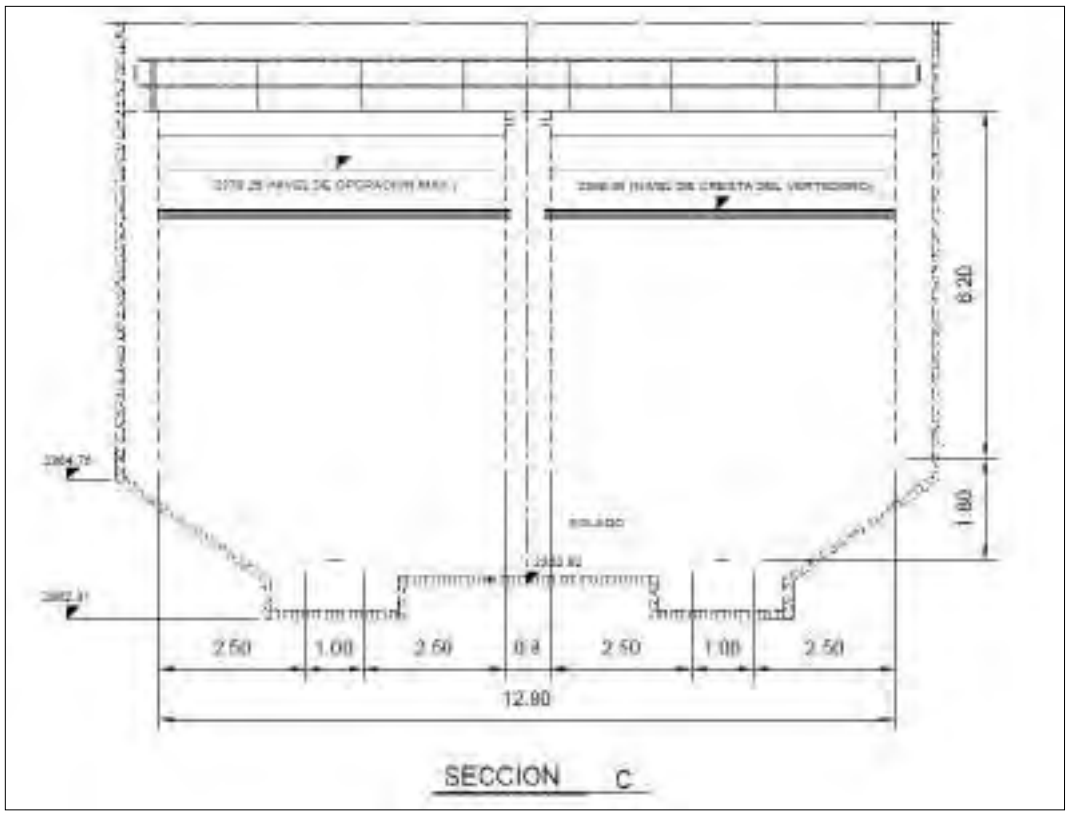


Figura 47. Plano de detalle del desarenador Quitaracsa I, Sección C
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

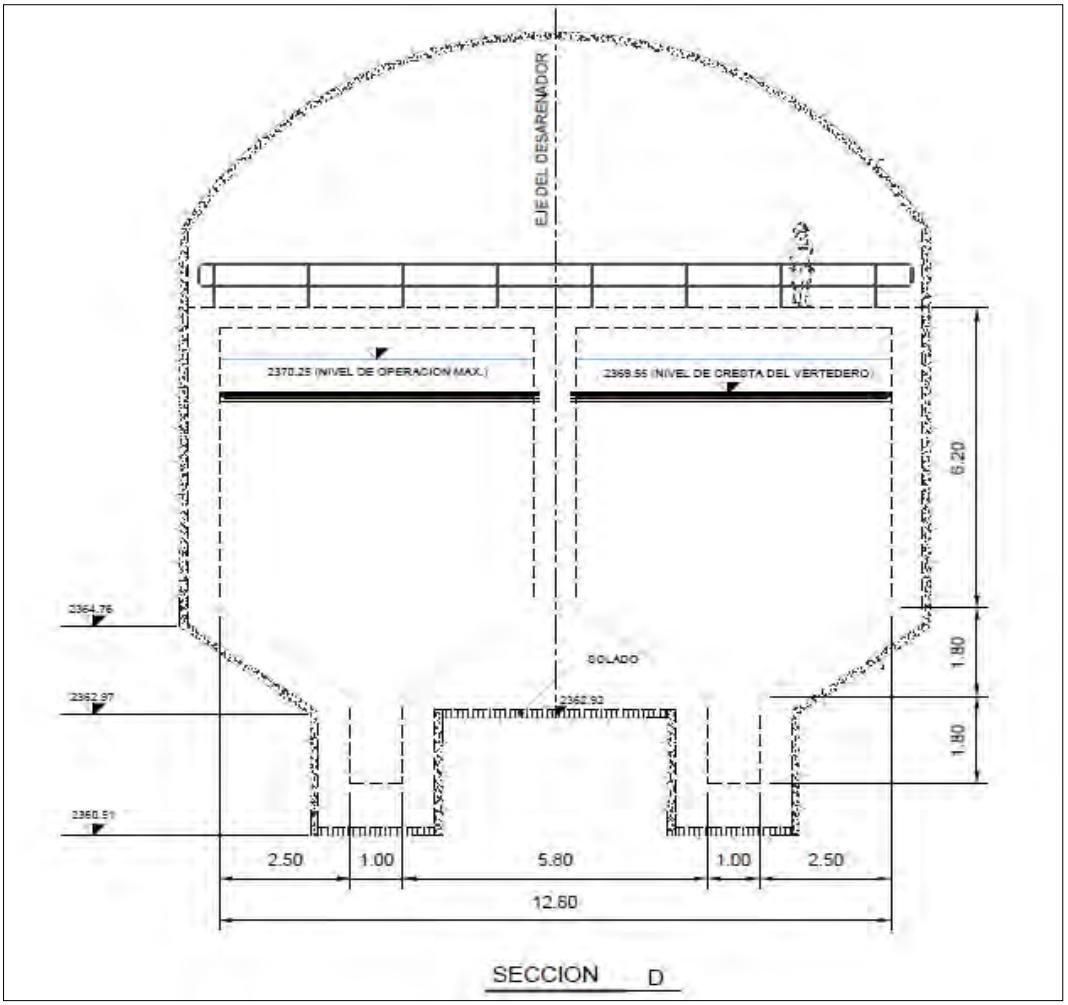


Figura 48. Plano de detalle del desarenador Quitaracsa I, Sección D
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

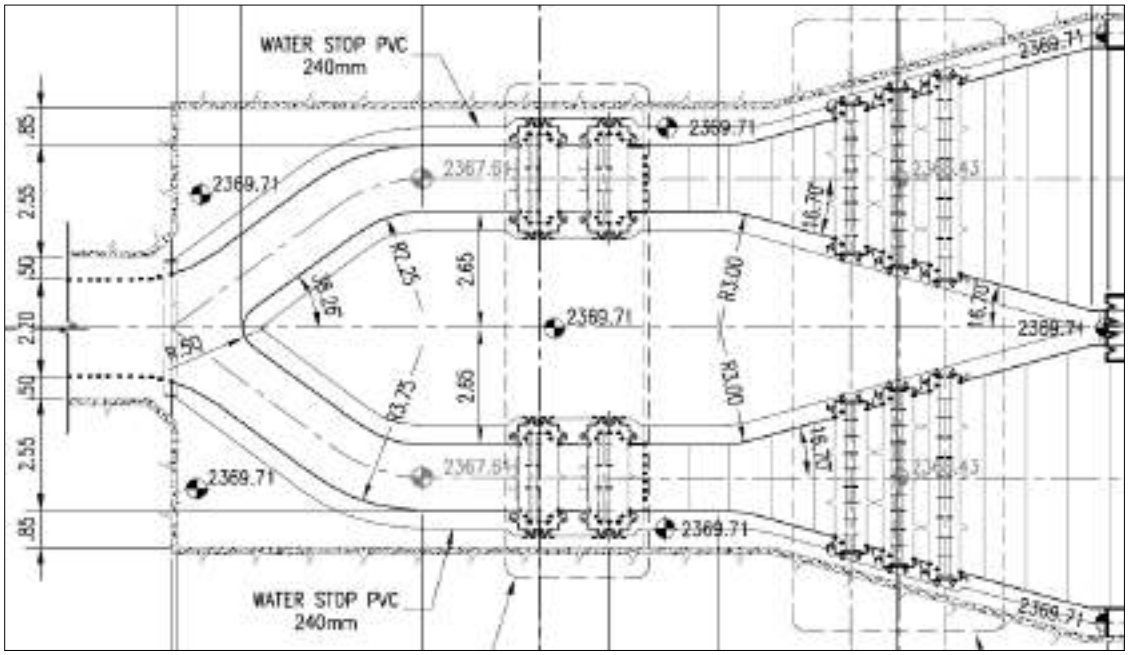


Figura 49. Plano de detalle 1 de la zona de transición del desarenador Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

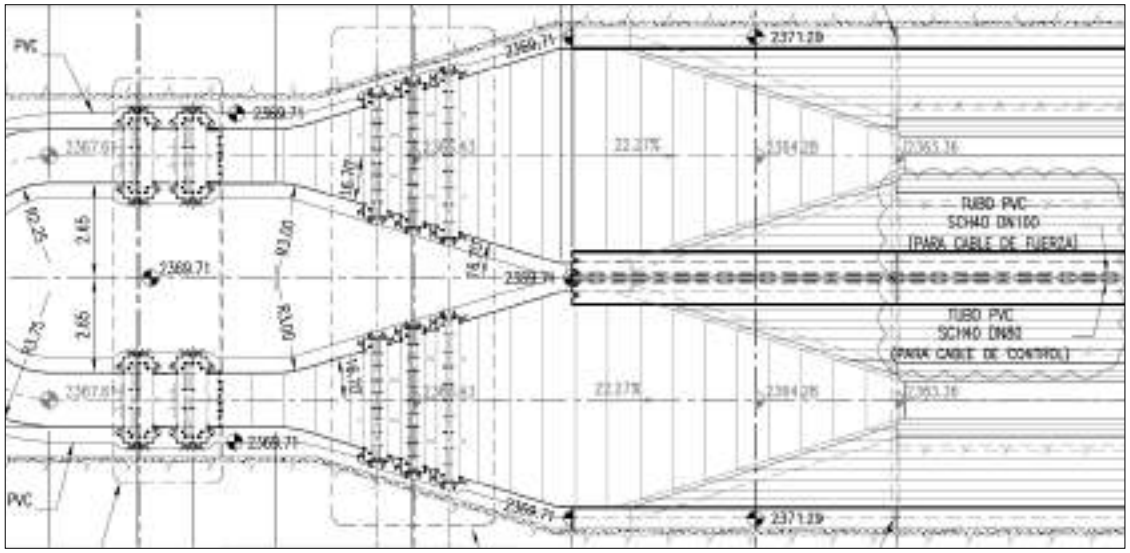


Figura 50. Plano de detalle 2 de la zona de transición del desarenador Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

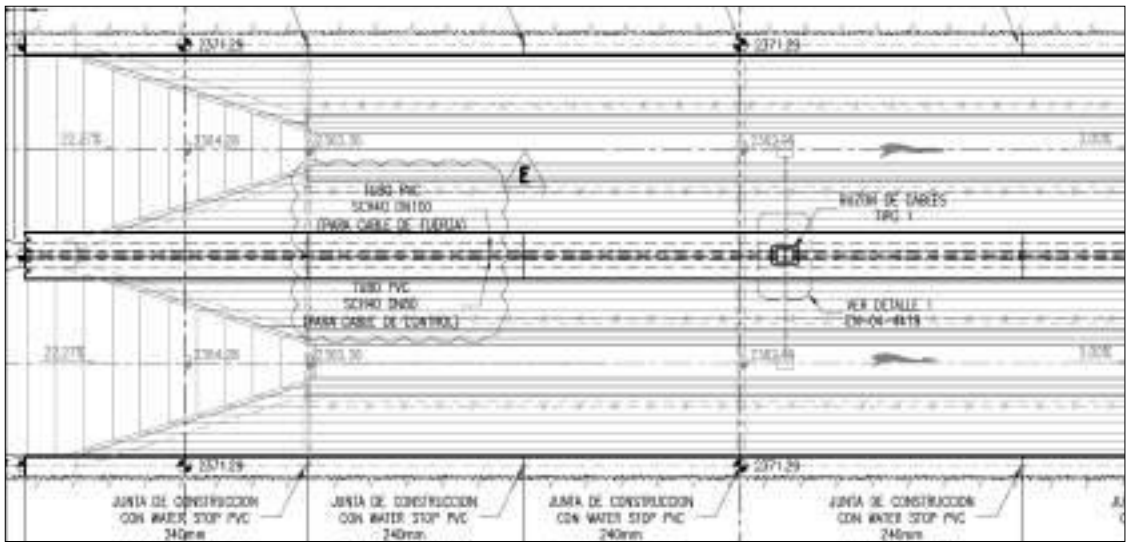


Figura 51. Planta de las dos naves del desarenador Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

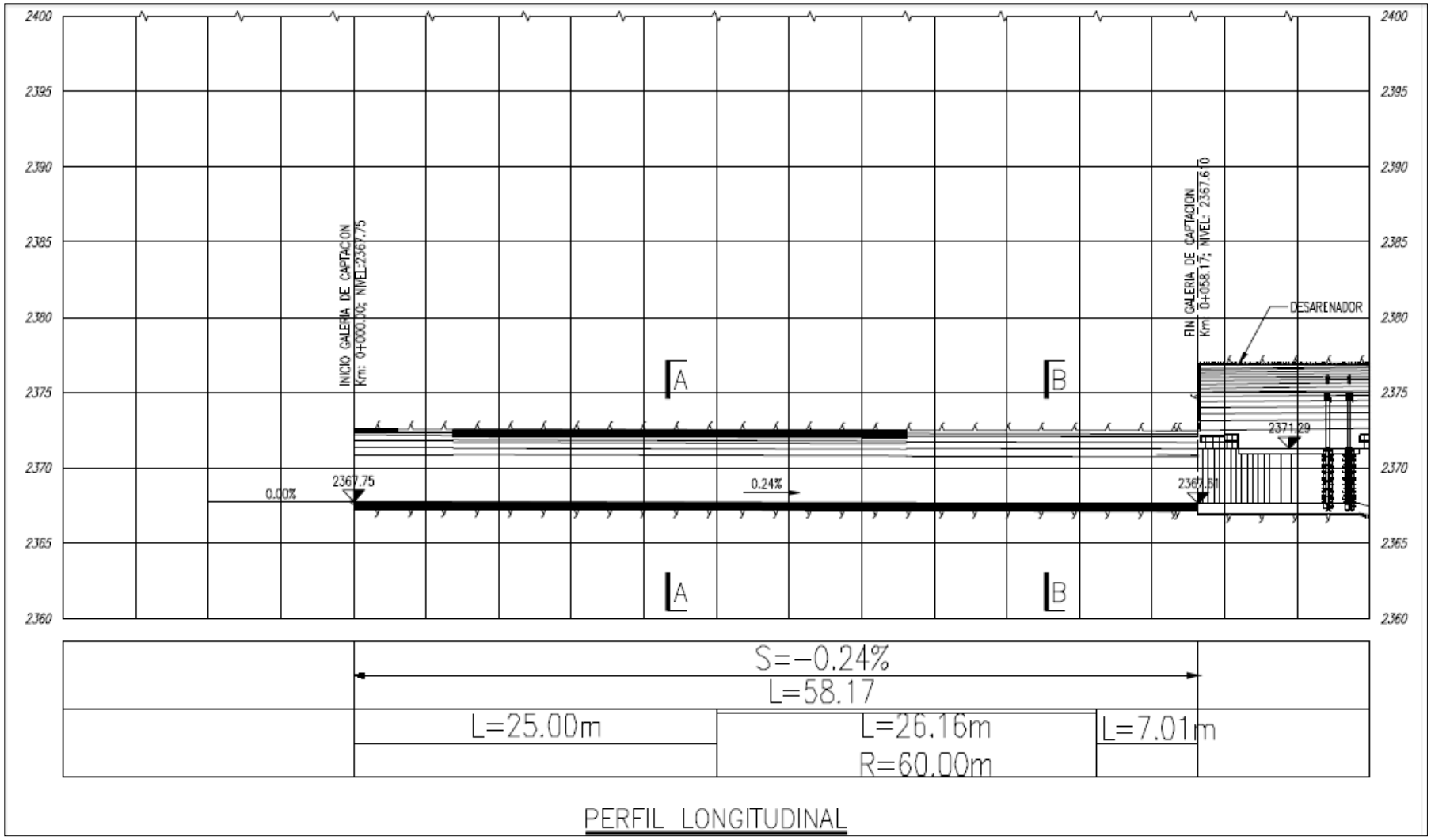


Figura 52. Perfil longitudinal del canal de captación del desarenador Quitaracsa I

Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

4.3.1. Curva de persistencia de caudales del río Quitaracsa

Es importante para la etapa de diseño, conocer la curva de persistencia de duración de caudales, también conocida como curva de persistencia o curva de caudales clasificados. La curva de persistencia nos indica el porcentaje del tiempo durante el cual los caudales han sido igualados o excedidos, además la curva indica el valor del caudal en función de la frecuencia de su ocurrencia. La curva de persistencia se puede construir a partir de caudales diarios, mensuales o anuales.

Para el caso de la central hidroeléctrica Quitaracsa I que capta las aguas del río del mismo nombre, se tiene el registro histórico de caudales disponibles mensuales de 41 años, desde 1953 hasta 1993, que se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11. Caudales disponibles para la central hidroeléctrica Quitaracsa I (m^3/s)

AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Prom
1953	11,4	15,0	15,0	15,0	8,1	5,4	3,3	4,6	5,7	6,9	12,3	15,0	9,8
1954	15,0	15,0	15,0	14,8	11,3	7,3	5,9	5,2	6,5	11,3	10,6	10,2	10,7
1955	13,3	15,0	15,0	14,4	12,0	8,0	5,8	5,4	6,3	8,0	7,9	10,8	10,2
1956	12,4	15,0	15,0	15,0	10,1	7,6	6,4	6,2	6,3	10,0	9,2	8,1	10,1
1957	8,9	15,0	14,1	14,7	10,2	6,6	4,7	5,0	5,6	8,7	11,8	11,2	9,7
1958	14,7	11,3	15,0	15,0	12,2	8,1	6,7	6,5	6,7	9,8	8,0	10,3	10,4
1959	10,6	15,0	15,0	15,0	9,1	6,5	5,0	5,0	5,1	7,9	7,4	12,4	9,5
1960	14,0	15,0	15,0	14,7	9,5	7,8	5,3	5,4	6,2	6,7	9,8	9,6	9,9
1961	15,0	15,0	15,0	15,0	11,7	8,5	5,6	5,2	5,2	5,9	11,0	12,2	10,4
1962	15,0	15,0	15,0	15,0	9,0	7,2	6,4	6,4	6,1	6,5	8,8	8,5	9,9
1963	12,1	14,5	15,0	15,0	9,1	6,7	5,1	5,1	5,3	6,4	9,7	13,2	9,8
1964	15,0	15,0	15,0	15,0	10,8	7,5	6,4	5,8	5,4	8,2	10,4	7,4	10,2
1965	8,3	14,9	15,0	14,7	9,3	5,9	4,8	4,5	6,6	10,4	9,5	15,0	9,9
1966	15,0	15,0	13,7	13,4	10,8	7,6	7,0	6,5	6,4	8,6	10,8	9,7	10,4
1967	15,0	15,0	15,0	14,0	8,3	6,2	4,9	4,3	4,8	14,3	8,2	7,1	9,8
1968	13,6	11,8	12,8	9,6	6,2	5,6	4,6	4,5	5,1	8,8	8,7	7,5	8,2
1969	6,9	12,4	15,0	15,0	9,3	7,6	5,9	5,8	5,5	7,7	9,0	13,9	9,5
1970	15,0	15,0	15,0	15,0	9,3	7,3	5,7	5,7	5,8	5,7	12,7	13,0	10,4
1971	15,0	15,0	15,0	13,0	8,6	7,3	5,9	5,2	5,3	6,7	7,7	13,8	9,9
1972	12,3	15,0	15,0	15,0	8,7	7,4	5,4	4,6	4,8	7,5	11,5	8,8	9,7
1973	14,4	15,0	15,0	15,0	12,0	9,9	8,1	5,9	6,7	11,0	12,7	12,6	11,5
1974	15,0	15,0	15,0	15,0	10,3	8,7	7,6	7,3	6,2	7,9	7,8	10,8	10,6
1975	15,0	15,0	15,0	15,0	13,3	7,3	5,4	5,5	6,9	9,3	8,5	7,4	10,3
1976	14,0	13,0	15,0	12,3	7,2	5,8	5,0	4,6	4,8	5,7	6,1	6,2	8,3
1977	13,4	15,0	15,0	12,1	8,6	6,5	5,1	5,5	5,2	6,3	8,7	7,9	9,1
1978	7,6	12,2	11,8	8,4	6,4	5,8	5,6	5,0	6,6	6,0	7,5	8,9	7,7
1979	7,9	14,7	15,0	11,8	8,2	6,4	5,8	5,6	5,6	6,2	8,4	8,3	8,7
1980	9,3	9,4	10,7	10,2	6,9	6,6	5,0	5,4	6,3	8,9	9,5	12,6	8,4
1981	11,0	15,0	15,0	11,5	7,0	5,6	4,9	4,6	4,0	7,3	13,4	15,0	9,5
1982	13,9	15,0	13,7	13,9	8,4	6,0	4,9	4,9	5,2	9,3	10,6	14,0	10,0
1983	15,0	12,4	15,0	15,0	10,6	9,4	11,2	13,1	12,3	13,2	10,6	7,2	12,1

AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Prom
1984	11,3	15,0	15,0	14,5	13,0	12,0	8,1	6,2	6,1	8,7	7,4	7,8	10,4
1985	9,0	12,4	12,2	13,1	8,2	6,6	6,2	5,7	7,2	7,6	8,1	8,4	8,7
1986	14,2	14,1	14,3	15,0	8,3	5,8	4,2	3,7	4,9	6,0	9,5	10,9	9,2
1987	15,0	15,0	15,0	11,1	8,1	6,0	5,4	5,2	5,8	5,4	8,5	10,7	9,3
1988	15,0	15,0	14,0	15,0	10,5	7,0	6,1	5,9	6,1	9,2	10,3	8,4	10,2
1989	14,5	15,0	15,0	15,0	9,0	7,5	4,8	4,9	6,0	10,0	7,6	8,2	9,8
1990	9,3	11,9	11,2	8,4	6,7	7,0	5,4	4,7	4,7	8,5	9,8	9,6	8,1
1991	10,1	12,5	15,0	10,7	10,1	7,5	6,3	6,5	6,2	8,4	10,4	11,4	9,6
1992	9,6	10,1	15,0	11,8	9,9	7,1	6,0	5,6	5,7	10,0	7,6	7,7	8,8
1993	12,1	15,0	15,0	15,0	10,1	7,3	5,5	4,2	6,3	8,0	9,4	15,0	10,2
MAX	15,0	15,0	15,0	15,0	13,3	12,0	11,2	13,1	12,3	14,3	13,4	15,0	13,7
Prom	12,6	14,1	14,5	13,6	9,4	7,2	5,8	5,5	5,9	8,3	9,4	10,4	9,7
MIN	6,9	9,4	10,7	8,4	6,2	5,4	3,3	3,7	4,0	5,4	6,1	6,2	6,3

Fuente: Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería , 2002, pág. 16

Con los datos de la Tabla 11, graficamos las curvas de los caudales máximos, mínimos y promedios entre los años 1953 y 1993 y la curva de persistencia de caudales como se muestran en las Figuras 53 y 54 respectivamente.

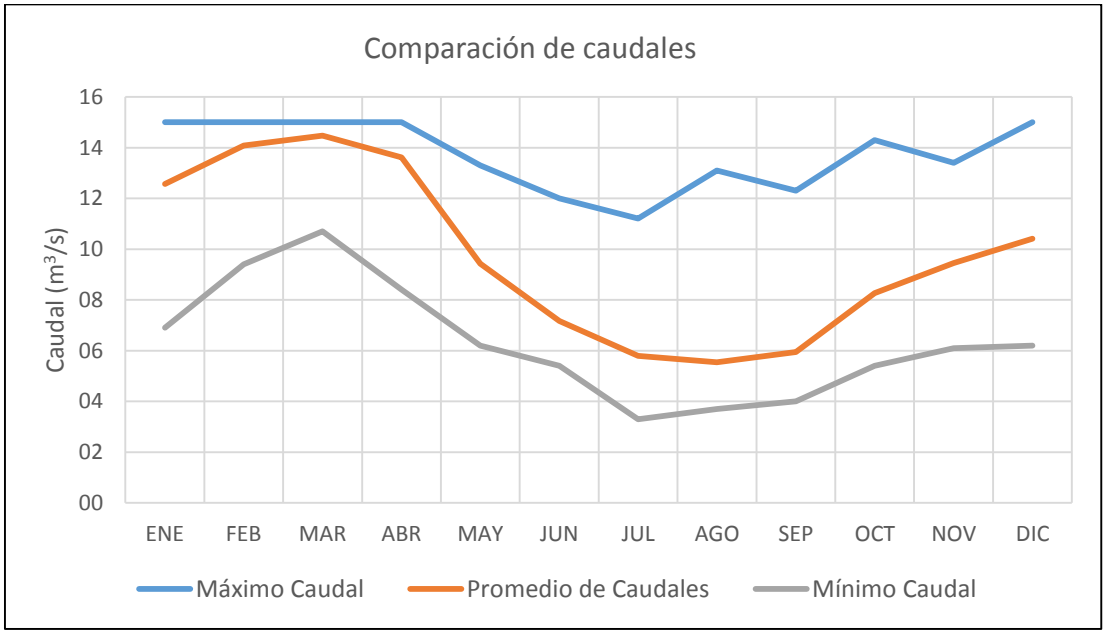


Figura 53. Comparación de caudales máximos, mínimos y promedios
Fuente: Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería , 2002. Elaboración propia

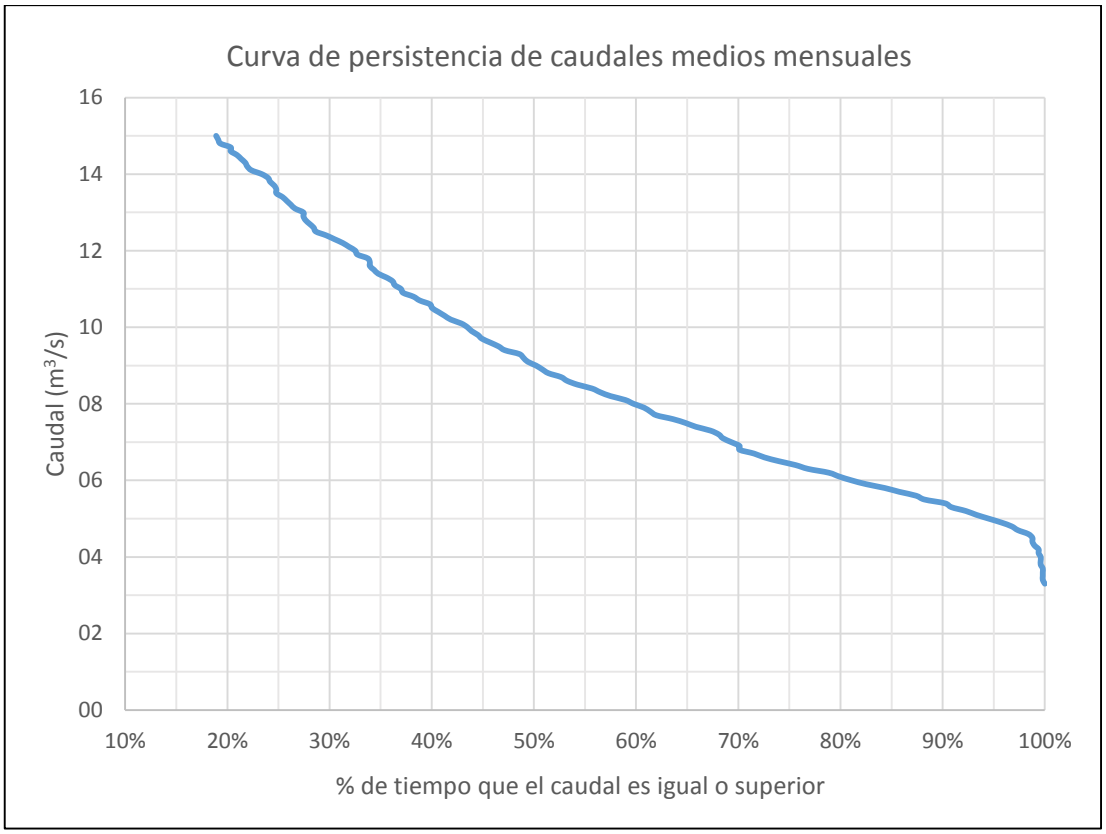


Figura 54. Curva de persistencia de caudales mensuales de la central hidroeléctrica Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Concentración de sedimentos del río Quitaracsa

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y posterior deposición del sedimento, dependen no sólo de las condiciones del flujo sino también de las propiedades del sedimento y por ello es necesario su estudio. Entre otras propiedades se considerarán a continuación la distribución granulométrica, densidad y concentración de sedimentos.

En la Figura 55 se muestra el diagrama fluvial de la cuenca del río Santa donde se puede apreciar la ubicación del río Quitaracsa dentro de la cuenca del río Santa y a todos los demás ríos que convergen en el río Santa hasta llegar al Océano Pacífico en la costa peruana. Cabe indicar que los números en los cauces indican progresivas en km desde la desembocadura.

En la Figura 56 se muestra la curva de duración de concentraciones diárias del río Santa en el periodo de 1978 a 1984 con datos obtenidos en la estación Condorcerro.

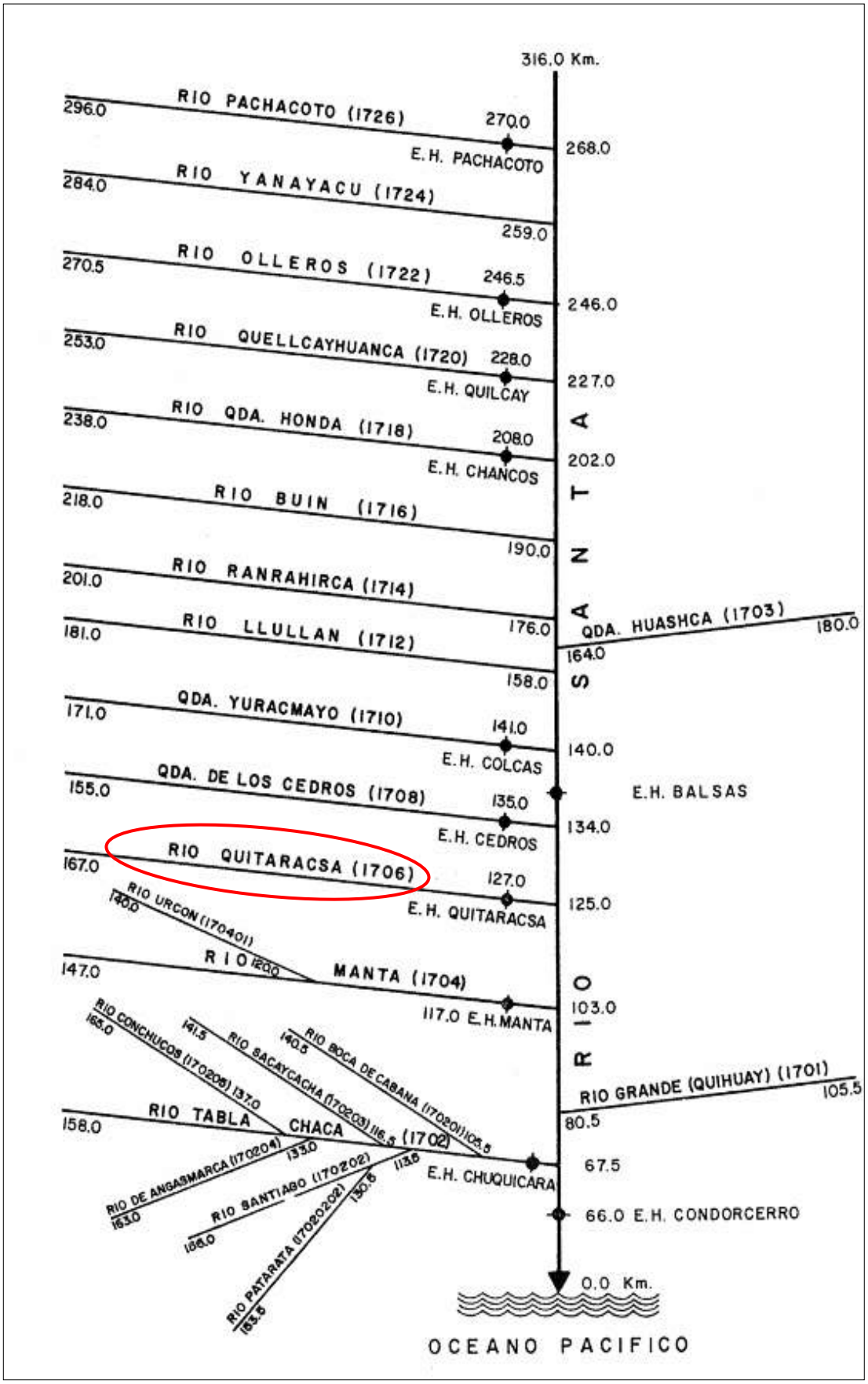


Figura 55. Diagrama fluvial de la cuenca del río Santa
Fuente: Centro Peruano de Estudios Sociales, 2004, pág. 32

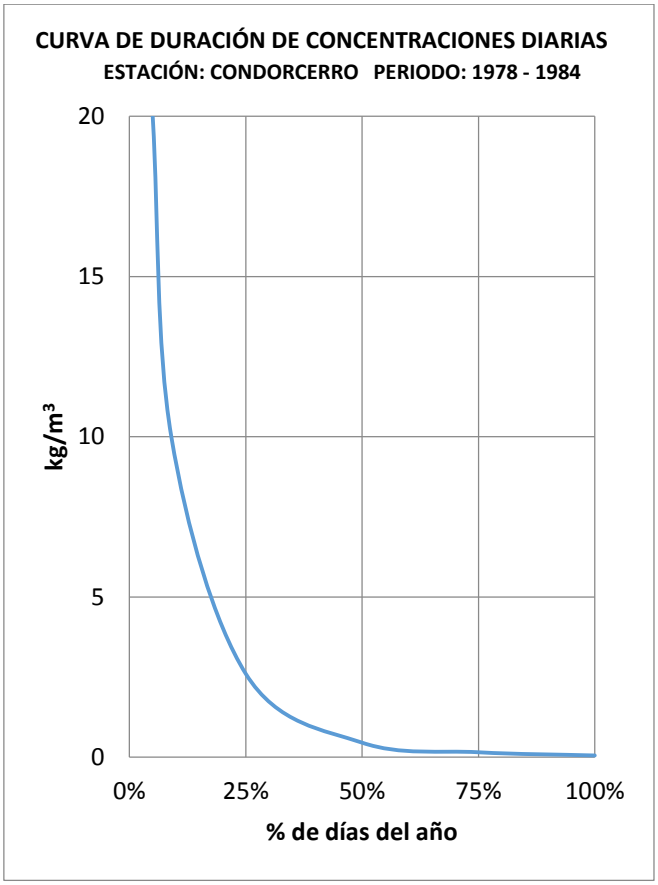


Figura 56. Curva de duración de concentraciones diarias del río Santa, estación Condorcerro
Fuente: Rocha, 2010. Elaboración: Elaboración propia

Tabla 12. Caracterización de los caudales en las subcuencas del río Santa 1956 - 1995

Estación	Río	Área (Km^2)	Caudal medio (m^3/s)	CV[35]	Caudal específico ($l/s*km^2$)	Coeficiente asimetría
Recreta	Santa	290	2,78	0,41	9,59	2,19
Pachacoto	Pachacoto	202	4,28	0,69	21,19	1,13
Querococha	Querococha	63	1,61	0,71	25,56	1,17
Olleros	Olleros	174	4,90	0,65	28,16	1,05
Quillcay	Quillcay	250	7,47	0,50	29,88	0,98
Chancos	Marcará	210	7,88	0,49	37,52	0,81
Llanganuco	Llanganuco	86	3,01	0,36	35,00	0,57
Parón	Parón	48	1,60	0,37	33,33	0,66
Colcas	Colcas	235	5,64	0,51	24,00	1,10
La Balsa	Santa	4260	87,88	0,70	20,63	1,40
Cedros	Cedros	115	3,47	0,39	30,17	1,33
Quitaracsa	Quitaracsa	385	10,70	0,52	27,79	1,47
Condorcerro	Santa	10400	146,44	0,83	14,08	2,23
Puente Carretera	Santa	11565	151,10	0,86	13,07	1,55

Fuente: Reyes, Mejía, & Ramírez, 2010, pág. 3

[35] Los coeficientes de variabilidad multianual (CV) indican que los caudales medios mensuales no son constantes a través del tiempo.

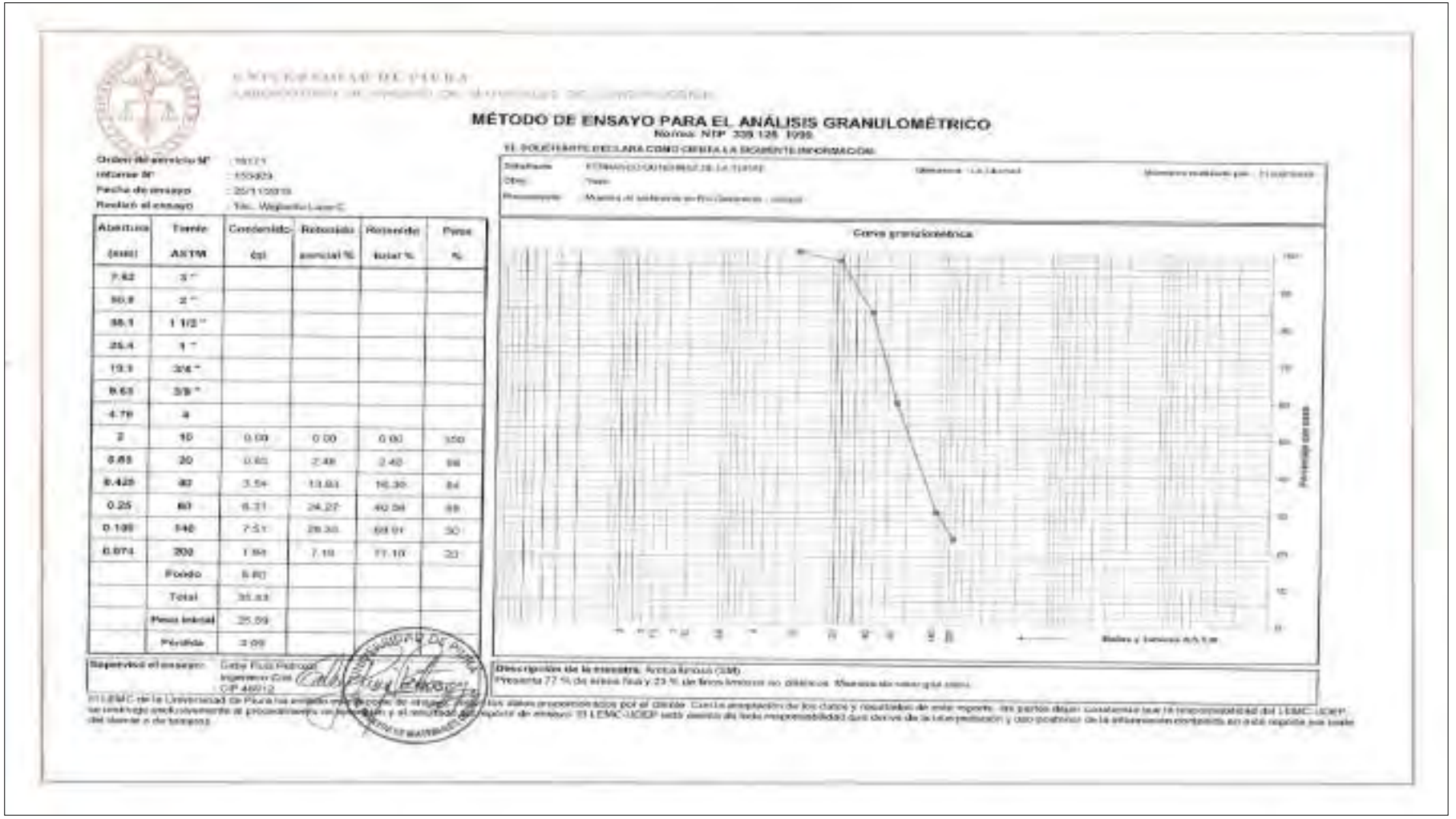
Los caudales medios obtenidos de las Tablas 11 y 12 presentan una variación de 9,7 y 10,7 m^3/s respectivamente debido a que fueron obtenidos en distintos intervalos de tiempo y probablemente obtenidos en distintos puntos geográficos.

En Noviembre de 2015 se tomó una muestra del río Quitaracsa aguas arriba de la bocatoma y el desarenador Quitaracsa I para obtener la curva granulométrica en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de Construcción (LEMC) de la Universidad de Piura (Figuras 57 y 58).

Figura 57. Ensayos de la muestra en el LEMC – Universidad de Piura
Fuente: Elaboración propia

Figura 58. Ensayos de la muestra en el LEMC – Universidad de Piura
Fuente: Elaboración propia

Las Figuras 59 y 60 se muestran los resultados obtenidos en el LEMC de la Universidad de Piura.



UNIVERSIDAD DE PIURA

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Norma: NTP 339.128 1999

EL SOLICITANTE DECLARA COMO CIERTA LA SIGUIENTE INFORMACIÓN:

Orden de servicio N° : 19171
Informe N° : 155423
Fecha de ensayo : 25/11/2019
Realizó el ensayo : Tlc. Wigberto Lazo C.

Abertura (mm)	Tamiz ASTM	Contenido (g)	Retenido parcial %	Retenido total %	Pasa %
7.62	3 "				
50.8	2 "				
38.1	1 1/2 "				
25.4	1 "				
19.1	3/4 "				
9.63	3/8 "				
4.76	4				
2	10	0.00	0.00	0.00	100
0.85	20	0.65	2.48	2.48	98
0.425	40	3.54	13.83	16.30	84
0.25	60	6.31	24.27	40.58	59
0.105	140	7.51	28.30	68.91	30
0.074	200	1.84	7.19	77.10	23
	Fondo	5.80			
	Total	35.43			
	Peso inicial	25.59			
	Pérdida	3.09			

Supervisó el ensayo: Gabe Ruiz Pedroza
Ingeniero Civil
CIP 46912

Descripción de la muestra: Arena fina (SM)
Presenta 77 % de arena fina y 23 % de finos limosos no dilatados. Muestra de valor gris claro.

El LEMC de la Universidad de Piura ha emitido este reporte de ensayo [illegible] los datos proporcionados por el cliente. Con la aceptación de los datos y resultados de este reporte, las partes dejan constancia que la responsabilidad del LEMC-UDEP se restringe exclusivamente al procedimiento de [illegible] y el resultado del reporte de ensayo. El LEMC-UDEP está exento de toda responsabilidad que derive de la interpretación y uso posterior de la información contenida en este reporte por parte del cliente o de tampoco.

Figura 59. Resultado del análisis granulométrico de la muestra del río Quitaracsa
Fuente: Elaboración propia

UNIVERSIDAD DE PIURA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO - HIDRÓMETRO
Norma: NTP 339.128 1999

Orden de servicio Nº : 9171
Informe Nº : 155808
Clasificación SUCS : Arena limosa (SM)

Fecha de recepción : 23/11/2015
Fecha de ensayo : 26 y 27/11/2015
Fecha de emisión : 01/12/2015

EL SOLICITANTE DECLARA COMO CIERTA LA SIGUIENTE INFORMACIÓN:

Solicitante:	FERNANDO GUTIERREZ DE LA TORRE
Obra	Tesis
Ubicación	La libertad
Muestra realizado por	El solicitante
Procedencia	Muestra de sedimento de Río Quitaracsa - Arcelali

CONDICIONES DEL ENSAYO:

Hidrómetro:	151 H
Agente dispersante:	Hexametafosfato de sodio
Corrección de menisco:	0.0005
Peso de suelo seco al aire (g):	50.0
Fact. de correcc. por humedad higroscópica:	0.992
(G_s) Gravedad específica de los sólidos:	2.80

RESULTADOS:

Tiempo (min)	Temperatura (°C)	Lectura en hidrómetro	Correcciones: menisco	Correcciones: corrg*	Porcentaje de finos en suspensión (que pasa)	L (cm)	η	Diámetro de partículas (mm)
1	28	1.0030	1.0040	1.0028	16	15.00	0.01174	0.0325
5	28	1.0030	1.0030	1.0022	14	15.00	0.01174	0.0207
15	28	1.0029	1.0030	1.0020	12	15.20	0.01191	0.0121
30	28	1.0023	1.0027	1.0014	8	15.74	0.01151	0.0088
60	28	1.0019	1.0027	1.0008	5	15.96	0.01119	0.0061
120	28	1.0007	1.0012	1.0000	0	16.06	0.01178	0.0043
240	32	1.0001	1.0005	1.0000	0	16.30	0.01139	0.0030
480	32	1.0000	1.0005	1.0000	0	16.30	0.01139	0.0021
960	28	1.0015	1.0020	1.0008	0	16.90	0.01230	0.0016
1440	28	1.0008	1.0015	1.0000	0	16.96	0.01191	0.0013

Observaciones:
* Corrección por defloculante, temperatura y menisco

Realizó el ensayo : Téc. Wigberto Lazo C.
Supervisó el ensayo : Ing. Gaby Ruiz Pereda
Presenció el ensayo : —

Gaby Ruiz Pereda
Ingeniero Civil
CIP

El LEMC de la Universidad de Piura ha emitido este reporte de ensayo según los datos proporcionados por el cliente. Con la excepción de los datos y resultados de este reporte, los cuales dejan constancia que la responsabilidad del LEMC-UDEP se restringe exclusivamente al procedimiento de ejecución y al resultado del reporte de ensayo. El LEMC-UDEP está exento de toda responsabilidad que derive de la interpretación y uso posterior de la información contenida en este reporte por parte del cliente o de terceros.

Figura 60. Resultado del análisis granulométrico con hidrómetro de la muestra del río Quitaracsa
Fuente: Elaboración propia

Con los datos del ensayo en laboratorio, tenemos la curva granulométrica (Tabla 13 y Figura 61).

Tabla 13. Resultado del análisis granulométrico del río Quitaracsa

Abertura (mm)	Tamiz ASTM	Contenido (g)	Retenido parcial (%)	Retenido total (%)	% que Pasa
2	10	0,00	0,00	0,00	100
0,85	20	0,63	2,46	2,46	98
0,425	40	3,54	13,83	16,29	84
0,25	60	6,21	24,27	40,56	59
0,106	140	7,51	29,35	69,91	30
0,074	200	1,84	7,19	77,10	23
-	**Fondo**	**5,80**	-	-	-
-	**Total**	**25,53**	-	-	-
-	**Peso inicial**	**25,59**	-	-	-
-	**Pérdida**	**0,06**	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

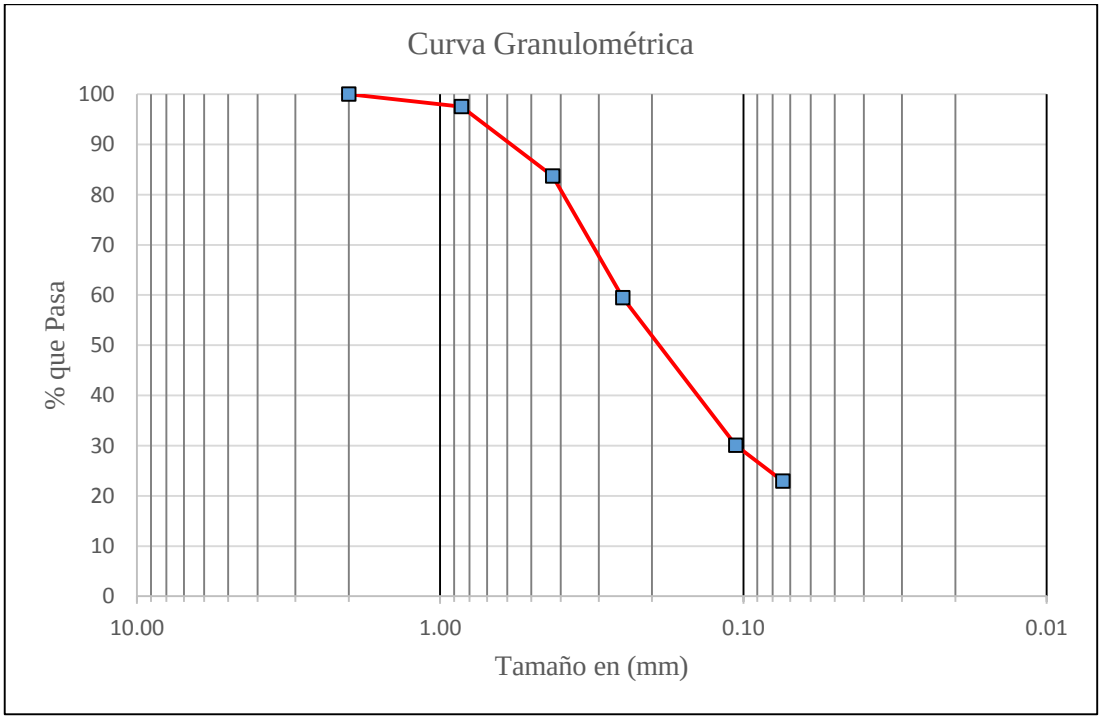


Figura 61. Curva granulométrica de los sedimentos del río Quitaracsa
Elaboración: Fernando Gutiérrez

4.4. Verificación del diseño del desarenador Quitaracsa I

Conocida la teoría para el diseño de desarenadores vista en el apartado 4.2 de la presente tesis, se verifica el diseño del desarenador Quitaracsa I.

4.4.1. Caudal de diseño

El caudal de diseño del desarenador Quitaracsa I es 10 m^3/s. Revisando la Figura 62 para el caudal de diseño tenemos 43 % del año que el caudal es igual o superior.

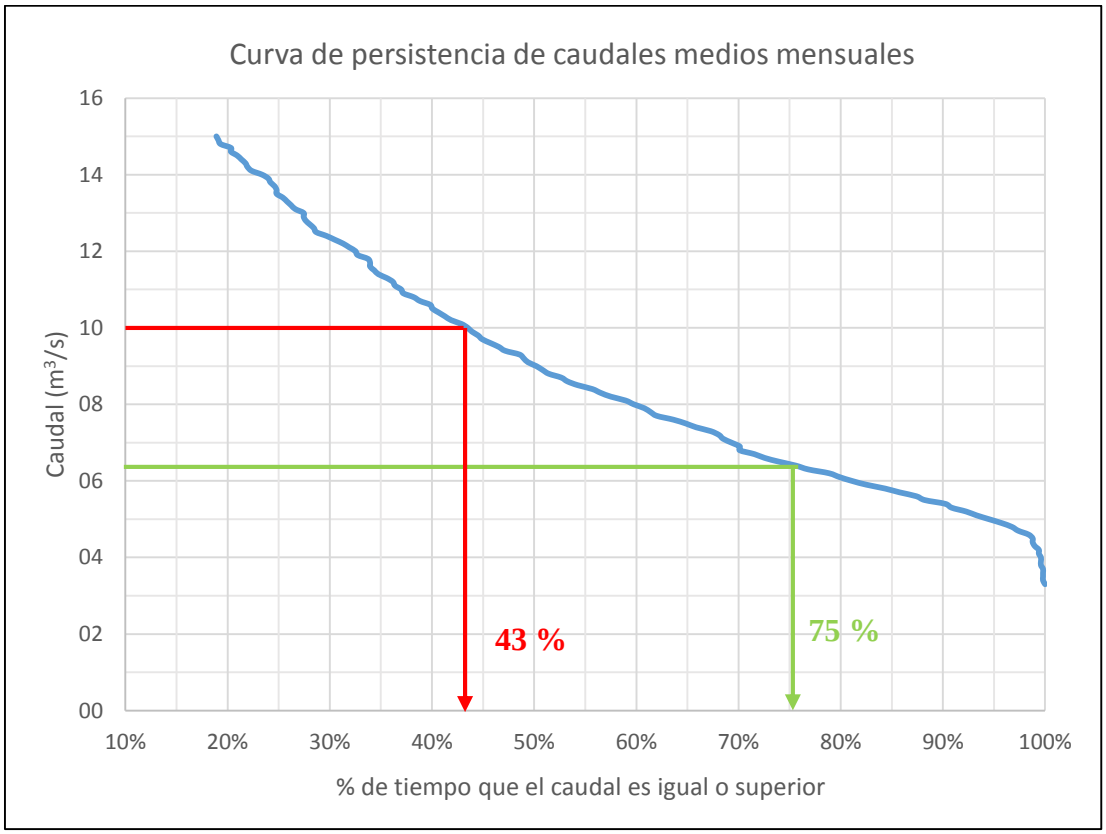


Figura 62. Curva de persistencia de caudales medios mensuales de la central hidroeléctrica Quitaracsa I

Fuente: Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería , 2002. Elaboración propia

Por otra parte, el caudal promedio de todos los datos históricos de caudales medios mensuales mostrados en la Tabla 11 es 9,7 m^3/s, aproximadamente el caudal de diseño, pero este valor no se debe usar para diseñar puesto que puede generar típicos errores de sobrestimación del caudal medio.

Por otra parte, si se quisiera estimar un caudal que persista por mayor tiempo durante un año, escogeríamos un caudal 6,5 m^3/s que se asegura permanezca el 75 % por año.

Es decir,

10 m^3/s → 43 % del año que el caudal es igual o superior.

6,5 m^3/s → 75 % del año que el caudal es igual o superior.

4.4.2. Concentración de sedimentos para el diseño

Para la elaboración de la tesis no se cuenta con el dato de la concentración de sedimentos. Para obtener dicha concentración lo recomendable es medir en el punto de captación de la central hidroeléctrica como mínimo durante un periodo hidrológico. Debido a las dificultades para obtener dicho dato, se ha trabajado con la curva de duración de concentraciones diarias de la estación Condorcerro, ver Figura 63.

Entonces, para un 43 % de persistencia se tiene como valor de concentración de sedimentos a 1 kg/m^3. Sin embargo si consideramos el 75 % de la curva de duración de concentraciones tenemos aproximadamente 0,2 kg/m^3.

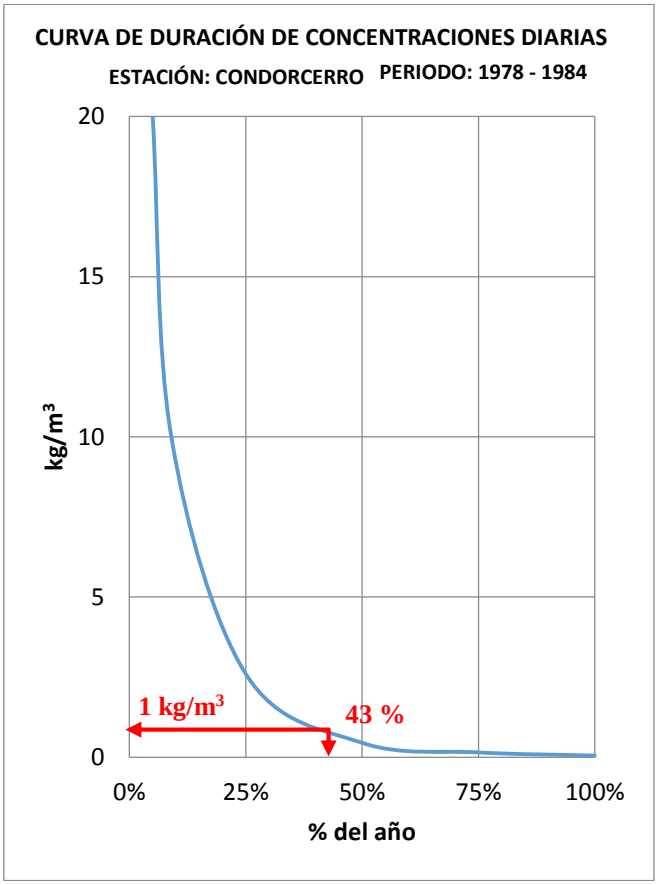


Figura 63. Curva de duración de concentraciones diarias del río Santa, estación Condorcerro
Fuente: Rocha, 2010. Elaboración propia

En la Figura 64 se muestra que la estación Condorcerro se encuentra aguas abajo de la estación Quitaracsa, por lo que la concentración de sedimentos del río Quitaracsa podría ser como máximo 1,0 kg/m^3 o 1,0 g/l.

Por lo tanto, según lo estimado, la concentración de sedimentos del río Quitaracsa que se usará en el Capítulo 5 para la modelación numérica es 1,0 g/l por ser la concentración máxima que se puede estimar.

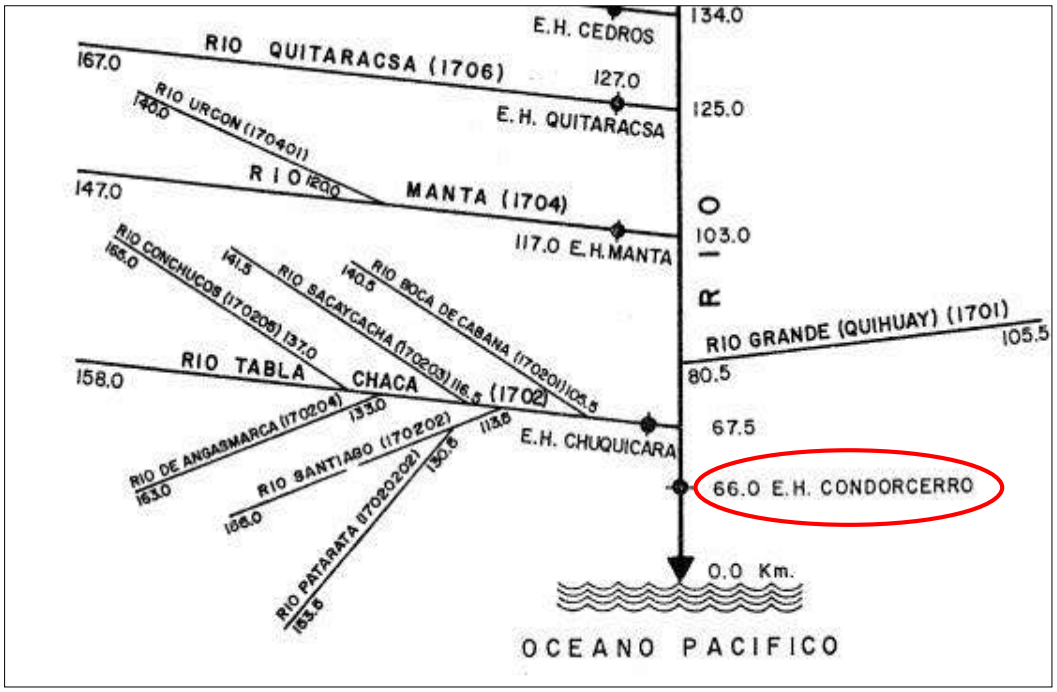


Figura 64. Diagrama fluvial de la cuenca del río Santa
Fuente: Centro Peruano de Estudios Sociales, 2010, pág. 32

4.4.3. Canal de captación

El canal de captación o galería de captación se ubica íntegramente dentro del cerro en un túnel y mide 58,17 m de largo, une la bocatoma con el inicio del desarenador, tiene una pendiente de 0,24 % y está dividido en tres tramos, el primer tramo recto de 25,0 m, el segundo tramo curvo de 26,16 m con una curva de 60 m de radio y finalmente el tercer tramo recto de 7,01 m como se muestra en la Figura 65; tiene un ancho de 2,20 m con hastiales de 3,25 m de alto y una bóveda de 1,10 m de radio. Conocidas las dimensiones del canal de captación, se calcula el tirante normal con el software Hcanales V 3.0, como se muestra en la Figura 66.

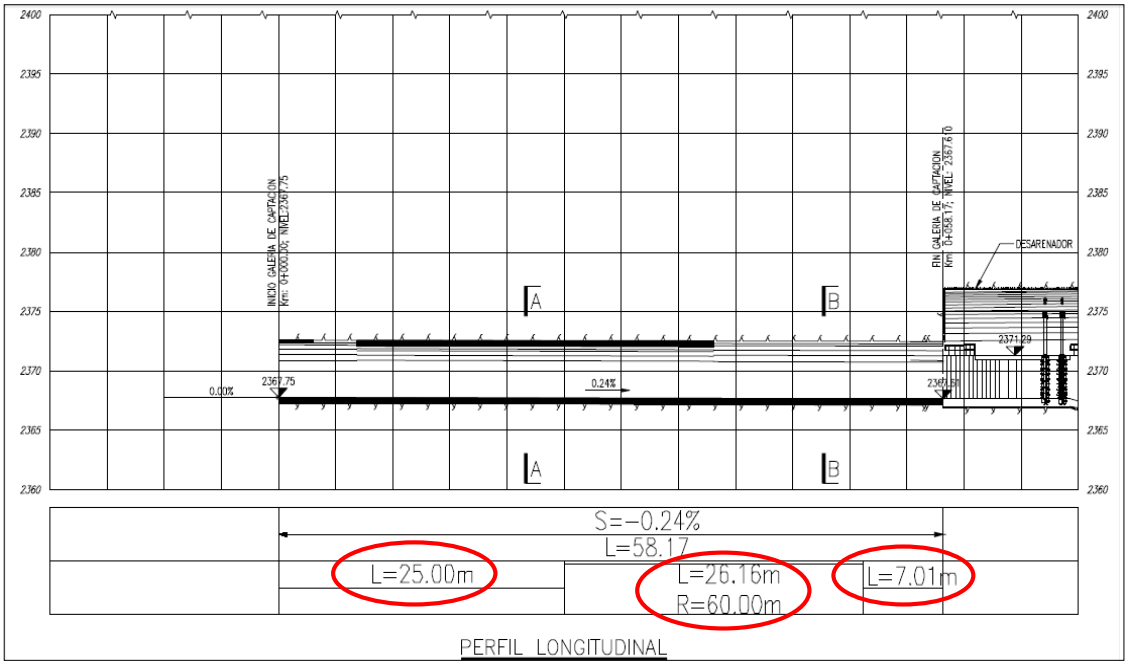


Figura 65. Perfil longitudinal del canal de captación del desarenador Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

Figura 66. Cálculo del tirante normal con Hcanales V 3.0
Fuente: Elaboración propia

La Figura 65 indica que la cota de fondo al inicio del canal de captación es 2367,75 msnm y al inicio del desarenador es 2367,61 msnm, por lo que el nivel del flujo de agua al inicio del desarenador es 2367,61 + 1,89 igual a 2369,50 msnm.

En la Figura 66, se observa que el tirante normal y_N es 1,89 m en el canal de captación con un flujo subcrítico, el número de Froude es 0,56 y la velocidad es 2,40 m/s.

4.4.4. Transición de entrada

El canal de transición como se muestra en la Figura 67, está dividido en tres tramos, el canal de ingreso que mide 2,20 m de ancho se bifurca en dos canales de 1,50 m de ancho divididos por un ángulo de 76,52° (2 x 38,26°), continua un tramo recto donde se ubican las compuertas de cada nave, y luego una transición de 7,50 m de largo con un ángulo de 33,40° (2 x 16.70°) donde se ubican las rejas disipadoras distribuidas en tres filas paralelas en cada nave como se muestra en la Figura 68, finalmente el ancho de cada nave es 6,00 m.

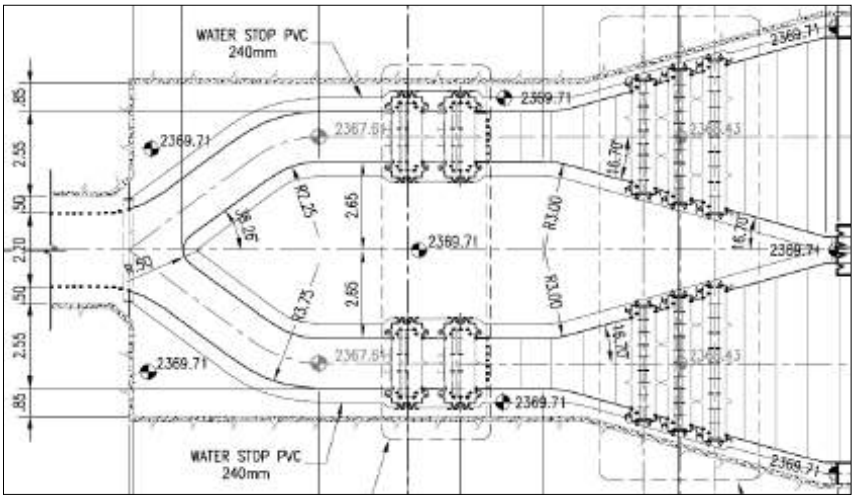


Figura 67. Plano de detalle de la zona de transición del desarenador Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

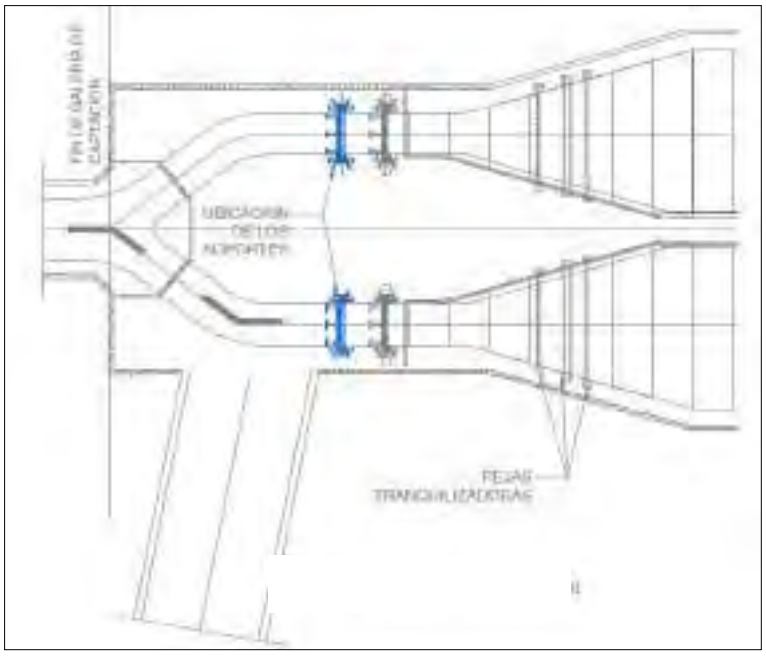


Figura 68. Canal de transición, ubicación de compuertas y rejas disipadoras
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

De acuerdo con los criterios de diseño, el ángulo de la transición máximo debe ser de 12.5° formado con el eje horizontal, a continuación se muestra un esquema de lo que se

debió contemplar, en la Figura 69 se muestra que el ancho de cada nave es 6 m y el ancho del muro central es 0,80 m, por lo tanto el ancho total al final de la transición es 12,80 m.

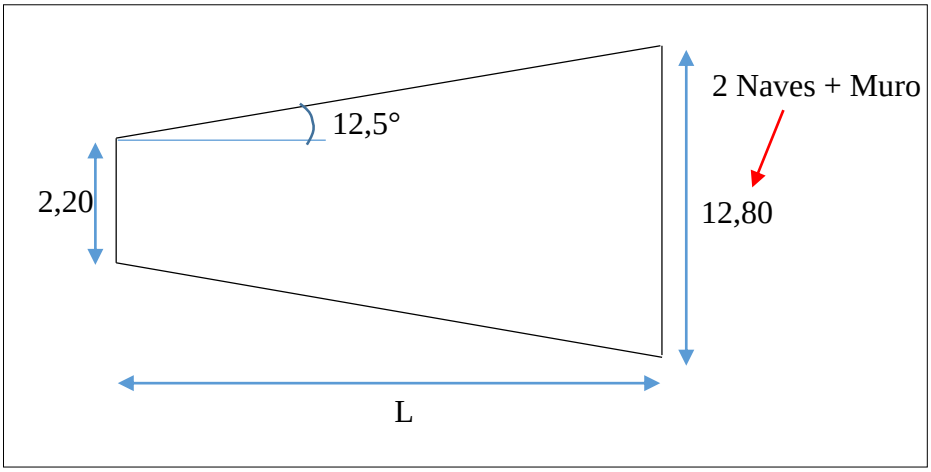


Figura 69. Esquema de la transición de entrada del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

$$L = \frac{12{,}80 - 2{,}20}{2\ tg12{,}5°} = 23{,}91 \approx 24{,}00\ m$$

4.4.5. Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar

Debido a que el desarenador es para el uso dentro de una central hidroeléctrica, el diámetro de partícula a sedimentar se estima en función de la altura de caída y el tipo de turbina.

La central contempla 2 turbinas tipo Pelton y una altura de caída de 874 m, por lo que se deduce lo siguiente:

- Según la altura de caída de la central, en la Tabla 14, el diámetro de partículas que deben ser retenidas en el desarenador está entre 0,1 y 0,3 mm.
- Según el tipo de turbina en la Tabla 15, el diámetro de partículas que deben ser retenidas en el desarenador está en el rango de 0,2 a 0,4 mm.

Tabla 14. Diámetro de partícula en función de la altura de caída

Diámetro de partículas que son retenidas en el desarenador (mm)	Altura de caída (m)
0,1 - 0,3	Mayor a 500
0,3 - 0,5	300 – 500
0,5 - 0,6	200 – 300
0,6 - 1,0	100 – 200

Fuente: Nozaki, 1986

Tabla 15. Diámetro máximo de partícula según el tipo de turbina

Tipo de turbina	Diámetro máximo de partícula
Pelton	0,2 mm a 0,4 mm
Francis	0,4 mm a 1,0 mm
Kaplan	1 mm a 3 mm

Fuente: Nozaki, 1986

Por lo tanto, el diámetro de diseño para el desarenador Quitaracsa I es 0,1 mm.

4.4.6. Cálculo de la velocidad del flujo en las naves del desarenador

Utilizando la fórmula de Camp para el cálculo de la velocidad del flujo en las naves del desarenador. La constante "a" se obtiene de la Tabla 6.

$$V = a\sqrt{d}$$
$$V = 44\sqrt{0{,}2} = 19{,}67\ cm/s\ \approx\ 0{,}197\ m/s$$

El valor calculado resulta ser muy pequeño y podría presentar errores e interpretar que existe sedimentación en el canal de ingreso y canal de transición, por lo que se usará la velocidad de 0,5 m/s. Para este valor, se espera que las partículas no cohesivas decanten.

4.4.7. Cálculo de la velocidad de sedimentación "ω" en aguas tranquilas

Para el cálculo de la velocidad de sedimentación existen diversas fórmulas que se han mostrado en los criterios de diseño de un desarenador:

- En Tabla 7 de Arkhangelski, indica que para un diámetro de 0,1 mm, la velocidad de sedimentación es 0,692 cm/s.

- En la Figura 39, el nomograma de Sellerio indica que la velocidad de sedimentación es 2 cm/s.

- En la Figura 39, en el mismo nomograma pero por la Ley de Stokes, indica que la velocidad de sedimentación es 2 cm/s.

- Por la fórmula de Owens:

$$\omega = k\sqrt{d(\rho_s - 1)}$$

$$\omega = 8{,}25\sqrt{0{,}0001(2{,}8 - 1)} = 0{,}11\ cm/s$$

- Por la fórmula de Scotti – Foglieni:

$$\omega = 3{,}8\sqrt{d} + 8{,}3d$$

$$\omega = 3{,}8\sqrt{0{,}1} + 8{,}3x0{,}1 = 2{,}03\ cm/s$$

- Por la fórmula de Van Rijn:

De la curva granulométrica de la Figura 70, observamos que el valor de d_{50} es igual a 0,2 mm, sin embargo, para el cálculo se ha utilizado el diámetro de 0,1 mm por ser la partícula objetivo.

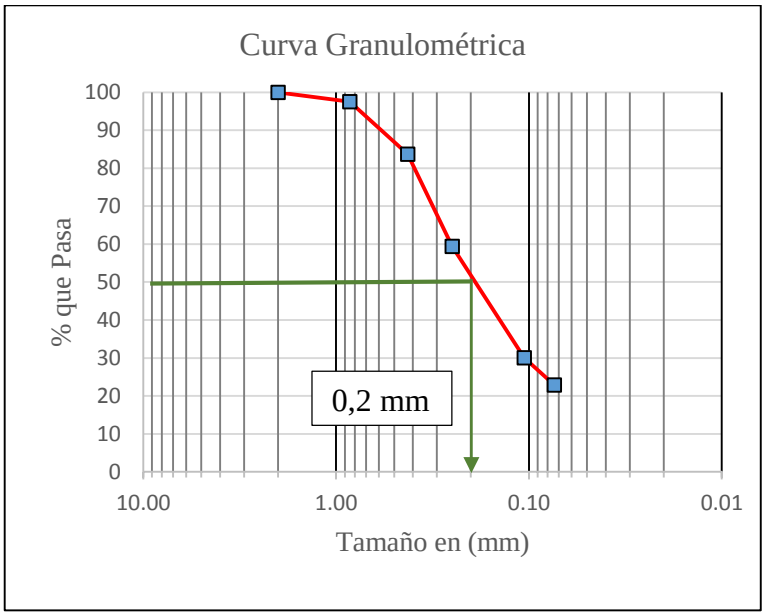


Figura 70. Curva granulométrica de los sedimentos del río Quitaracsa
Fuente: Elaboración propia

$$\omega = \frac{10v}{d_{50}}\left(\sqrt{1 + 0{,}01\frac{(s-1)gd_{50}^3}{v^2}} - 1\right)$$

$$\omega = \frac{10x1{,}14x10^{-6}}{0{,}0001}\left(\sqrt{1 + 0{,}01\frac{(2{,}8-1)x9{,}81x0{,}0001^3}{(1{,}14x10^{-6})^2}} - 1\right) = 0{,}0075\ m/s$$

$$\omega = 0{,}75\ cm/s$$

- Por la fórmula de Rubey:

$$\omega = \left[\frac{2}{3}\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gD + \frac{36v^2}{D^2}\right]^{1/2} - \frac{6v}{D}$$

$$\omega = \left[\frac{2}{3}\left(\frac{2{,}8}{1} - 1\right)x9{,}81x0{,}0001 + \frac{36x(1{,}14x10^{-6})^2}{0{,}0001^2}\right]^{1/2} - \frac{6x1{,}14x10^{-6}}{0{,}0001}$$

$$= 0{,}0081\ m/s$$

$$\omega = 0{,}81\ cm/s$$

Los valores de velocidad de sedimentación obtenidos, se resumen en la Tabla 16.

Tabla 16. Resultado de velocidades de sedimentación para el desarenador Quitaracsa I

Fórmula	ω (cm/s)
Arkhangelski	0,69
Sellerio	2,00
Stokes	2,00
Owens	0,11
Scotti – Foglieni	2,03
Van Rijn	0,75
Rubey	0,81

Fuente: Elaboración propia

Se observa bastante variabilidad en los datos de velocidad de caída por lo que no sería fácil estimar este dato, sin embargo, estudios realizados en el IHHS de la Universidad de Piura han demostrado que la fórmula de Rubey representa mejor la realidad, ya que entre sus variables considera la viscosidad. Por lo mencionado anteriormente, se utilizará Rubey para calcular la velocidad de sedimentación de diseño.

La otra fórmula que considera viscosidad es la fórmula de Van Rijn, obteniéndose un valor de 0,75 cm/s, valor muy parecido al obtenido con Rubey. La fórmula de Van Rijn es la fórmula que usa por defecto el modelo numérico Open Telemac Mascaret.

4.4.8. Cálculo de las dimensiones de las naves del desarenador

Para conocer la altura o tirante de las naves del desarenador, usamos el dato del área de las secciones usando la velocidad del flujo en el desarenador.

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{10}{0{,}5} = 20\ m^2$$

El desarenador Quitaracsa I tiene dos naves, por lo que el área de la sección transversal para cada nave es $A^* = 10\ m^2$, suponiendo que el caudal se divide exactamente 50 % para cada nave. La Figura 71 muestra la sección transversal de las naves del desarenador Quitaracsa I.

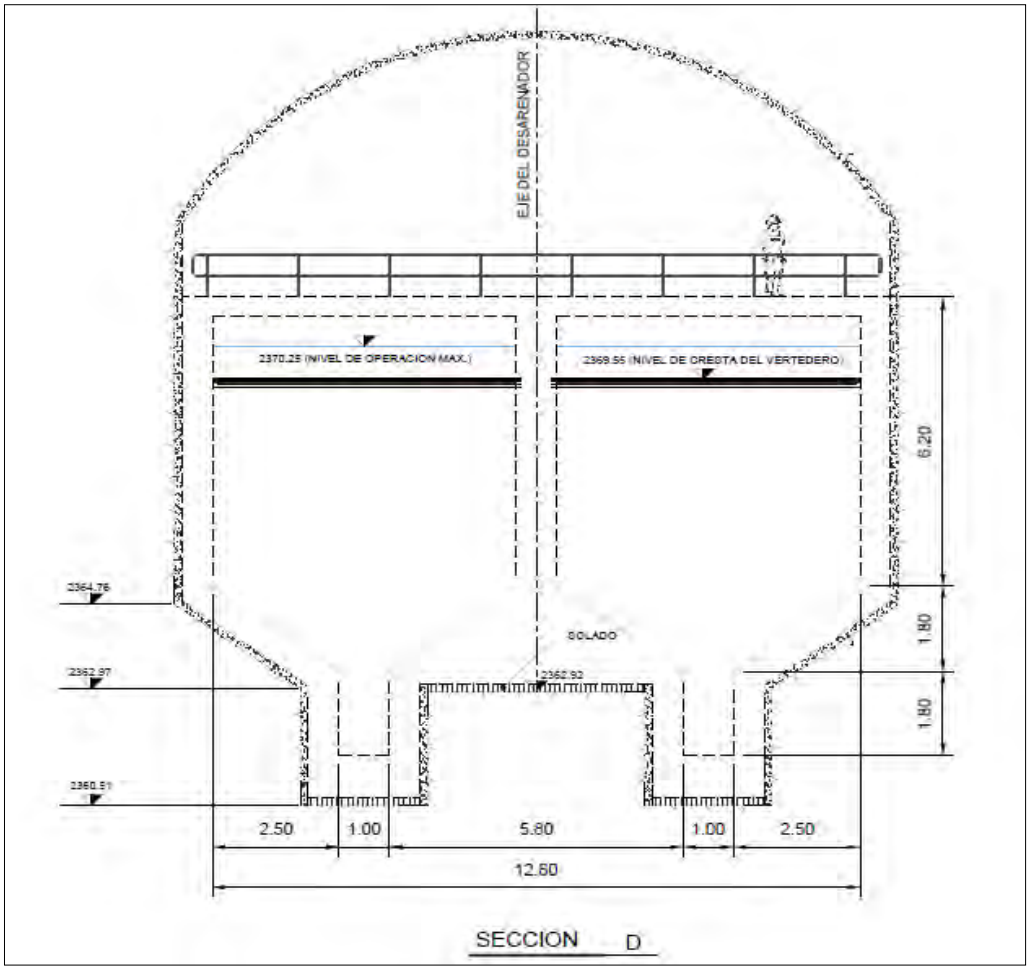


Figura 71. Plano de detalle del desarenador Quitaracsa I – Sección D
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

Conocido el tirante normal igual a 1,89 calculado con Hcanales, se muestra en la Figura 66, el ancho del desarenador es igual al cociente del área entre la altura.

$$b = \frac{A}{h} = \frac{20}{1{,}89} \approx 10{,}60\ m$$

Asumimos una longitud de 40 m que es mayor a 2 veces el ancho y calculamos la velocidad de caída teórica con eficiencia del 100 %.

$$w_0 = V\frac{h}{L}$$

$$w_0 = 0{,}5x\left(\frac{1{,}89}{40}\right) = 23{,}63\ mm/s$$

En la Tabla 17 se muestran los resultados de la eficiencia en base al diagrama de Camp (Figura 72) para diferentes longitudes y velocidades en el desarenador. Si se considera la velocidad de 0,50 m/s en el desarenador se tiene una longitud de 170 m y para una velocidad de 0,20 m/s en el desarenador se tiene una longitud de 60 m. La reducción de la velocidad influye en el área del desarenador, para 0,50 m/s se tiene un área de 20 m^2 y para 0,2 m/s se tiene un área de 50 m^2.

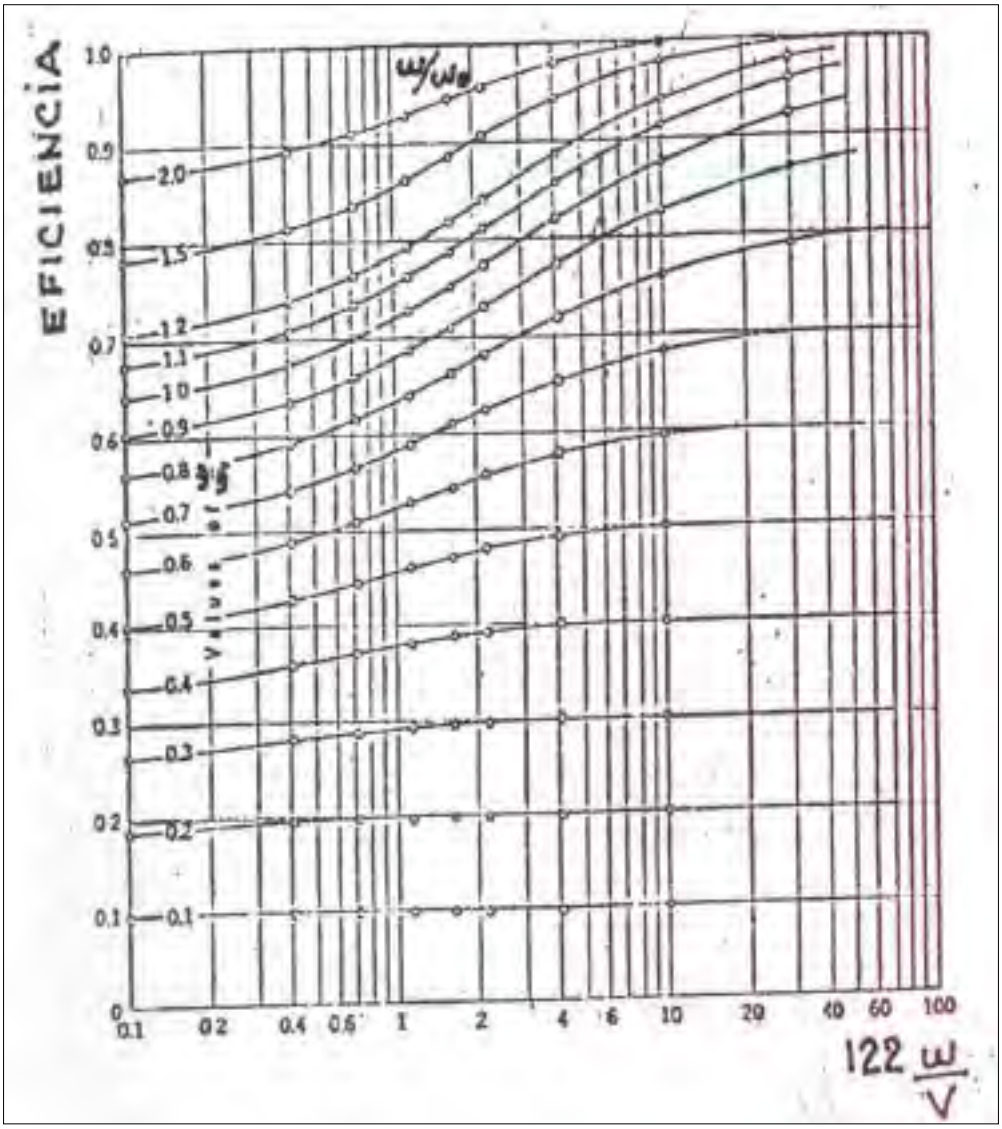


Figura 72. Diagrama de Camp
Fuente: Reyes, 2014

Tabla 17. Cuadro de eficiencias

Ø [mm]	V [m/s]	*w* (Rubey) [mm/s]	w/w_0	122 *w* /V	L [m]	Eficiencia
0,10	0,50	8,10	0,34	1,98	40	35 %
0,10	0,50	8,10	0,51	1,98	60	48 %
0,10	**0,50**	**8,10**	**1,50**	**1,98**	**170**	**90 %**
0,10	0,40	8,10	0,64	2,47	60	60 %
0,10	0,30	8,10	0,86	3,29	60	73 %
0,10	**0,20**	**8,10**	**1,29**	**4,94**	**60**	**90 %**

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 73, observamos que la longitud actual del desarenador Quitaracsa I es 60 m, y tiene un área de 65 m^2 por lo tanto, se espera que cumpla con la decantación del diámetro de 0,1 mm. Adicionalmente, el diseño considera rejillas a la entrada del desarenador. En el Capítulo 5 se estudiará el desarenador con y sin rejillas para entender el uso de las rejillas y si estás mejoran la eficiencia del desarenador.

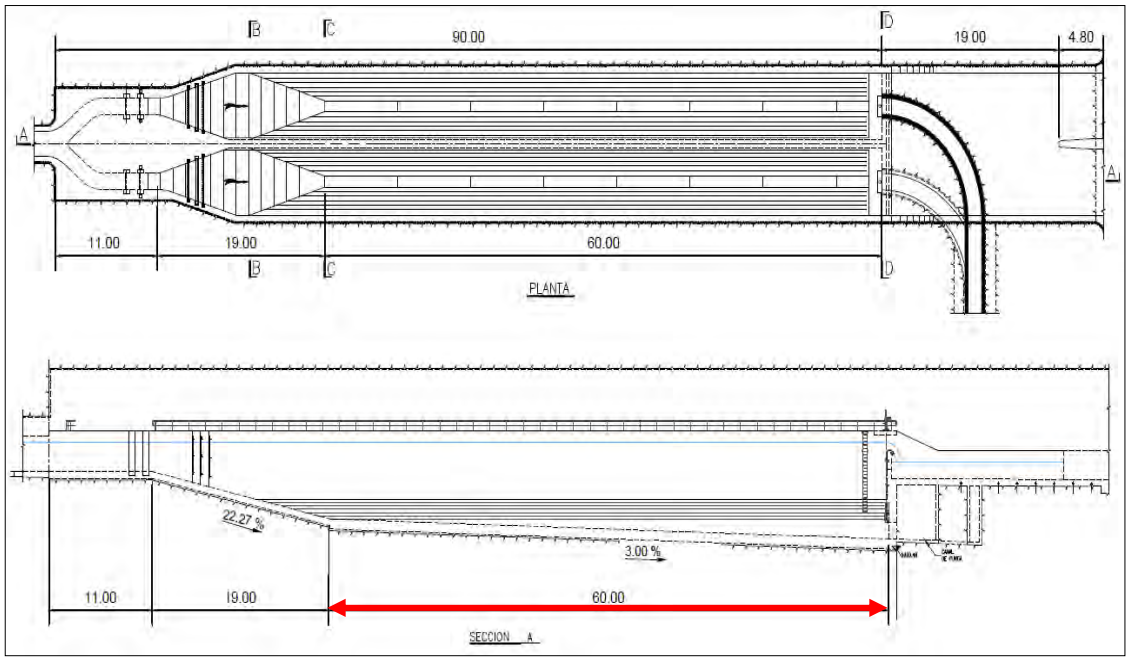


Figura 73. Plano de planta y sección longitudinal A del desarenador Quitaracsa I
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

4.4.9. Cálculo de las dimensiones del vertedero

De la ecuación de Francis para un vertedero rectangular sin contracciones, se tiene:

$$Q = CLh'^{\frac{3}{2}}$$

$$h' = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Cada vertedero correspondiente a cada nave tiene, según diseño, 6 m de ancho. Si asumimos que en cada nave se reparte el caudal al 50 %, cada nave tiene un caudal de 5 m^3/s, por lo tanto, la altura y la velocidad sobre la cresta del vertedero son:

$$h' = \left(\frac{5}{1{,}84x6}\right)^{\frac{2}{3}} \approx 0{,}60\ m$$

$$V' = \frac{Q}{Lh} = \frac{5}{6x0{,}6} = 1{,}39\ m/s$$

La Figura 74, indica que el nivel de la cresta del vertedero es 2369,55 msnm, por lo tanto, el nivel del agua por encima de la cresta del vertedero es 2369,55 + 0,60 igual a 2370,15 msnm.

El nivel de operación máximo que se muestra en la Figura 74 es 2370,25 msnm, por lo tanto podríamos concluir que el vertedero trabajará sin problemas.

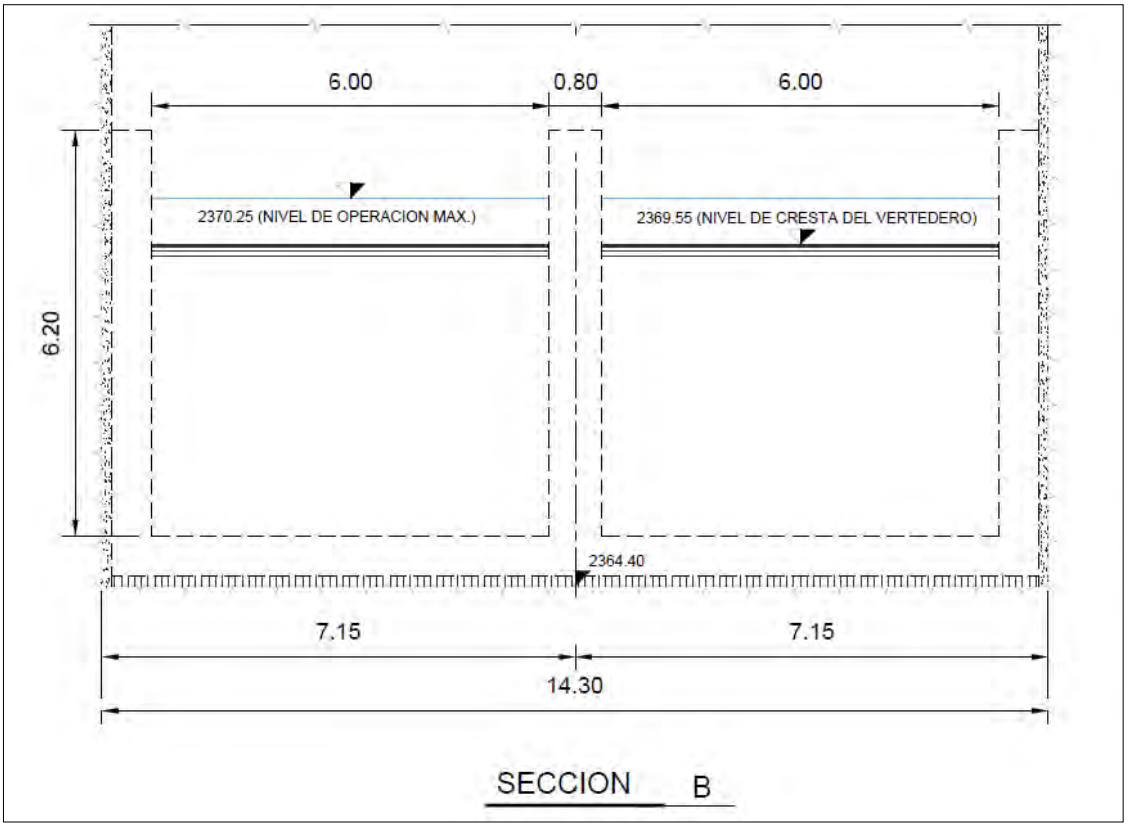


Figura 74. Plano de detalle del desarenador Quitaracsa I – Sección B
Fuente: EnerSur GDF Suez, 2013

Capítulo 5

Modelación numérica con Telemac-Mascaret 3D del desarenador Quitaracsa I

La modelación numérica uni y bidimensional en el campo de la hidráulica fluvial ha alcanzado un grado de madurez importante en los últimos años, permitiendo consolidarse en este tiempo como una herramienta informática imprescindible en el sector profesional de la ingeniería fluvial. La modelación numérica tridimensional en hidráulica fluvial aplicado al diseño de estructuras hidráulicas o al estudio de embalses, es sin embargo aún una técnica primitiva (Association for Hydro-Environment Engineering and Research - Spain Water, 2015).

La modelación numérica con Telemac-Mascaret dentro de sus variados campos de aplicación, nos permite simular el patrón de flujo del agua y sedimentos de estructuras hidráulicas.

5.1. Modelación numérica en el ámbito de la hidráulica fluvial[36]

La modelación numérica o matemática del flujo de un río es una técnica para determinar las variables hidráulicas (velocidad, caudal, etc.) a partir de la resolución por métodos numéricos de las ecuaciones de comportamiento. La modelación numérica es siempre una aproximación a la realidad, que será mejor cuanto más se adapten las ecuaciones de partida y el esquema numérico para su resolución al fenómeno real que se está estudiando.

La técnica de la modelación numérica ha ido evolucionando de forma paralela al incremento de la capacidad de los ordenadores y al desarrollo del cálculo numérico en general. De esta manera se ha ido avanzando desde los primeros modelos 1D con secciones transversales sencillas de los años 1960 a los modelos 2D en los años 1980, llegando a los primeros modelos 3D completos más recientemente.

Con todo, en la actualidad es perfectamente posible abordar estudios para el análisis hidrodinámico de llanuras de inundación y de comportamiento de ríos en general con

[36] (Balairón, 2011)

modelos numéricos bidimensionales, siendo posible que en el futuro inmediato este tipo de análisis sea requerido de manera sistemática por las administraciones públicas para caracterizar el riesgo de inundaciones y evaluar los posibles resultados de las actuaciones consideradas.

En la práctica real, los modelos numéricos más usados en la actualidad en el ámbito de la hidráulica fluvial son los 1D y 2D de flujo superficial, utilizando las clásicas ecuaciones de Saint Venant. La consideración del transporte de sedimentos está en un grado de maduración y desarrollo menor que la modelación hidrodinámica, en muchos modelos matemáticos de ríos se calcula por separado el transporte de sedimentos transportados como carga del lecho y como carga en suspensión para luego sumar ambos efectos y con la carga total analizar la evolución morfológica del cauce.

Con todo lo anterior, existe una gran diversidad de herramientas disponibles para este tipo de análisis. En primer lugar, hay que diferenciar entre los modelos matemáticos comerciales y los desarrollados en centros de investigación públicos, básicamente en entornos universitarios. Los modelos comerciales tienen la ventaja de presentarse en su mayoría con interfaces relativamente sencillas de manejar y visualizar, aunque pueden introducir simplificaciones en el tratamiento de las ecuaciones constitutivas buscando la mayor generalidad posible en su uso y son, en consecuencia, difícilmente adaptables a situaciones específicas, además tienen un costo económico variable. Los modelos matemáticos desarrollados en centros de investigación públicos suelen ser de descarga gratuita, y suelen ofrecer un buen servicio de mantenimiento y asesoramiento.

Entre los modelos matemáticos desarrollados en centros de investigación pública se pueden considerar los siguientes:

- HEC. Desarrollado por el US Army Corps of Engineers de los Estados Unidos de América, es seguramente el modelo matemático unidimensional más conocido y aplicado a la hidráulica fluvial. Es un software de descarga libre (desde la dirección http://www.hec.usace.army.mil/) cuyas primeras versiones datan del año 1964 y que en la actualidad tienen módulos para el cálculo en régimen variable y con transporte de sedimentos.

- MIKE. Este modelo, desarrollado en Dinamarca por el Danish Hydraulic Institute DHI constituye un entorno integral para la modelización hidrodinámica en una (MIKE 11) y en dos (MIKE 21) dimensiones. Después de los HEC, es uno de los modelos más conocidos y utilizados en el mundo para la modelación hidrodinámica.

- TELEMAC. Desarrollado inicialmente en Francia por Electricité de France EDF este modelo en elementos finitos tiene módulos para la simulación de flujos en 1D, 2D y 3D, y la posibilidad de considerar el transporte de sedimentos.

- DELFT 3D. Este modelo fué desarrollado por DELTARES y permite la simulación de flujos en 2D y 3D.

- INFOWORKS. Es el modelo matemático de HR Wallingford desarrollado en la época en la que esta organización era un centro de investigación público. En la actualidad, el modelo está completamente integrado en GIS y tiene módulos para el modelado de ríos (InfoWorks RS) y también para otros ámbitos de la ingeniería del

agua como abastecimientos (InfoWorks WS), saneamientos (InforWorks CS), así como módulos costeros y para la gestión de los recursos hídricos. En España la distribución la realiza la empresa Sistemas de Ingeniería Civil y Ambiental.

El mayor avance en el último año al respecto de los modelos matemáticos comerciales antes referidos es el hecho de que en 2011 se haya optado por ofrecer algunos de ellos en código abierto (open source) lo que abre una nueva forma de entender la modelación numérica.

Así, por ejemplo, en el entorno del modelo TELEMAC que fue inicialmente desarrollado por EDF en Francia, se ha constituido un consorcio integrado por diversos centros de investigación franceses (el propio EDF, el laboratorio de puertos CETMEF y la consultora Sogreah-Artelia), ingleses (HR Wallingford y el Laboratorio de Daresbury) y alemanes (el centro público BAW) que han puesto a disposición gratuita de los usuarios el modelo TELEMAC junto con otro modelo hidrodinámico (el MASCARET, desarrollado hace 20 años por EDF y CETMEF) en sus versiones 2D y 3D, junto con los módulos para el transporte de sedimentos (SISYPHE), para la calidad de las aguas (DELWAQ) y otros en el ámbito portuario y costero (TOMAWAC y ARTEMIS).

Esta iniciativa se complementa con la creación de un potente club de usuarios que celebra seminarios, reuniones científicas y canaliza las inquietudes y sugerencias de usuarios de estos modelos. A todo ellos se puede acceder gratuitamente luego de crear una cuenta desde el sitio web http://www.opentelemac.org/.

A continuación en el apartado 5.2 se explicará a detalle el manejo de Autocad Civil 3D y BlueKenue, software utilizado previo a la modelación numérica con Telemac-Mascaret.

5.2. Autocad Civil 3D y BlueKenue del desarenador Quitaracsa I

Primero representaremos la geometría del desarenador Quitaracsa I usando los planos en Autocad Civil 3D para obtener las coordenadas “XYZ” que representen de manera clara y simple el borde interior del desarenador que esté en contacto con el agua, similar a realizar un levantamiento topográfico dentro del desarenador (Figura 75).

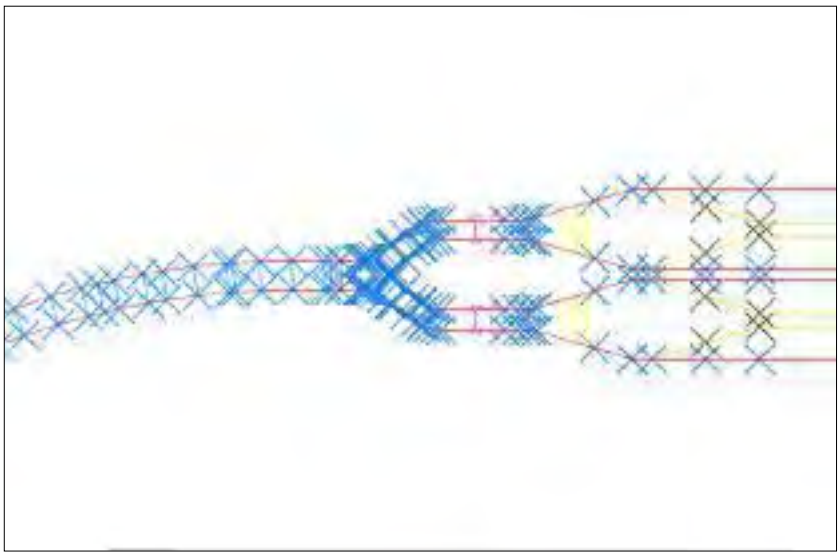


Figura 75. Desarenador Quitaracsa I en Autocad Civil 3D
Fuente: Elaboración propia

Los puntos creados en Civil 3D, se muestran en la Tabla 18:

Tabla 18. Coordenadas "XYZ" del desarenador Quitaracsa I

N° Punto	X	Y	Z
1	150,701	2398,704	2367,610
2	150,701	2400,907	2367,610
3	152,035	2398,704	2367,610
4	152,035	2400,907	2367,610
5	152,480	2398,683	2367,610
6	152,480	2400,952	2367,610
7	152,670	2398,641	2367,610
8	152,670	2400,976	2367,610
9	152,882	2398,577	2367,610
10	152,882	2401,034	2367,610
11	153,284	2398,429	2367,610
12	153,284	2401,182	2367,610
13	153,877	2398,069	2367,610
14	153,877	2401,545	2367,610
15	154,407	2397,636	2367,610
16	154,470	2397,584	2367,610
17	154,576	2397,497	2367,610
18	154,407	2401,976	2367,610
19	154,470	2402,028	2367,610
20	154,576	2402,114	2367,610
21	154,407	2399,721	2367,610
22	154,407	2399,890	2367,610
23	154,407	2399,805	2367,610
24	154,470	2399,551	2367,610
25	154,470	2400,060	2367,610
26	154,576	2399,424	2367,610
27	154,576	2400,208	2367,610
28	155,508	2396,772	2367,610
29	155,508	2398,683	2367,610
30	155,508	2400,931	2367,610
31	155,508	2402,838	2367,610
32	156,842	2395,922	2367,610
33	156,842	2397,645	2367,610
34	156,842	2401,966	2367,610
35	156,842	2403,689	2367,610
36	156,313	2403,427	2367,610
37	156,313	2401,555	2367,610
38	156,313	2398,057	2367,610
39	156,313	2396,184	2367,610
40	157,266	2395,778	2367,610
41	157,266	2397,370	2367,610

N° Punto	X	Y	Z
42	157,266	2402,241	2367,610
43	157,266	2403,834	2367,610
44	157,732	2403,935	2367,610
45	157,732	2402,410	2367,610
46	157,732	2397,200	2367,610
47	157,732	2395,697	2367,610
48	158,219	2395,655	2367,610
49	158,219	2397,158	2367,610
50	158,219	2402,453	2367,610
51	158,219	2403,956	2367,610
52	152,649	2400,970	2367,610
53	152,649	2398,645	2367,610
54	162,941	2395,654	2367,610
55	162,941	2397,158	2367,610
56	162,941	2402,453	2367,610
57	162,941	2403,956	2367,610
58	163,873	2395,654	2367,402
59	163,873	2397,158	2367,402
60	163,873	2402,453	2367,402
61	163,873	2403,956	2367,402
62	164,487	2395,654	2367,266
63	164,487	2397,158	2367,266
64	164,487	2402,453	2367,266
65	164,487	2403,956	2367,266
66	164,932	2395,612	2367,167
67	164,932	2397,179	2367,167
68	164,932	2402,431	2367,167
69	164,932	2403,999	2367,167
70	165,356	2395,527	2367,072
71	165,356	2397,285	2367,072
72	165,356	2402,326	2367,072
73	165,356	2404,083	2367,072
74	169,655	2401,034	2366,115
75	169,655	2405,370	2366,115
76	169,655	2394,236	2366,115
77	169,655	2398,577	2366,115
78	172,429	2393,410	2365,497
79	172,429	2399,403	2365,497
80	172,429	2400,208	2365,497
81	172,429	2406,201	2365,497
82	173,954	2393,410	2365,157
83	173,954	2399,403	2365,157
84	173,954	2400,208	2365,157
85	173,954	2406,201	2365,157

N° Punto	X	Y	Z
86	177,988	2394,659	2364,259
87	177,988	2398,154	2364,259
88	177,988	2401,457	2364,259
89	177,988	2404,952	2364,259
90	182,022	2395,909	2363,360
91	182,022	2396,904	2363,360
92	182,022	2402,707	2363,360
93	182,022	2403,702	2363,360
94	242,061	2395,909	2361,550
95	242,061	2396,904	2361,550
96	242,061	2402,707	2361,550
97	242,061	2403,702	2361,550
98	177,988	2393,410	2365,150
99	177,988	2399,403	2365,150
100	177,988	2400,208	2365,150
101	177,988	2406,201	2365,150
102	182,022	2393,410	2365,150
103	182,022	2399,403	2365,150
104	182,022	2400,208	2365,150
105	182,022	2406,201	2365,150
106	242,061	2393,410	2365,150
107	242,061	2399,403	2365,150
108	242,061	2400,208	2365,150
109	242,061	2406,201	2365,150
110	156,758	2403,660	2367,610
111	156,758	2401,900	2367,610
112	156,758	2397,711	2367,610
113	156,758	2395,951	2367,610
114	152,247	2398,694	2367,610
115	152,247	2400,928	2367,610
116	242,061	2403,703	2363,360
117	242,061	2402,706	2363,360
118	242,061	2396,905	2363,360
119	242,061	2395,908	2363,360
120	208,007	2406,201	2365,150
121	208,007	2400,208	2365,150
122	208,007	2399,403	2365,150
123	208,007	2393,410	2365,150
124	208,007	2395,909	2362,455
125	208,007	2396,904	2362,455
126	208,007	2402,707	2362,455
127	208,007	2403,702	2362,455
128	208,007	2403,703	2363,360
129	208,007	2402,706	2363,360

N° Punto	X	Y	Z
130	208,007	2396,905	2363,360
131	208,007	2395,908	2363,360
132	101,991	2383,322	2367,750
133	101,031	2385,304	2367,750
134	122,990	2393,498	2367,687
135	122,131	2395,526	2367,687
136	125,176	2394,424	2367,680
137	124,365	2396,472	2367,680
138	127,125	2395,195	2367,675
139	126,315	2397,243	2367,675
140	129,620	2396,028	2367,668
141	129,029	2398,150	2367,668
142	131,923	2396,670	2367,661
143	131,369	2398,802	2367,661
144	133,077	2396,970	2367,658
145	132,523	2399,102	2367,658
146	134,236	2397,228	2367,655
147	133,757	2399,378	2367,655
148	136,391	2397,683	2367,649
149	135,936	2399,838	2367,649
150	137,727	2397,876	2367,645
151	137,402	2400,055	2367,645
152	140,063	2398,225	2367,639
153	139,738	2400,403	2367,639
154	142,414	2398,448	2367,632
155	142,167	2400,637	2367,632
156	142,833	2398,495	2367,631
157	142,586	2400,684	2367,631
158	144,774	2398,587	2367,626
159	144,670	2400,787	2367,626
160	147,144	2398,642	2367,620
161	147,092	2400,844	2367,620
162	149,514	2398,697	2367,613
163	149,462	2400,899	2367,613
164	149,937	2398,703	2367,612
165	149,909	2400,905	2367,612
166	242,062	2406,201	2369,370
167	242,062	2403,702	2369,370
168	242,062	2403,703	2369,370
169	242,062	2402,706	2369,370
170	242,062	2402,707	2369,370
171	242,062	2400,208	2369,370
172	242,062	2399,403	2369,370
173	242,062	2396,904	2369,370

N° Punto	X	Y	Z
174	242,062	2395,909	2369,370
175	242,062	2396,905	2369,370
176	242,062	2395,908	2369,370
177	242,062	2393,410	2369,370
178	242,113	2406,201	2369,470
179	242,113	2403,702	2369,470
180	242,113	2402,707	2369,470
181	242,113	2400,208	2369,470
182	242,113	2399,403	2369,470
183	242,113	2396,904	2369,470
184	242,113	2395,909	2369,470
185	242,113	2393,410	2369,470
186	242,164	2393,410	2369,520
187	242,164	2395,909	2369,520
188	242,164	2396,904	2369,520
189	242,164	2399,403	2369,520
190	242,164	2400,208	2369,520
191	242,164	2402,707	2369,520
192	242,164	2403,702	2369,520
193	242,164	2406,201	2369,520
194	242,316	2406,201	2369,550
195	242,316	2403,702	2369,550
196	242,316	2402,707	2369,550
197	242,316	2400,208	2369,550
198	242,316	2399,403	2369,550
199	242,316	2396,904	2369,550
200	242,316	2395,909	2369,550
201	242,316	2393,410	2369,550
202	242,519	2406,201	2369,500
203	242,519	2403,702	2369,500
204	242,519	2402,707	2369,500
205	242,519	2400,208	2369,500
206	242,519	2399,403	2369,500
207	242,519	2396,904	2369,500
208	242,519	2395,909	2369,500
209	242,519	2393,410	2369,500
210	242,697	2393,410	2369,390
211	242,697	2395,909	2369,390
212	242,697	2396,904	2369,390
213	242,697	2399,403	2369,390
214	242,697	2400,208	2369,390
215	242,697	2402,707	2369,390
216	242,697	2403,702	2369,390
217	242,697	2406,201	2369,390

N° Punto	X	Y	Z
218	242,824	2406,201	2369,220
219	242,824	2403,702	2369,220
220	242,824	2402,707	2369,220
221	242,824	2400,208	2369,220
222	242,824	2399,403	2369,220
223	242,824	2396,904	2369,220
224	242,824	2395,909	2369,220
225	242,824	2393,410	2369,220

Fuente: Elaboración propia

Luego de obtener los puntos que dan forma al fondo del desarenador, se crea un archivo en Notepad++ que será editado con las coordenadas "XYZ", en seguida se exportan al software BlueKenue y generamos la triangulación del fondo del desarenador como se muestran en las Figuras 76 y 77.

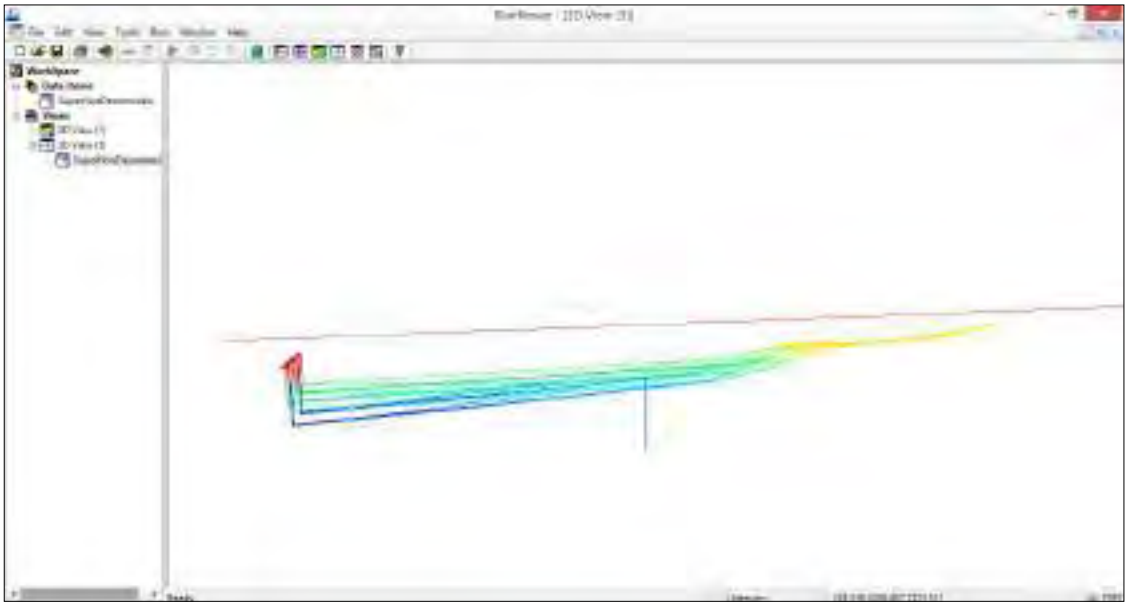


Figura 76. Triangulación del fondo del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

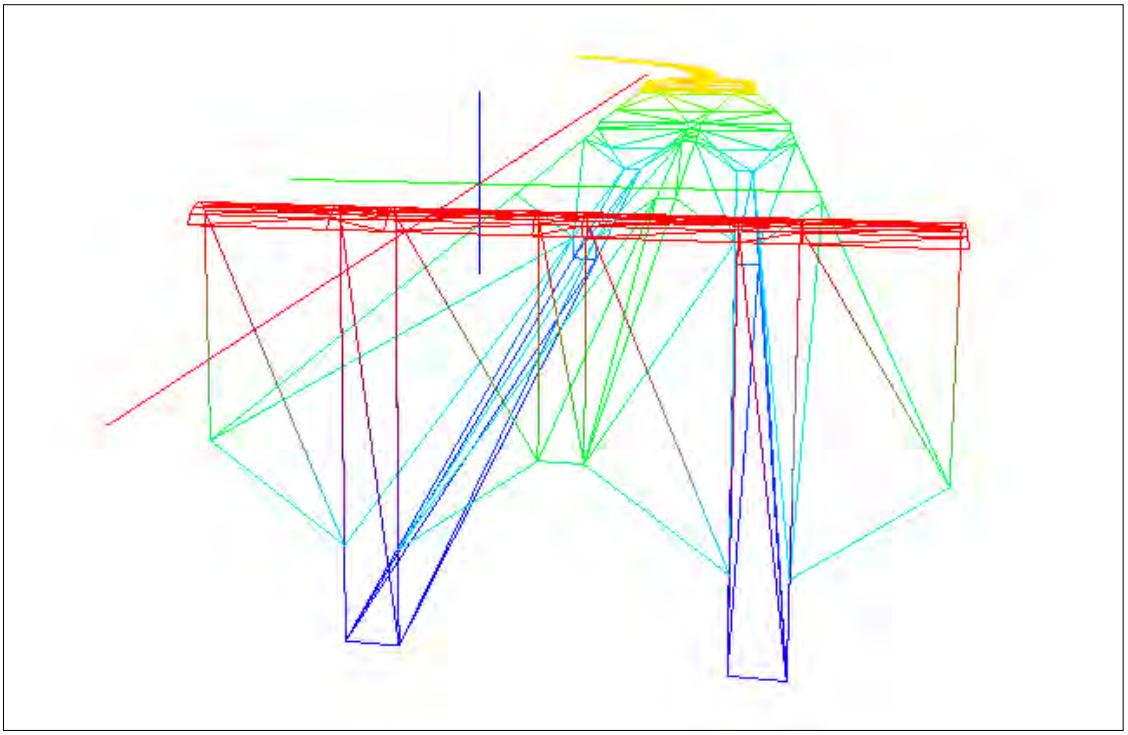


Figura 77. Triangulación del fondo del desarenador y vertedero Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

El borde que delimita el área del desarenador se ingresa en el BlueKenue como Outline y el muro central como Softlines o isla por donde no pasará el flujo del agua, de la misma manera se representan las rejillas como Softlines o pequeñas islas en cada nave del desarenador (Figura 78 y 79 respectivamente).

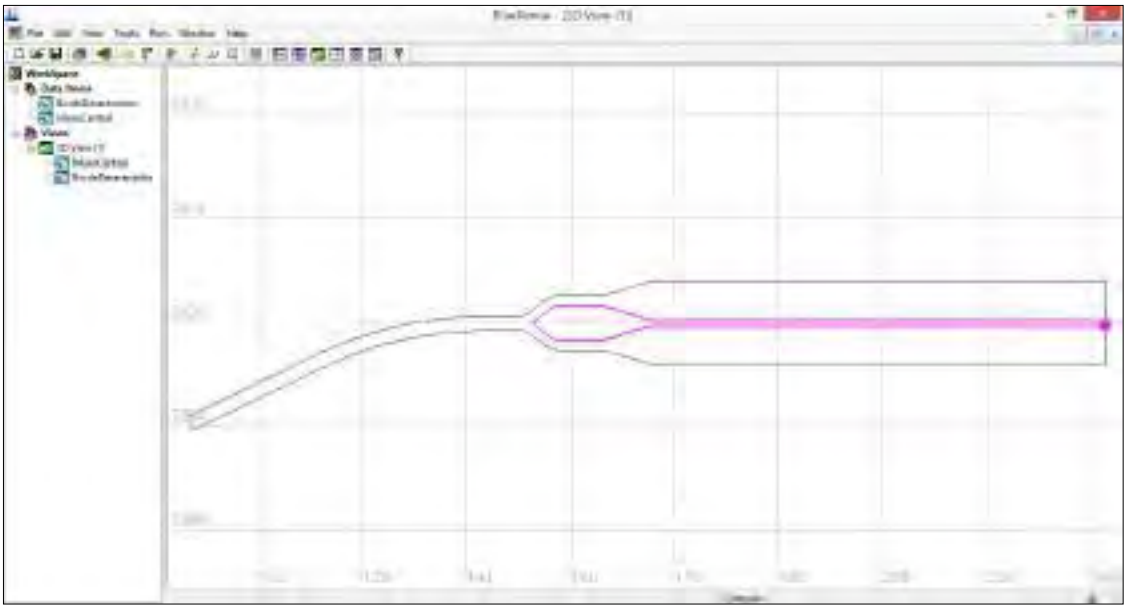


Figura 78. Borde y muro central del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

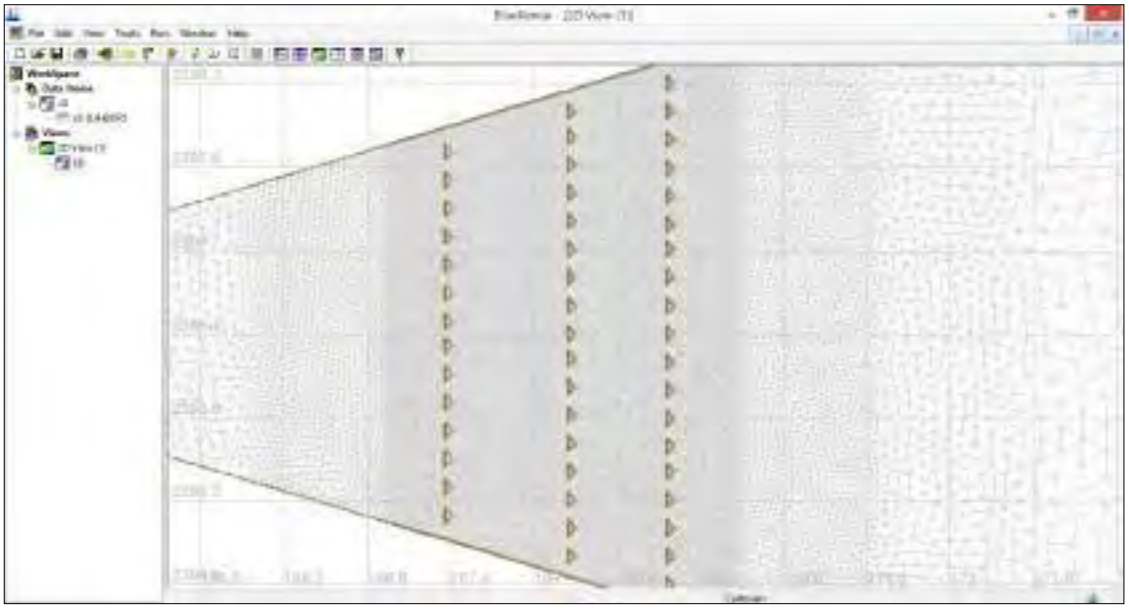


Figura 79. Zonas de densidad de nodos y rejillas disipadoras
Fuente: Elaboración propia

Luego se generan los nodos a cada 0,20 m en todo el desarenador y se delimita la zona de densidad de nodos para representar con más detalle a las rejillas y el vertedero haciendo una transición de entrada y de salida desde 0,20 a 0,10, de 0,10 a 0,05 y de 0,05 a 0,025 (Figura 80), con el fin de no tener cambios bruscos de densidad que generarían que un nodo se una con más de diez nodos y pueda presentar errores al momento de hacer la modelación numérica con Telemac-Mascaret.

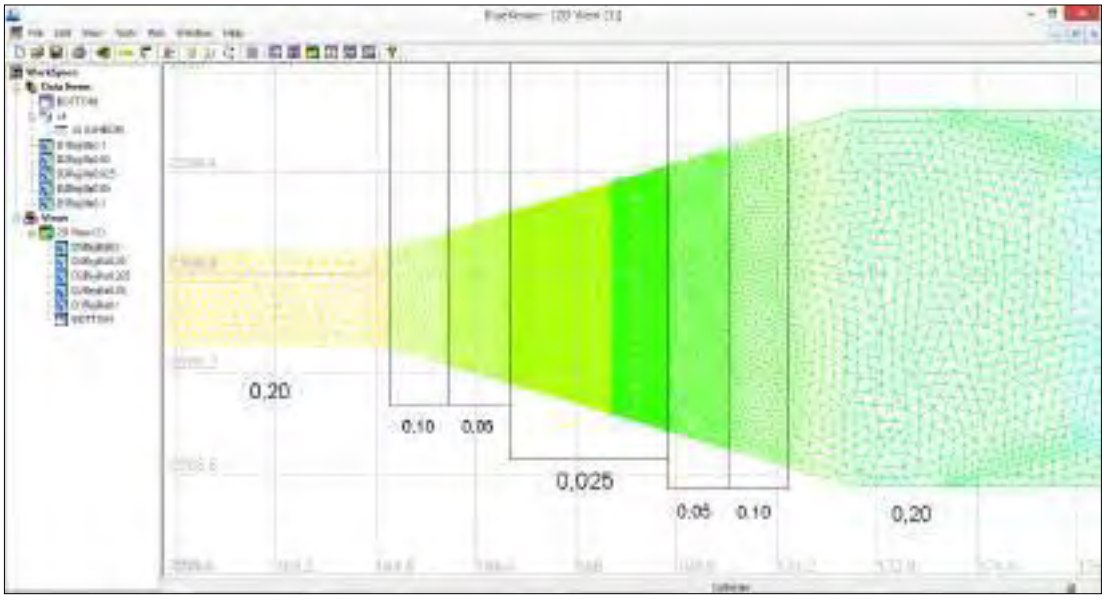


Figura 80. Zonas de densidad de nodos
Fuente: Elaboración propia

Luego se generan las condiciones de borde de entrada y salida del agua (Figura 81), considerando que el flujo va de izquierda a derecha, por lo tanto, se tendría una entrada (InLet) y dos salidas (OutLet1 y OutLet2). El color queda definido por las condiciones de

borde, en este caso la entrada en el canal de captación está definido por un caudal de entrada y le corresponde el color azul y la salida en los vertederos definida por niveles de agua en color verte.

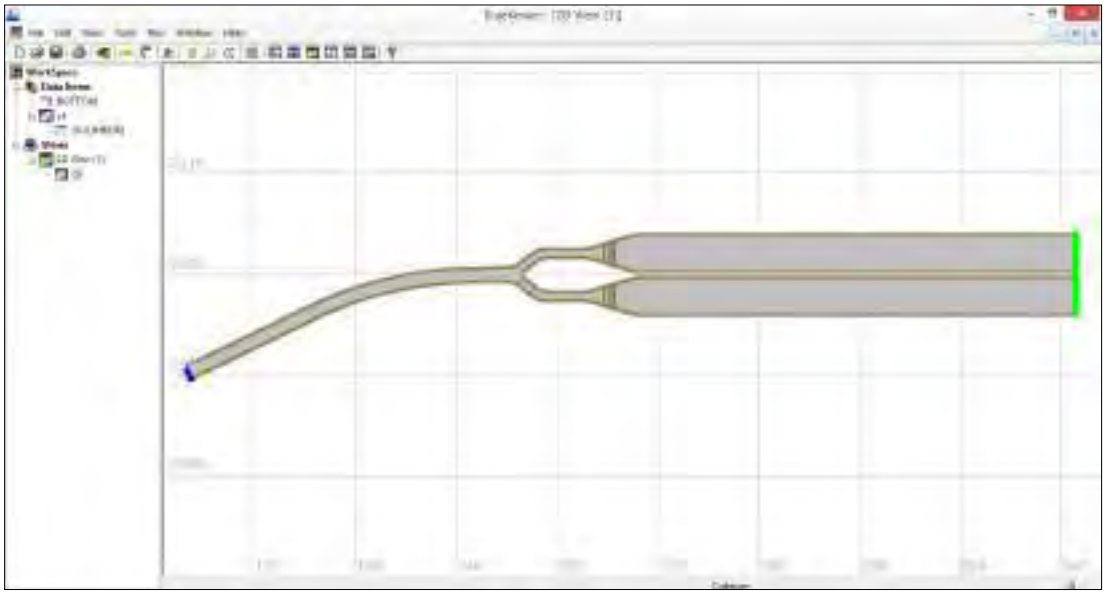


Figura 81. Planta del desarenador y condiciones de entrada y salida del agua
Fuente: Elaboración propia

Después de generar la geometría a detalle, las condiciones de entrada y salida del agua se guardan los archivos “GEO”, “cli.bc2”, “cli.cli” y se procede a construir la curva de descarga de caudales en los vertederos del desarenador con ayuda del software “Hcanales”, se calculan los tirantes críticos para caudales que se encuentran entre 0 y 10 m^3/s teniendo en cuenta que el ancho de la nave es 6,0 m. Los datos de la Tabla 19 se usan para indicar la condición de salida en la modelación numérica. La Figura 82 muestra la tendencia de la curva de descarga de caudales.

Tabla 19. Tirante crítico para cada caudal en el desarenador

Cota de cresta del vertedero = 2369.55 (msnm)		
Q (m^3/s)	**Y_c (m)**	**COTA (msnm)**
0	0,0000	2369,55
2,5	0,2606	2369,81
5	0,4137	2369,96
7,5	0,5421	2370,09
10	0,6567	2370,21

Fuente: Elaboración propia

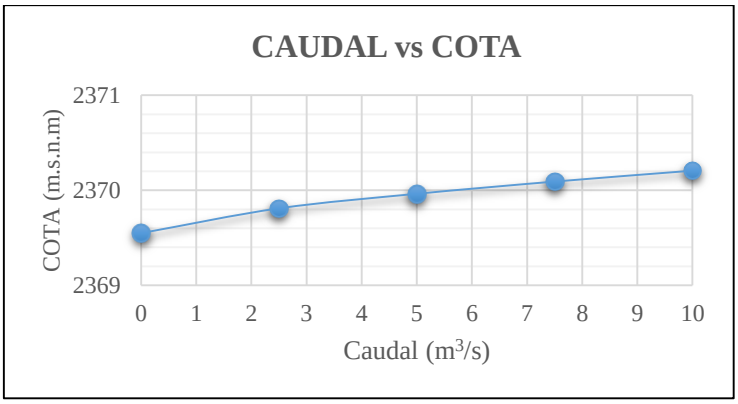


Figura 82. Curva de descarga de caudales
Fuente: Elaboración propia

5.3. Archivos de control para la modelación del desarenador Quitaracsa I

Los datos obtenidos de niveles de agua se guardan en un archivo con nombre "curvaDescarga.txt" que será reconocido por el programa de modelación numérica Telemac-Mascaret y se debe seguir el formato como se muestra en la Figura 83, se observa que tenemos dos curvas, cada una para la salida de caudal en cada vertedero del desarenador.

Cabe mencionar que si cerramos la compuerta en una de las naves del desarenador y por consecuencia no entra ni sale caudal en dicha nave, entonces tendríamos que eliminar Q(2) y Z(2) del archivo "curvaDescarga.txt".

```
1  # STAGE-DISCHARGE CURVE BOUNDARY
2  #
3  Q(1) Z(1)
4  m3/s m
5  0   2369.55
6  2.5 2369.81
7  5   2369.96
8  7.5 2370.09
9  10  2370.21
10 #
11 Q(2) Z(2)
12 m3/s m
13 0   2369.55
14 2.5 2369.81
15 5   2369.96
16 7.5 2370.09
17 10  2370.21
18 #
```

Figura 83. Captura de pantalla del archivo "curvaDescarga.txt" en Notepad++
Fuente: Elaboración propia

5.3.1. Archivo de control del Telemac para la modelación numérica del flujo de agua

Se trabaja con un archivo en formato ".txt" con nombre "CAS.txt" en el cuál estarán definidos todos los comandos necesarios para la representación de la hidrodinámica que leerá el software Telemac-Mascaret en 2D y 3D, tiene las características del

desarenador Quitaracsa I como caudal, coeficiente de fricción, modelo de turbulencia, cota inicial del fluido, etc. A continuación se muestra el orden de los comandos:

```
/-----------------------------------------------------------------------
/ TELEMAC3D Version v7p0 Dec 18, 2013
/ CAS – DESARENADOR QUITARACSA I T3D
/ Elaboración propia

/-----------------------------------------------------------------------
/ EQUATIONS
/-----------------------------------------------------------------------

HORIZONTAL TURBULENCE MODEL       =1
TURBULENCE MODEL FOR LATERAL SOLID BOUNDARIES =1
COEFFICIENT FOR HORIZONTAL DIFFUSION OF VELOCITIES = 0.1
COEFFICIENT FOR VERTICAL DIFFUSION OF VELOCITIES = 1.E-6
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR DIFFUSION OF VELOCITIES = 200
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR VERTICAL VELOCITY = 200

VERTICAL TURBULENCE MODEL = 2
MIXING LENGTH MODEL = 3
LAW OF BOTTOM FRICTION = 4
FRICTION COEFFICIENT FOR THE BOTTOM = 0.016
DAMPING FUNCTION = 3

/-----------------------------------------------------------------------
/ BOUNDARY CONDITIONS
/-----------------------------------------------------------------------
VELOCITY PROFILES           =1;1;1
PRESCRIBED FLOWRATES        =0;0;10.0
PRESCRIBED ELEVATIONS       =2369.95;2369.95;0.0
STAGE-DISCHARGE CURVES FILE =1;1;0
OPTION FOR LIQUID BOUNDARIES =1;1;1
VELOCITY VERTICAL PROFILES = 2;2

/-----------------------------------------------------------------------
/ INPUT-OUTPUT, FILES
/-----------------------------------------------------------------------

STEERING FILE            ='cas.txt'

BOUNDARY CONDITIONS FILE  ='cli.cli'

GEOMETRY FILE             ='GEO.slf'

3D RESULT FILE            ='res3DSR2Nq10'

2D RESULT FILE            ='res2DSR2Nq10'

STAGE-DISCHARGE CURVES FILE ='curvaDescarga.txt'

/-----------------------------------------------------------------------
/ INPUT-OUTPUT, GRAPHICS AND LISTING
/-----------------------------------------------------------------------

LISTING PRINTOUT PERIOD        =5000

VARIABLES FOR 2D GRAPHIC PRINTOUTS = 'U,V,H,B,US,S,M,K,E,F,C,L'
VARIABLES FOR 3D GRAPHIC PRINTOUTS = 'Z,U,V,W'
```

```
NUMBER OF HORIZONTAL LEVELS = 10

MASS-BALANCE                =YES

GRAPHIC PRINTOUT PERIOD     =10000

/-----------------------------------------------------------------
/ INPUT-OUTPUT, INFORMATION
/-----------------------------------------------------------------

INITIAL ELEVATION      =2369.55

INITIAL CONDITIONS ='CONSTANT ELEVATION'

/-----------------------------------------------------------------
/ NUMERICAL PARAMETERS
/-----------------------------------------------------------------

NUMBER OF TIME STEPS =420000

PARALLEL PROCESSORS  =0

TIME STEP           =0.001
```

A continuación, explicaremos cada uno de los comandos activados en el CAS para la simulación de la hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I:

La implementación del Telemac-3D requiere definir dos modelos de turbulencia, horizontal y vertical. La modelación de la turbulencia es una tarea difícil y Telemac-3D ofrece a los usuarios varias opciones de aproximación que son diferentes. (Telemac Modelling System, 2013)

Entonces se tiene:

- HORIZONTAL TURBULENCE MODEL = 1
- VERTICAL TURBULENCE MODEL = 2

El modelo de turbulencia horizontal 1, es para viscosidad constante.

El modelo de turbulencia vertical 2, es para K-épsilon.

- TURBULENCE MODEL FOR LATERAL SOLID BOUNDARIES =1

El modelo de turbulencia para bordes o fronteras sólidas 1, es para régimen turbulento.

- COEFFICIENT FOR HORIZONTAL DIFFUSION OF VELOCITIES = 0.1
- COEFFICIENT FOR VERTICAL DIFFUSION OF VELOCITIES = 1.E-6

Ambos coeficientes de difusión de velocidades tienen los valores por defecto, estos valores pueden tener un efecto significativo tanto en las formas y tamaño de las zonas de recirculación.

- MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR DIFFUSION OF VELOCITIES = 200

- MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR VERTICAL VELOCITY = 200

Los máximos números de iteraciones por defecto es 60 y como máximo 200.

- MIXING LENGTH MODEL = 3

Representa el modelo de turbulencia de Nezu y Nakagawa.

- LAW OF BOTTOM FRICTION = 4

Fricción en el fondo, el número 4 es por la fórmula de Manning.

- FRICTION COEFFICIENT FOR THE BOTTOM = 0.016

El coeficiente de fricción en el fondo del desarenador es 0,016 por ser de concreto.

- DAMPING FUNCTION = 3

La función de amortiguamiento 3, representa la fórmula de Munk y Anderson.

- VELOCITY PROFILES =1;1;1

Para el caso particular del desarenador Quitaracsa I, se activan dos bordes de salida y uno de entrada de caudal.

- PRESCRIBED FLOWRATES =0;0;10.0

Se ingresa con la palabra clave PRESCRIBED FLOWRATES el caudal de entrada, para el caso del desarenador Quitaracsa I el caudal de diseño es 10 m^3/s, los valores que aparecen con "0" representan a cada vertedero del desarenador por donde saldrá el caudal.

- PRESCRIBED ELEVATIONS = 2369.95;2369.95;0.0

Este comando corresponde a la condición de borde de salida, al activar este comando estamos iniciando la modelación con un nivel de agua definido por encima de la cota de la cresta del vertedero que es 2369,55 msnm.

- STAGE-DISCHARGE CURVES FILE =1;1;0

La palabra clave STAGE-DISCHARGE CURVES FILE, nos da la opción de usar "1" si queremos activar la curva de descarga en dicho borde o "0" si no queremos activarla, para el caso del desarenador Quitaracsa I activamos la curva de descarga en los dos vertederos y la desactivamos para el borde de entrada.

- OPTION FOR LIQUID BOUNDARIES =1;1;1

Con esta opción activamos los tres bordes por donde saldrá y entrará el caudal por los vertederos y el canal de ingreso respectivamente.

- VELOCITY VERTICAL PROFILES = 2;2

Se usa para Telemac-3D y las opciones son 0, 1 o 2 para ser programado por el usuario usando y de esta manera indicar el perfil de velocidades a lo largo de la profundidad del canal, un perfil de velocidades constantes y un perfil logarítmico respectivamente.

- STEERING FILE ='cas.txt'
- BOUNDARY CONDITIONS FILE ='cli.cli'
- GEOMETRY FILE ='GEO.slf'
- 3D RESULT FILE ='res3DSR2Nq10'
- 2D RESULT FILE ='res2DSR2Nq10'
- STAGE-DISCHARGE CURVES FILE ='curvaDescarga.txt'

STEERING FILE, es el archivo “cas” con extensión “.txt”.

BOUNDARY CONDITIONS FILE y GEOMETRY FILE, son los archivos creados en BlueKenue que denominamos “cli.cli” y “GEO.slf” respectivamente.

3D RESULT FILE y 2D RESULT FILE, son los archivos resultado que obtendremos de la modelación en 3D y 2D respectivamente y en este caso se puede usar cualquier nombre sin usar puntos porque el programa lo puede interpretar como un archivo con una extensión determinada.

STAGE-DISCHARGE CURVES FILE, es el archivo que creamos como curva de descarga.

- LISTING PRINTOUT PERIOD =5000
- GRAPHIC PRINTOUT PERIOD =10000

Los comandos LISTING PRINTOUT PERIOD y GRAPHIC PRINTOUT PERIOD son para definir los reportes de los resultados que se van ejecutando en la modelación.

- NUMBER OF HORIZONTAL LEVELS = 10

Para el caso de la modelación 3D del desarenador Quitaracsa I se escoge 10 niveles paralelos al fondo que antes generamos con una malla y que para el caso 3D se forman tetraedros al unir todos los nodos creados, este valor se puede escoger al azar según la precisión de la modelación que quisiéramos obtener.

- MASS-BALANCE = YES

Se usa por defecto YES para mantener el principio de conservación de la masa de fluido en estudio que para el caso del desarenador Quitaracsa I es agua.

- VARIABLES FOR 2D GRAPHIC PRINTOUTS = 'U,V,H,B,US,S,M,K,F,C'

Las variables para los resultados de la modelación en 2D son:

U : Promedio de velocidad en el eje "X" (m/s).

V : Promedio de velocidad en el eje "Y" (m/s).

H : Altura del fluido (m).

B : Elevación o cota del fondo (m).

US : Velocidad de fricción (m/s).

S : Elevación libre (m)

M : Magnitud de velocidad (m/s)

K : Modelo de turbulencia K-épsilon.

F : Número de Froude.

C : Celeridad (m/s)

- VARIABLES FOR 3D GRAPHIC PRINTOUTS = 'Z,U,V,W'

Las variables para los resultados de la modelación en 3D son:

Z : Elevación (msnm).

U : Velocidad en el eje "X" (m/s).

V : Velocidad en el eje "Y" (m/s).

W : Velocidad en el eje "Z" (m/s).

- INITIAL ELEVATION =2369.55
- INITIAL CONDITIONS ='CONSTANT ELEVATION'

Con este comando se definen las condiciones iniciales de cada nodo, para este caso se ha elegido elevación constante y el valor es la cota de la cresta del vertedero.

- NUMBER OF TIME STEPS =420000
- PARALLEL PROCESSORS =0
- TIME STEP =0.001

La palabra clave NUMBER OF TIME STEPS, es el número de iteraciones que queremos modelar, PARALLEL PROCESSORS es número de modelaciones en paralelo que queremos usar y está restringido por el número de núcleos del procesador o computadora en la que se va a realizar la modelación y finalmente TIME STEP es el tiempo de modelación de cada iteración, es decir que para el caso particular del estudio del

desarenador Quitaracsa I tenemos 420 000 iteraciones cada 0.001 segundos por lo tanto se tiene un tiempo de modelación total de 420 segundos o 7 minutos.

5.3.2. Archivo de control del Telemac para la modelación numérica de los sedimentos

Para la modelación de los sedimentos con Telemac-Mascaret, primero editamos el BOUNDARY CONDITIONS FILE y lo llamamos “sisCli.cli”, para esto, copiar y pegar los datos del archivo original “cli.cli” a Excel como se muestran en las Figuras 84 y 85 respectivamente.

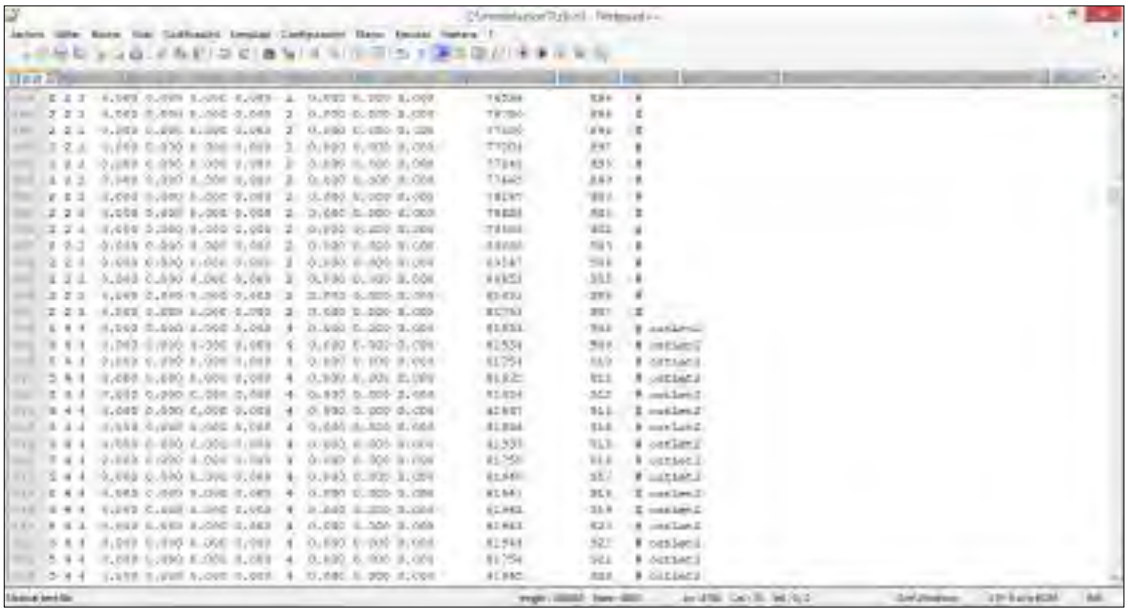


Figura 84. Archivo original “cli.cli”
Fuente: Elaboración propia

Figura 85. Archivo “cli.cli” en Excel filtrando las filas del inLet y outLet
Fuente: Elaboración propia

Con el archivo en Excel, editamos las columnas A, B, C y H filtrando los datos de InLet. Dichas columnas se cambian de 4, 5, 5, 4 a 4, 4, 5, 5 respectivamente (Figura 86). Las columnas del OutLet no se deben editar.

Figura 86. Archivo “sisCli.cli” en Excel filtrando las filas del inLet y outLet
Fuente: Elaboración propia

Después de cambiar los datos en Excel se procede a copiar y pegar a un nuevo archivo con extensión “.txt” denominado “sisCli.cli”, luego se procede a crear la “Variable 23” dentro del archivo GEO que se puede visualizar en BlueKenue (Figura 87).

Para crear la “Variable 23”, clic derecho en GEO de la columna al lado izquierdo y escogemos “Add Variable” como se muestra en la Figura 88.

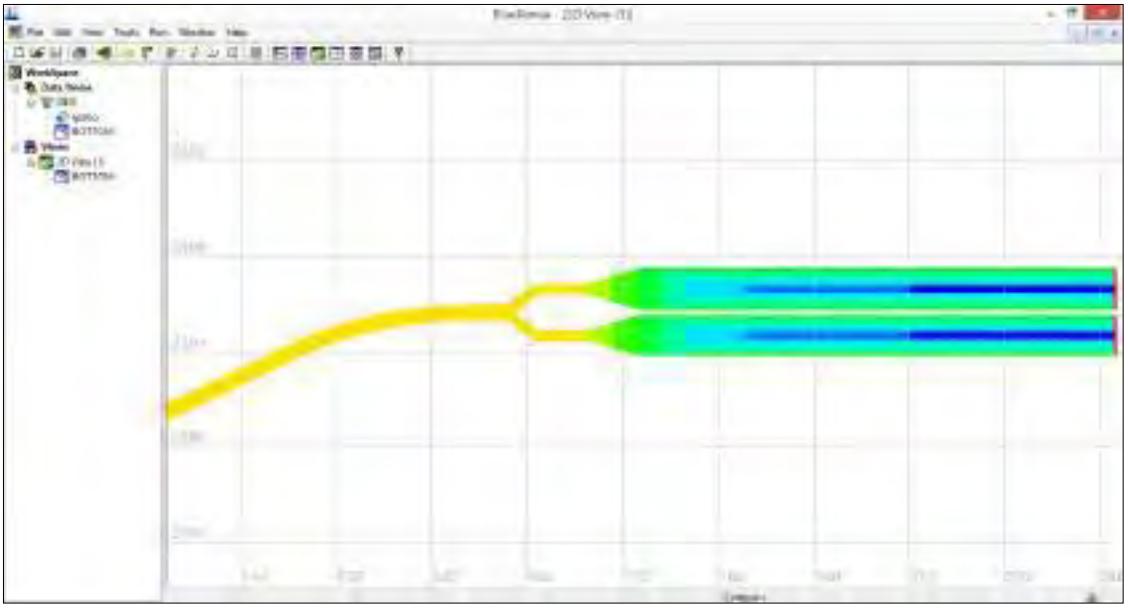


Figura 87. Archivo “GEO.slf” en BlueKenue
Fuente: Elaboración propia

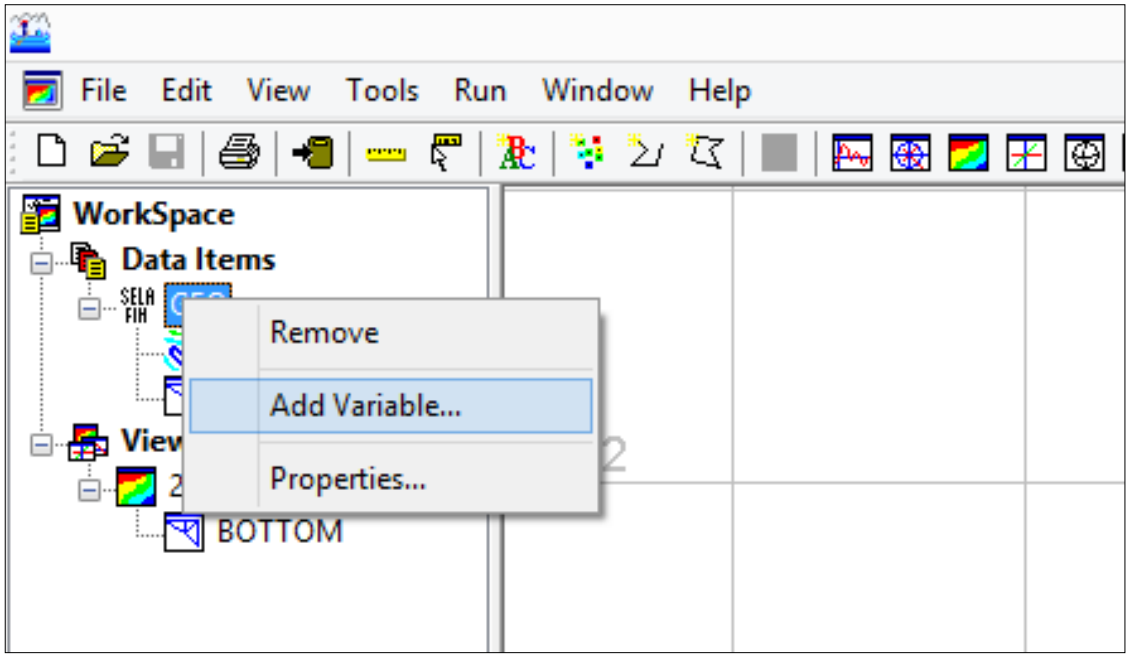


Figura 88. Clic derecho en GEO para agregar la "Variable 23"
Fuente: Elaboración propia

Al hacer clic en "Add Variable", se activa la siguiente ventana de diálogo como se muestra en la Figura 89 donde se escribe "Variable 23" en el cuadro "Name" y "1" en "Default Node Value" y hacer clic en "OK".

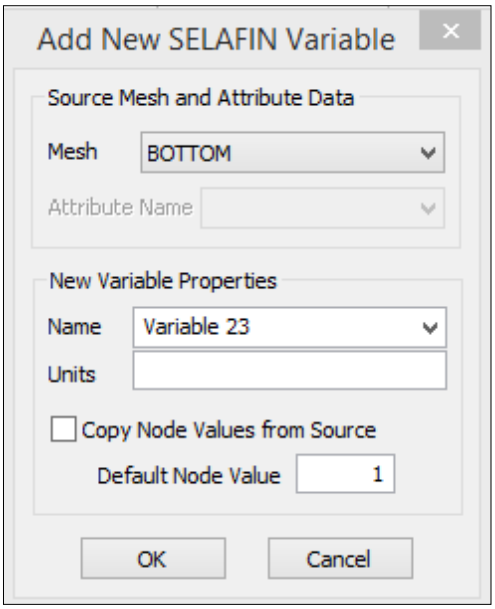


Figura 89. "Variable 23"
Fuente: Elaboración propia

Finalmente el archivo de "Variable 23" se guarda dentro del "GEO.slf" y queda de la siguiente manera como se muestra en la Figura 90 donde cada nodo del desarenador tiene un valor adimensional igual a 1.

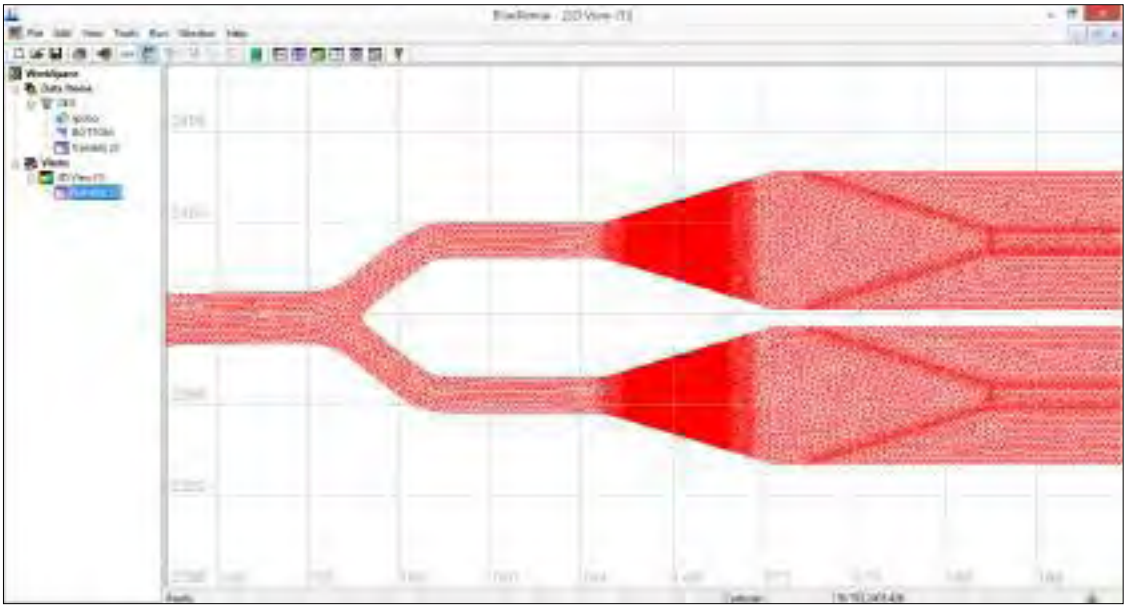


Figura 90. Representación gráfica de “Variable 23”
Fuente: Elaboración propia

Para la modelación de sedimentos, al archivo “cas.txt” que explicamos en la sección 5.3.1, se le agrega unos comandos para acoplar al módulo SYSIPHE en la modelación, se agrega al archivo “CAS.txt” lo siguiente:

```
/-------------------------------------------------
/  COUPLING WITH SISYPHE
/-------------------------------------------------
/
COUPLING WITH                  = 'SISYPHE'
/
SISYPHE STEERING FILE          = 'sisDesarenadorQuit.txt'
/
COUPLING PERIOD FOR SISYPHE    =10000
```

Luego se crea un archivo similar al “cas.txt” con el nombre “sisDesarenadorQuit.txt” para el caso particular del desarenador Quitaracsa I y dicho archivo será activado por el “cas.txt” cuando inicie la modelación. El acoplamiento se hará cada de 10 000 iteraciones según el valor que indiquemos en COUPLING PERIOD FOR SYSIPHE.

El archivo “Sisyphe” utilizado para la modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I es el siguiente:

```
/-------------------------------------------------------------------/
/   SISYPHE  -  DESARENADOR QUITARACSA I T3D   /
/   Elaboración propia
/-------------------------------------------------------------------/
/
GEOMETRY FILE                  = 'GEO.slf'
BOUNDARY CONDITIONS FILE       = 'sisCli.cli'
```

```
RESULTS FILE                  = 'resSisSediQuit'
/
/-----------------------------------------------
/  GENERAL INFORMATIONS - OUTPUTS
/-----------------------------------------------
/
VARIABLES FOR GRAPHIC PRINTOUTS ='U,V,H,B,US,S,M,K,E,F,C,L'
TIME STEP                              = 0.0005
NUMBER OF TIME STEPS                   = 420000
/
/-----------------------------------------------
/  BOUNDARY CONDITIONS
/-----------------------------------------------
/
MASS-BALANCE = YES
/
/-----------------------------------------------
/  PHYSICAL PARAMETERS
/-----------------------------------------------
/
SEDIMENT DENSITY                   = 2800
NUMBER OF SIZE-CLASSES OF BED MATERIAL = 1
SEDIMENT DIAMETERS                 = 1.06E-4
INITIAL FRACTION FOR PARTICULAR SIZE CLASS = 1
SETTLING VELOCITIES = 0.0004
SHIELDS PARAMETERS = 0.08
BED-LOAD TRANSPORT FORMULA = 7
BED LOAD = NO
COHESIVE SEDIMENTS = NO
/
/-----------------------------------------
/ MODELING PARAMETERS
/-----------------------------------------
/
FORMULA FOR SLOPE EFFECT = 1
FORMULA FOR DEVIATION = 1
SLOPE EFFECT  = YES
FRICTION ANGLE OF THE SEDIMENT = 40
BETA = 1.3
PARAMETER FOR DEVIATION = 0.85
SEDIMENT SLIDE = YES
SECONDARY CURRENTS = YES
SECONDARY CURRENTS ALPHA COEFFICIENT = 1
CORRECTION ON CONVECTION VELOCITY = NO
MASS CONCENTRATION = YES
TYPE OF ADVECTION = 1
/
/---------- SUSPENDED SEDIMENT ----------------------------------
/
SUSPENSION = YES
/Cálculo del perfil de concentraciones dado por Van-Rijn:
REFERENCE CONCENTRATION FORMULA = 3
/concentracion de la partícula en estudio (38%) en la frontera de entrada 1.0 g/l entre 2800 g/l:
CONCENTRATION PER CLASS AT BOUNDARIES = 3.57E-4
/Concentration para el 38% de la concentracion por sedimento
```

El comando o palabra clave de las variables a utilizar es VARIABLES FOR GRAPHIC PRINTOUTS:

- VARIABLES FOR GRAPHIC PRINTOUTS ='U,V,H,B,US,S,M,K,F,C'

  U : Promedio de velocidad en el eje “X” (m/s).

  V : Promedio de velocidad en el eje “Y” (m/s).

  H : Altura del fluido (m).

  B : Elevación o cota del fondo (m).

  US : Velocidad de fricción (m/s).

  S : Elevación libre (m)

  M : Magnitud de velocidad (m/s)

  K : Modelo de turbulencia K-épsilon.

  F : Número de Froude.

  C : Celeridad (m/s)

- SEDIMENT DENSITY = 2800
- NUMBER OF SIZE-CLASSES OF BED MATERIAL = 1
- SEDIMENT DIAMETERS = 1.06E-4
- INITIAL FRACTION FOR PARTICULAR SIZE CLASS = 1
- SETTLING VELOCITIES = 0.0004
- SHIELDS PARAMETERS = 0.08
- BED-LOAD TRANSPORT FORMULA = 7
- BED LOAD = NO
- COHESIVE SEDIMENTS = NO

Los parámetros físicos de los sedimentos se obtienen de la curva granulométrica por tamizado y por hidrómetro obtenidos del ensayo de laboratorio como se mostró en el Capítulo 4, donde la gravedad específica de la muestra ensayada es 2.8.

- NUMBER OF SIZE-CLASSES OF BED MATERIAL = 1

Para el caso particular de la modelación del desarenador Quitaracsa I se escogerá 1 diámetro de partícula que será el de diseño igual a 0.1 mm que se calculó en la sección 4.4.5.

- INITIAL FRACTION FOR PARTICULAR SIZE CLASS = 1

En la modelación del desarenador Quitaracsa I se usó 1 tamaño de sedimento por lo tanto tenemos el 100% del mismo tamaño, si estuviéramos modelando 2 o más tamaños de sedimentos tendríamos que usar la proporción por cada tamaño obtenida de la granulometría.

- SETTLING VELOCITIES = 0.0004
- SHIELDS PARAMETERS = 0.08

SETTLING VELOCITIES se calcula con la fórmula de Van Rijn, utilizando esta vez un d_{50} igual al diámetro de partícula de diseño:

$$\frac{10v}{d_{50}}\left(\sqrt{1+0{,}01\frac{(s-1)gd_{50}^3}{v^2}}-1\right)=0.0075$$

SHIELDS PARAMETERS (Θ_c) se calcula con las siguientes fórmulas[37]:

$$D_* = d\left[\left(\frac{\rho_s}{\rho-1}\right)\frac{g}{V^2}\right]^{1/3}$$

$$\Theta_c = \begin{cases} 0{,}24\ D_*^{-1} & D_* \leq 4 \\ 0{,}14\ D_*^{-0{,}64} & 4 < D_* \leq 10 \\ 0{,}04\ D_*^{-0{,}10} & 10 < D_* \leq 20 \\ 0{,}013\ D_*^{0{,}29} & 20 < D_* \leq 150 \\ 0{,}045 & 150 < D_* \end{cases}$$

- BED-LOAD TRANSPORT FORMULA = 7
- BED LOAD = NO
- COHESIVE SEDIMENTS = NO

BED-LOAD TRANSPORT FORMULA = 7, indica que se va a modelar usando la fórmula de Van Rijn.

BED LOAD = NO, con esto se ajusta automáticamente con el propósito de que los resultados sean vinculados con el tipo y tamaño de sedimento seleccionado.

COHESIVE SEDIMENTS = NO, para sedimentos no cohesivos.

En el caso de la modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I, el archivo "cas.txt" tiene incluido como archivo previo al resultado de la modelación del flujo de agua con nombre "res3DCRNIq10" en el que se encuentra la modelación anterior con conservación de la masa (caudal de ingreso igual al caudal de salida) y con velocidades constantes en el tiempo.

[37] Tassi & Villaret, 2014, pág. 21

5.4. Post-procesamiento con Tecplot 360 EX 2015 R2

El software Tecplot 360 es un programa de post-procesamiento de análisis visual de datos que representa de manera simple un gran conjunto de datos en muy poco tiempo.

La versión 2015 del software es diez veces más rápida que la versión anterior 2013 en el análisis computacional y la representación de gráficos.

Los mapas de colores personalizados permiten a los usuarios comprender las variaciones de sus datos a través del uso de gráficas y así identificar las áreas de interés.

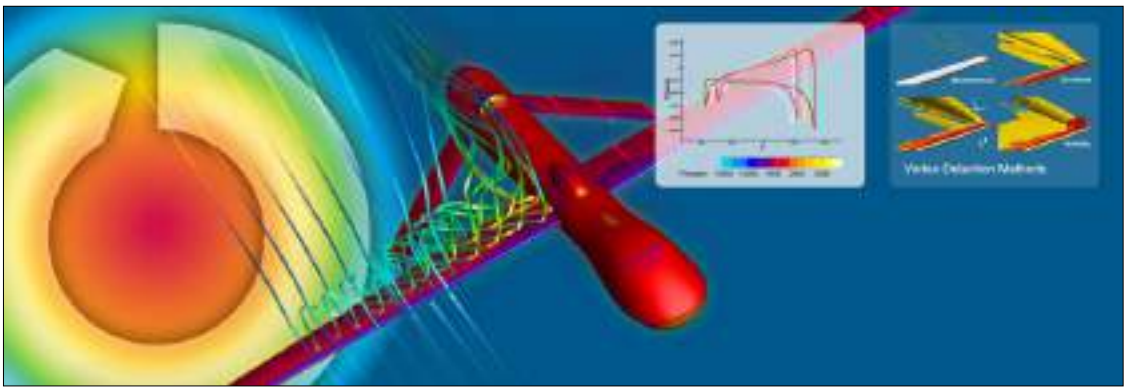


Figura 91. Tecplot 360 EX 2015 R2
Fuente: tecplot.com

Para iniciar el post-procesamiento de los resultados en 3D del Telemac-Mascaret, recibí apoyo del Ingeniero francés Antoine Ligier quien me envió por correo el plug-in de nombre “sera.dll” para compilar Tecplot con Telemac. A diferencia de las versiones anteriores, para las versiones EX 2015 R2 y EX 2016 R1 la línea para entrar en el archivo Tecplot.add es:

$ LoadAddOn "Sera"

Primero seguir la ruta Archivo de Programas → Tecplot → Tecplot 360 EX 2015 R2 → bin. Dentro de la carpeta “bin” pegar el plug-in de nombre “sera.dll”

Una vez hecho esto, iniciar Tecplot, el cargador debería aparecer, por lo que puede cargar archivos .slf, para cargar archivos de resultado directo de Telemac se debe hacer lo siguiente:

Al iniciar Tecplot aparecerá una ventana como se aprecia en la Figura 92, luego dirigirse al menú Scripting→Quick Macros (Figura 93) y aparecerá al lado derecho el Quick Macro Panel (Figura 94), luego ir menú Help→About Add Ons, y verificar que en la parte inferior de la lista aparezca la siguiente información:

```
Telemac Data Loader
    Version: 1.0_Feb 10 2015
    Author: EDF R&D
    Type: Standard V7
    Library: sera.dll
    Full Path: %tecplotInstallationPath%\bin\sera.dll
    Built Using Tecplot Ver: 110
```

Si no aparece esta información como se muestra en la Figura 95, hacer clic en “Load AddOn” dentro de Quick Macro Panel al lado derecho de la pantalla y aparecerá un cuadro de diálogo donde se debe escribir “sera” y presionar “Enter” (Figura 96), después de esto, ir al menú Help→About Add Ons y aparecerá al final de la lista la información de Telemac Data Loader como se muestra en la Figura 97.

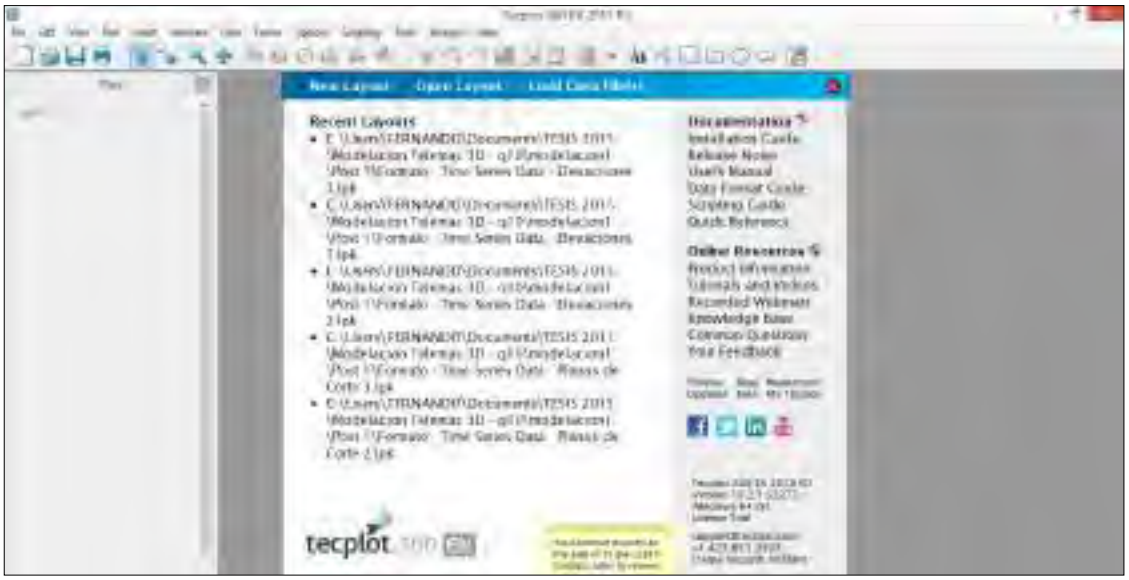


Figura 92. Inicio del software Tecplot 360 EX 2015 R2
Fuente: Elaboración propia

Figura 93. Scripting→Quick Macros
Fuente: Elaboración propia

Figura 94. Quick Macro Panel y Help→About Add-Ons
Fuente: Elaboración propia

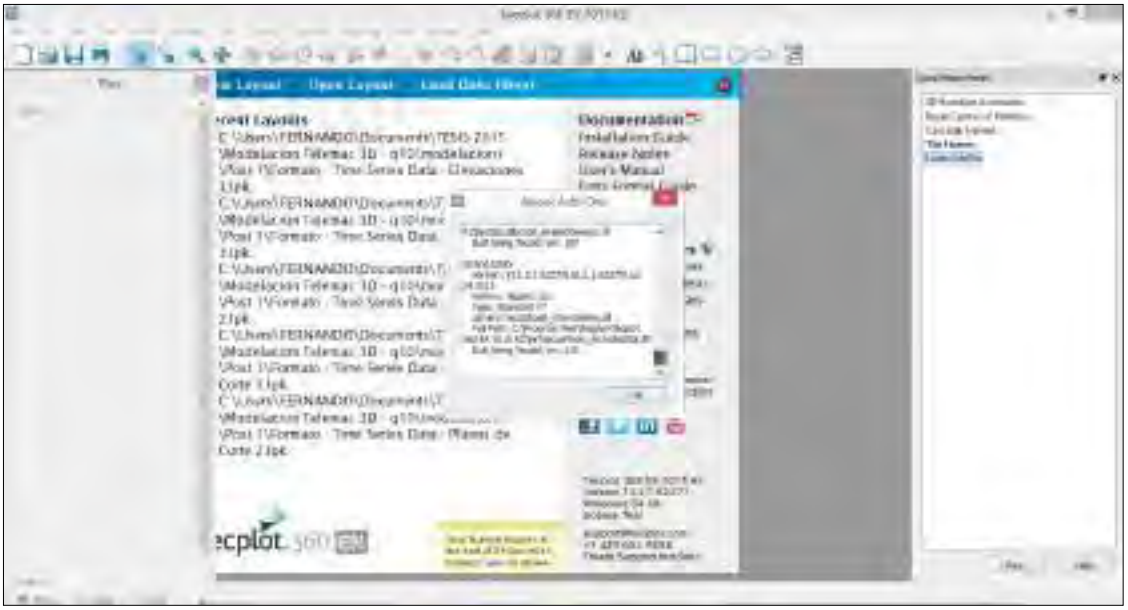


Figura 95. About Add-Ons
Fuente: Elaboración propia

Figura 96. Load AddOn→"será"
Fuente: Elaboración propia

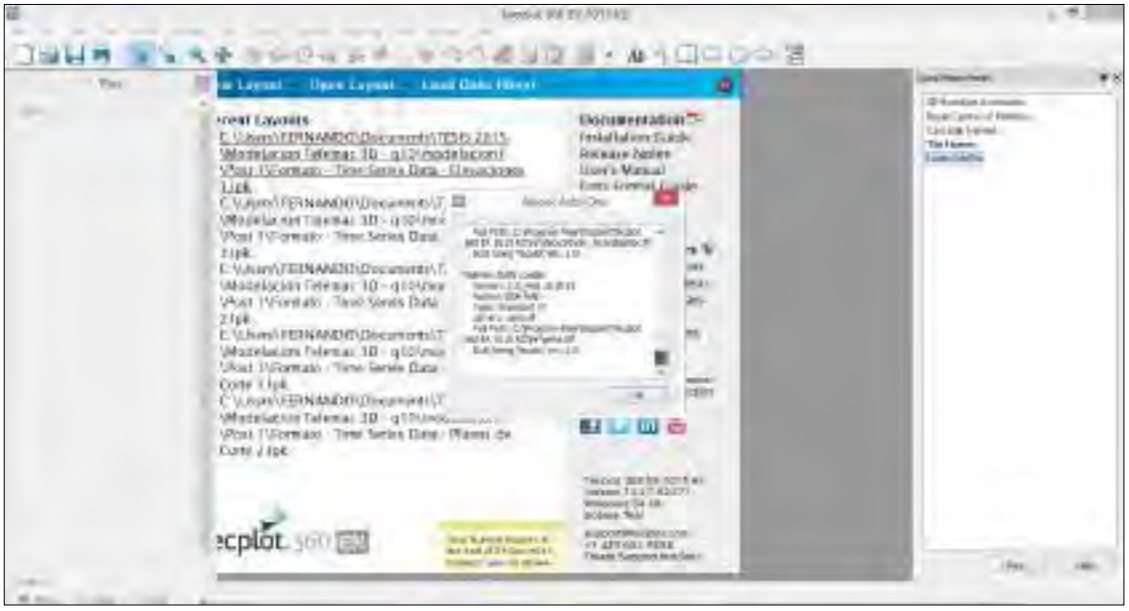


Figura 97. Telemac Data Loader
Fuente: Elaboración propia

Ahora para cargar el archivo resultado de Telemac 3D en Tecplot se debe seguir los siguientes pasos:

En la barra de menú hacer clic en File→Load Data Files y en la parte inferior al lado derecho buscar la nueva opción que se activó "Telemac Data Loader (Select to use)" como se aprecia en la Figura 98, y seleccionar la primera opción "Telemac result file" como se muestra en la Figura 99, luego seleccionar el archivo resultado que queremos visualizar en Tecplot y aparecerá en una hoja con fondo de color blanco.

Activar al lado izquierdo de la pantalla la opción "Contour" y aparecerá, en este caso, el Desarenador como se puede ver en la Figura 100.

Figura 98. Load Data Files
Fuente: Elaboración propia

Figura 99. Telemac Data Loader options
Fuente: Elaboración propia

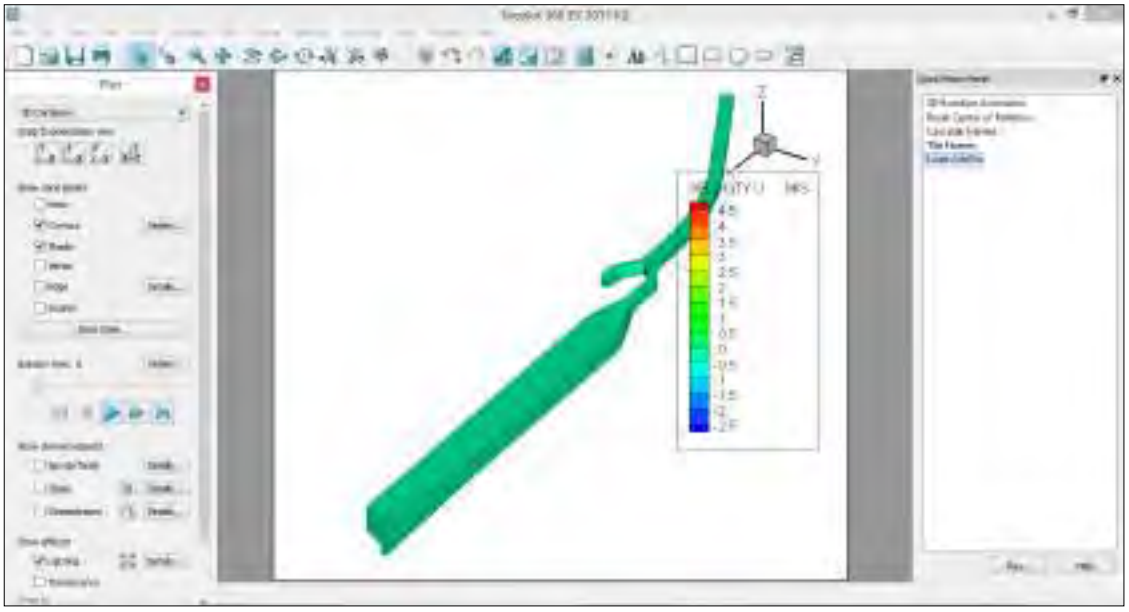


Figura 100. Primera visualización del resultado de la modelación del desarenador en Tecplot
Fuente: Elaboración propia

En la barra de menú hacer clic en Analyze→Field Variables… y aparecerá la ventana "Fiel Variables" como se aprecia en la Figura 101, luego seleccionar la opción Velocity y escoger las opciones de velocidad en el mismo orden que se aprecia en la Figura 102 y presionar "OK".

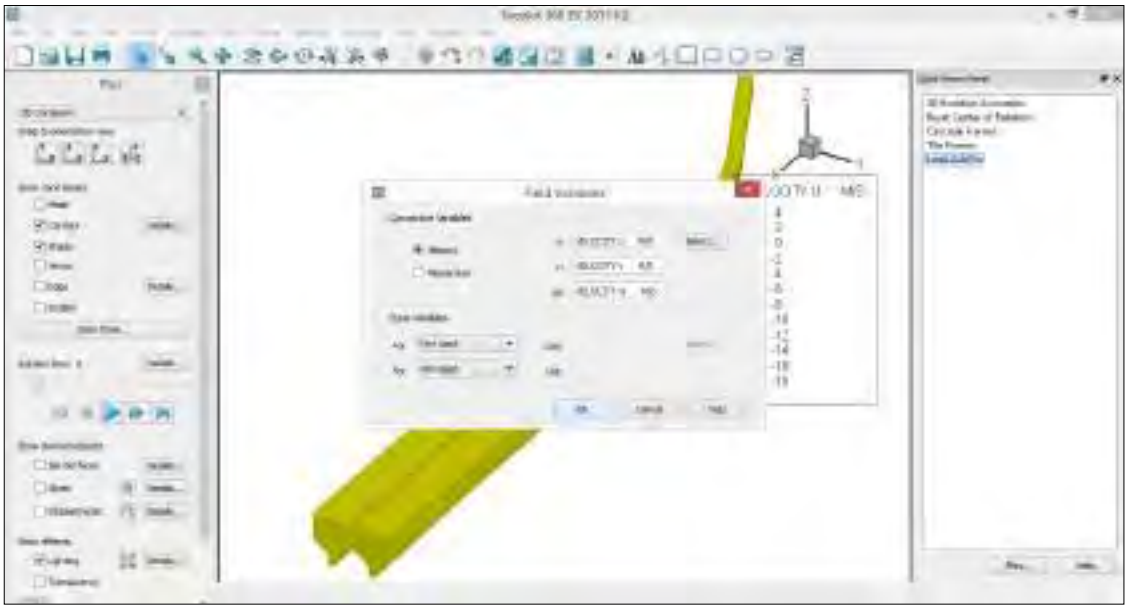


Figura 101. Analyze→Field Variables
Fuente: Elaboración propia

En la barra de menú hacer clic en Analyze→Calculate Variables… y aparecerá la ventana "Calculate", seleccionar la opción "Velocity Magnitude" como se aprecia en la Figura 124 y hacer clic en "Calculate", aparecerá una información "Calculate-on-demand was successfully set up" y presionar "OK".

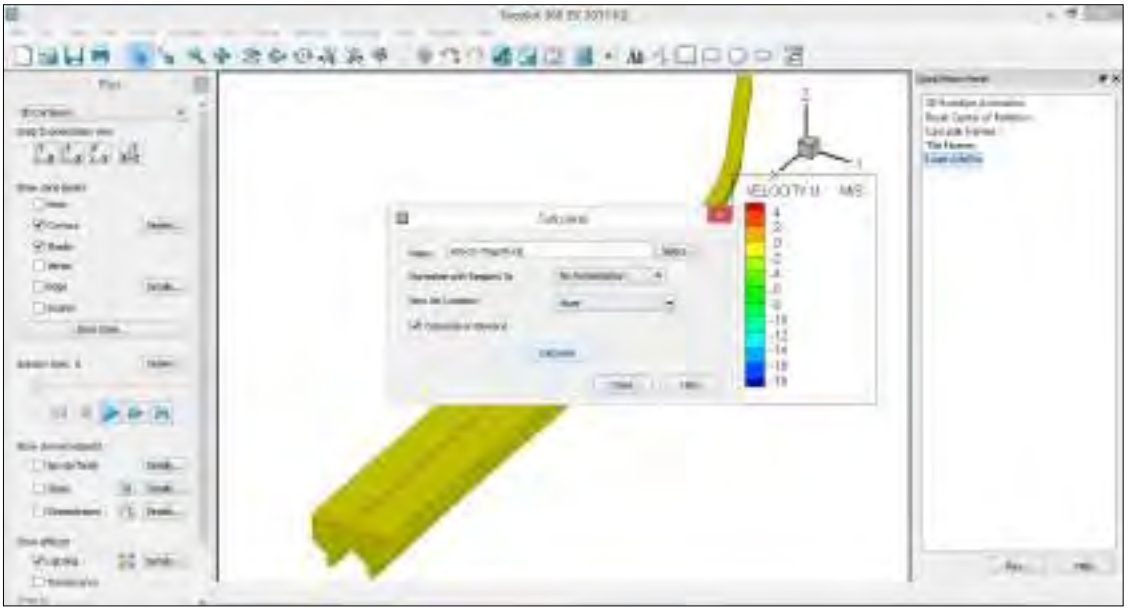


Figura 102. Analyze→ Calculate Variables
Fuente: Elaboración propia

Luego hacer doble clic en el cuadro de velocidades que aparece en escala de colores y escoger la opción "Velocity Magnitude" y escoger la escala e intervalos de los colores de las velocidades que representen de manera clara el resultado de la modelación.

5.5. Resultados de la modelación del flujo de agua del desarenador Quitaracsa I

En este apartado se prueba la importancia y el impacto de las rejillas en un desarenador y para ello se ha modelado el desarenador Quitaracsa I con y sin rejillas disipadoras.

Adicionalmente a los resultados de los cálculos por fórmulas matemáticas para el diseño del desarenador Quitaracsa I que se mencionaron en el Capítulo 4, se compara si los cálculos fueron los correctos e identificar posibles variaciones.

El esquema del estudio hidrodinámico del desarenador Quitaracsa I se dividió en los siguientes casos:

- Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I sin rejillas:

  - Desarenador operando con las dos naves
  - Desarenador operando con la nave izquierda y compuerta en nave derecha
  - Desarenador operando con la nave derecha y compuerta en nave izquierda

- Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con rejillas:

  - Desarenador operando con las dos naves
  - Desarenador operando con la nave izquierda y compuerta en nave derecha
  - Desarenador operando con la nave derecha y compuerta en nave izquierda

5.5.1. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I sin rejillas operando con las dos naves

En la Figura 103 se muestra la representación del desarenador Quitaracsa I en 3D y la escala de colores establece los intervalos de velocidades.

En la Figura 104 se observa que el patrón de las líneas de flujo indica que la corriente principal se encuentra en la margen izquierda. Esto era de esperarse debido a la curvatura que presenta el canal de captación del desarenador.

Adicionalmente en la Figura 104 se puede visualizar la turbulencia generada en la zona de transición, la cual se propaga hacia el desarenador. Aunque las velocidades son menores a 0,5 m/s y aparentemente no debería haber problemas de deposición de sedimentos es probable que la disposición final de los sedimentos en las naves afecte la eficiencia del desarenador.

En el Zoom 1 y Zoom 2 de la Figura 104 se muestra un perfil de las líneas de corriente donde se aprecia los vórtices que se generan a lo largo de los 19 m de longitud de la zona de transición.

En la Figura 105 la velocidad en el canal de captación es 1,7 m/s. Este dato es obtenido a 5,0 m antes de la bifurcación de las naves.

En la Figura 105 también se muestra la gráfica Tiempo vs Velocidad donde se observa que a partir de los 300 segundos se estabiliza el valor de la velocidad y se mantiene constante.

En la Figura 106 se observa claramente un efecto esperado producto de la curva en el canal de captación donde la inercia de la masa de agua tiende a seguir el curso de la curva y es por eso que en la nave izquierda la velocidad es 0,9 m/s y en la nave derecha es 1,6 m/s. Lo recomendable es que ambas naves trabajen con el mismo caudal y velocidad.

En la Figura 107 se quiere representar los valores de velocidades dentro de las naves. Se observa que descienden rápidamente por el aumento de la sección transversal. En la nave izquierda se tiene una velocidad de 0,12 m/s y en la nave derecha es 0,20 m/s. En las secciones transversales de la Figura 107 se aprecian las irregularidades de la nave derecha. Esto se debe al efecto de la curvatura en el canal de ingreso y la alta turbulencia a la entrada de las naves del desarenador.

En la Figura 108, la velocidad promedio de la sección transversal en la nave izquierda es de 0,21 m/s y en la nave derecha es de 0,20 m/s. Comparando estas velocidades con los valores de velocidad a la entrada de las naves se aprecia que la nave derecha se mantiene constante pero en la nave izquierda el dato varía. Si se observa la sección transversal de la nave izquierda se puede apreciar las irregularidades en toda su altura

En la Figura 109 la cota en el canal de captación es 2370,6 msnm siendo la cota de la cresta del vertedero 2369,55 msnm.

En la Figura 110 se observa que la cota del agua en la zona de transición en la nave izquierda es 2370,7 msnm y en la nave derecha es 2370,5 msnm. En la nave izquierda el nivel de agua aumenta en 10 cm con respecto al canal de captación.

En la Figura 111 se observa que la cota en la nave izquierda del desarenador se mantiene en 2370,7 msnm y en la nave derecha es 2370,6 msnm, es decir que en la nave derecha el nivel de agua aumenta en 10 cm con respecto a la zona de transición.

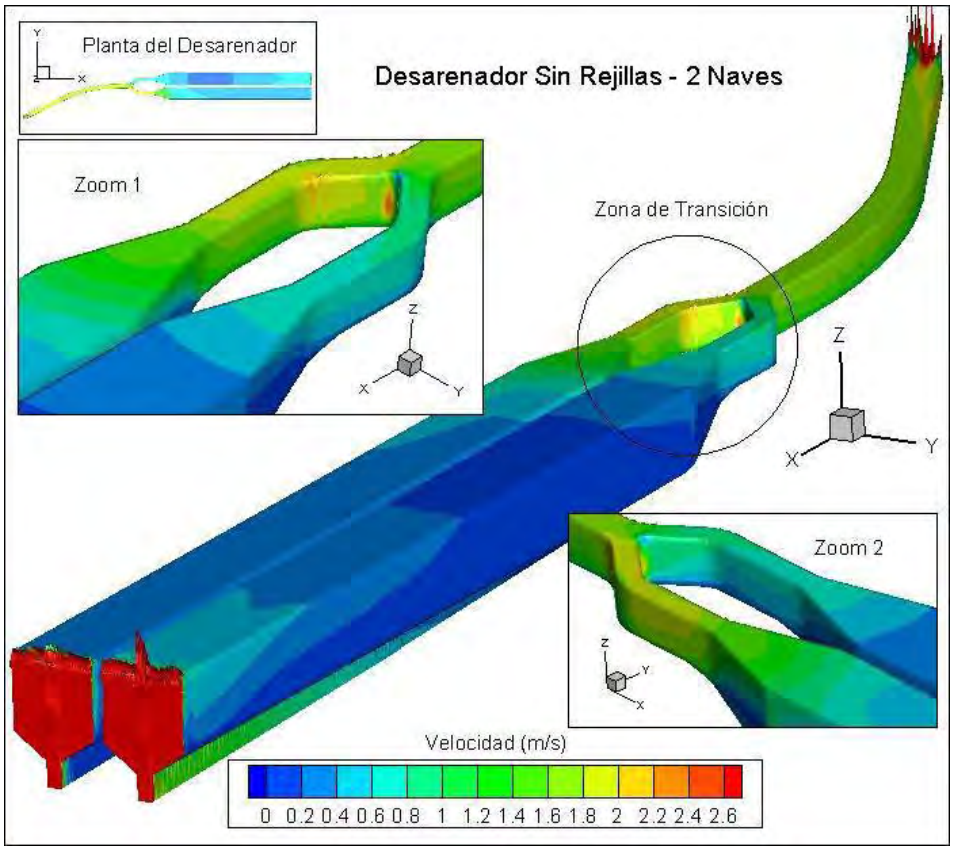


Figura 103. Desarenador Quitaracsa I sin rejillas con dos naves
Fuente: Elaboración propia

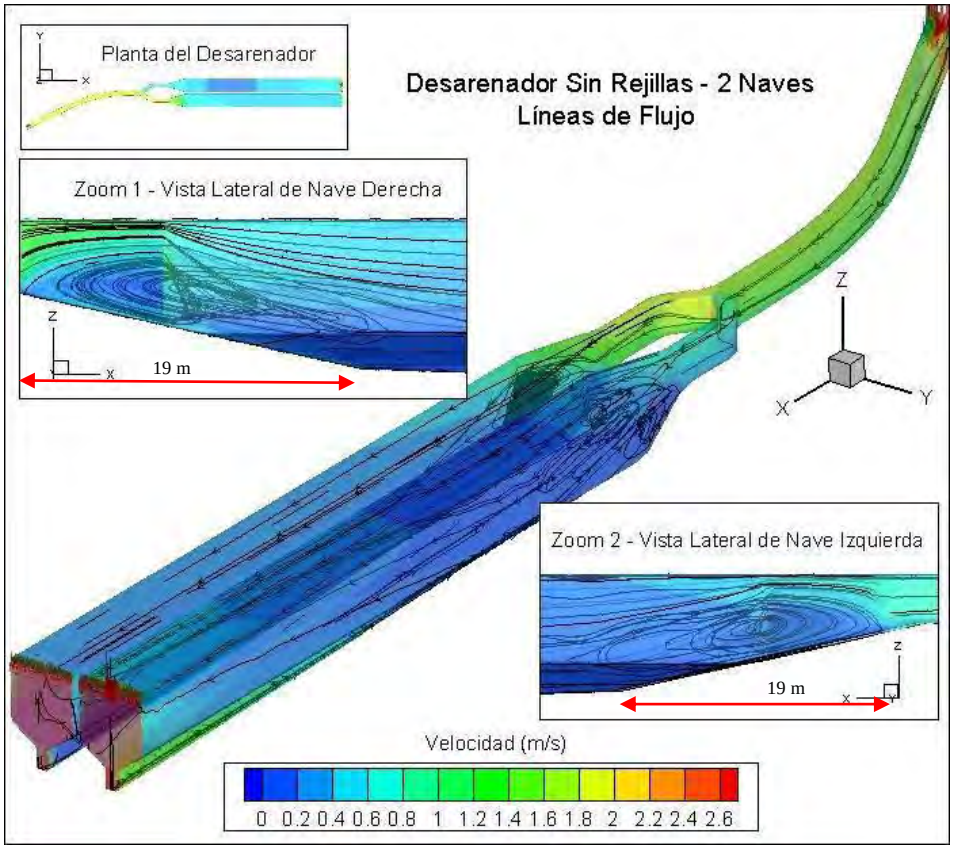


Figura 104. Líneas de flujo de agua del desarenador Quitaracsa I sin rejillas con dos naves
Fuente: Elaboración propia

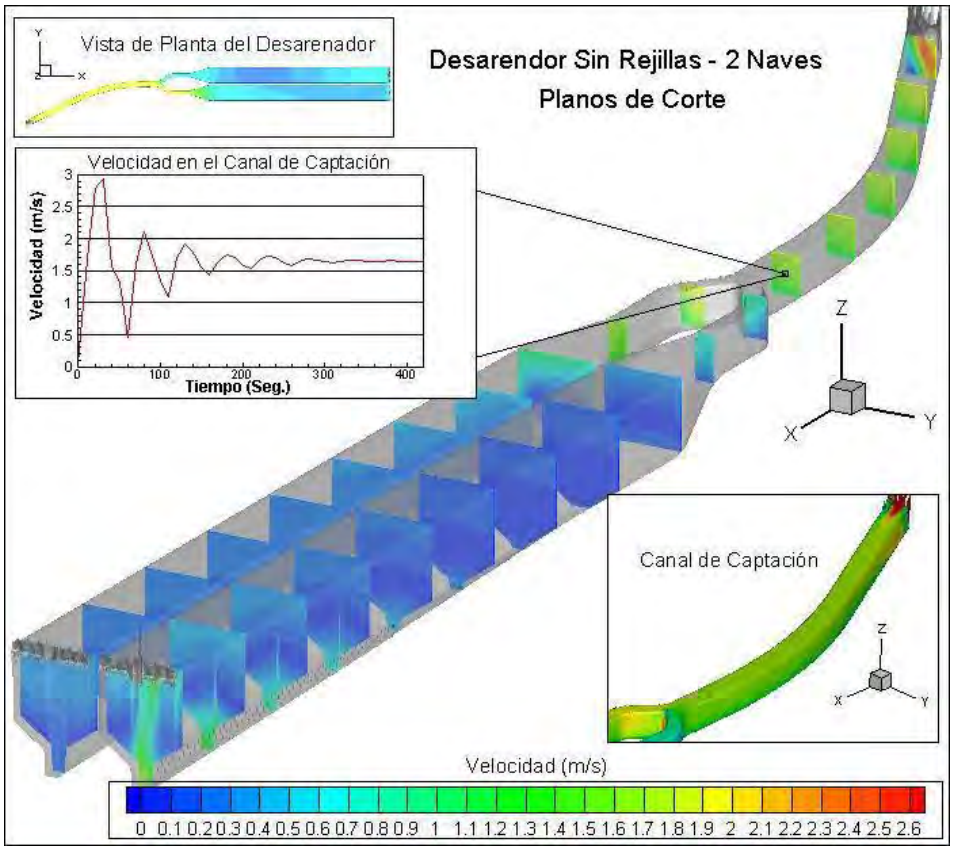


Figura 105. Secciones transversales del desarenador Quitaracsa I sin rejillas con dos naves
Fuente: Elaboración propia

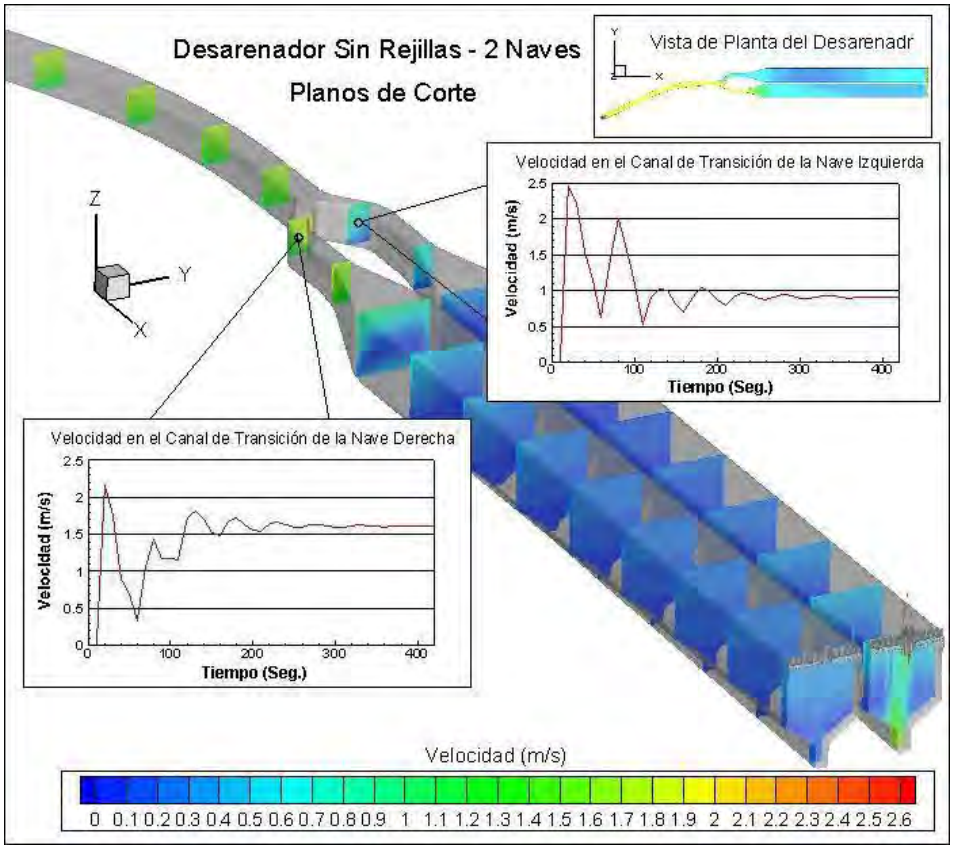


Figura 106. Velocidades al ingreso de las naves del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

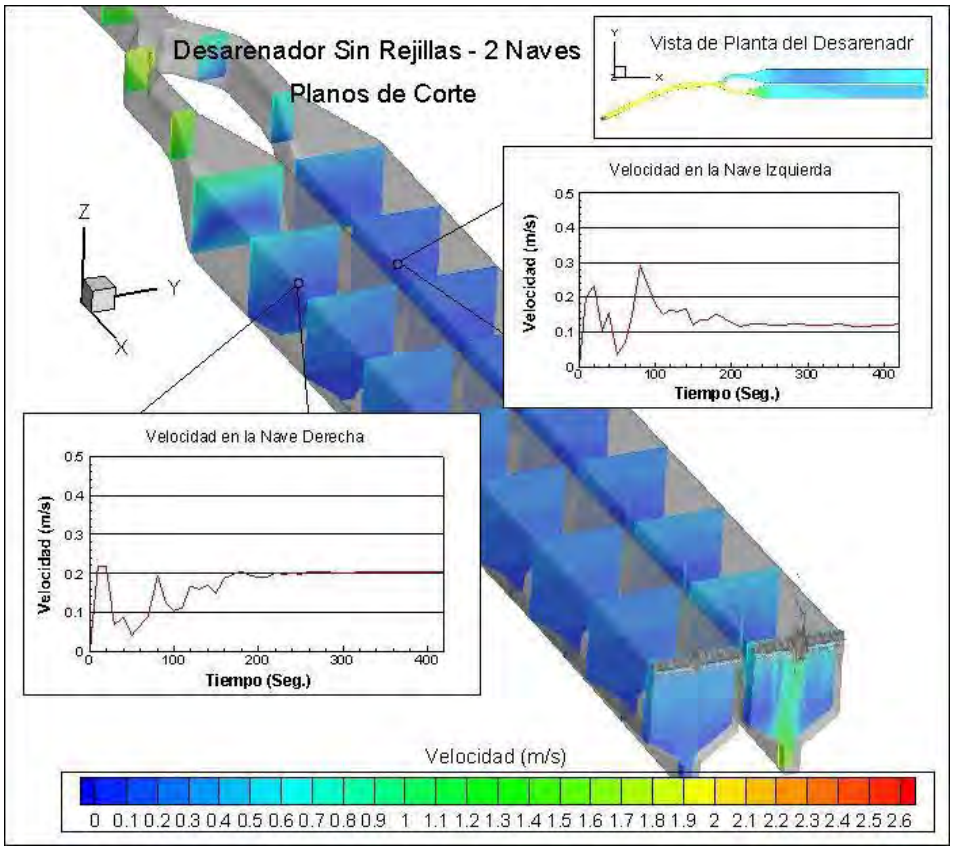


Figura 107. Velocidades en la zona de transición de las naves del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

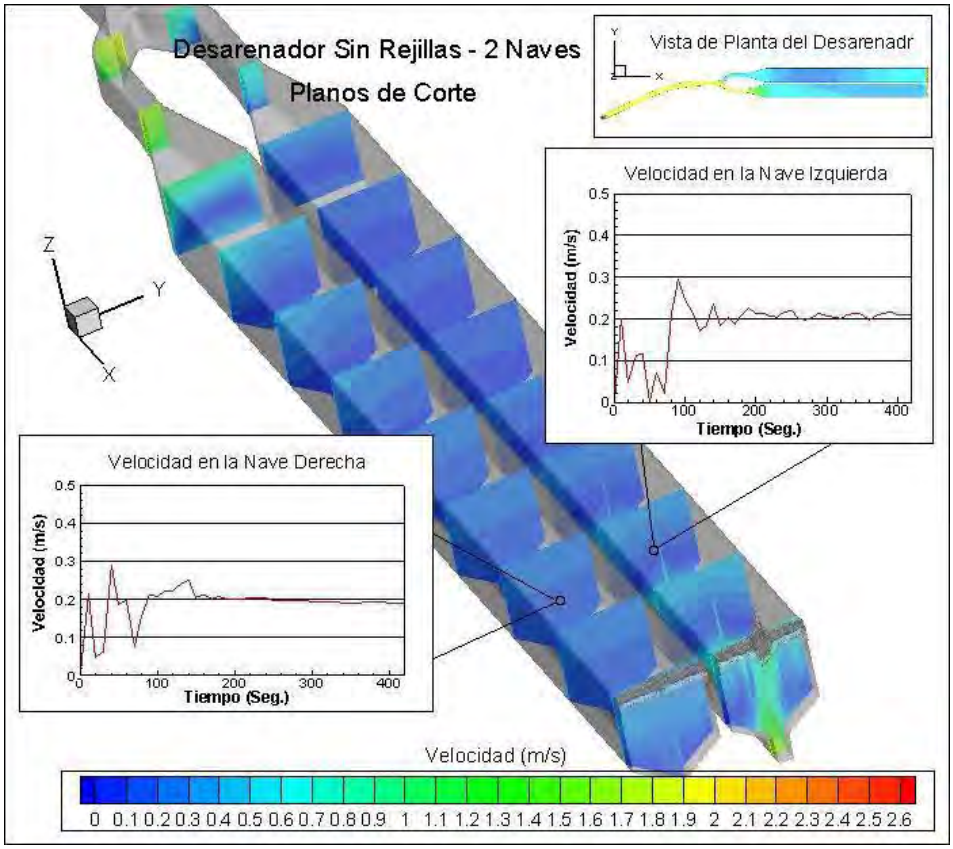


Figura 108. Velocidades en las naves del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

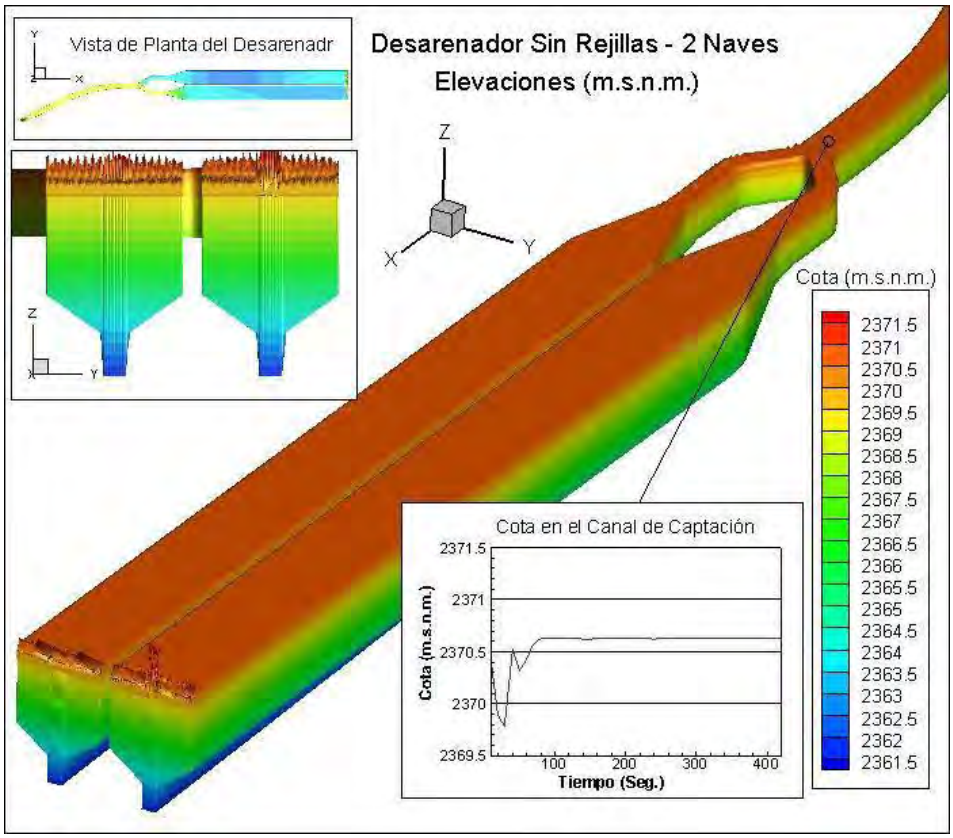


Figura 109. Cota del agua en el canal de captación del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

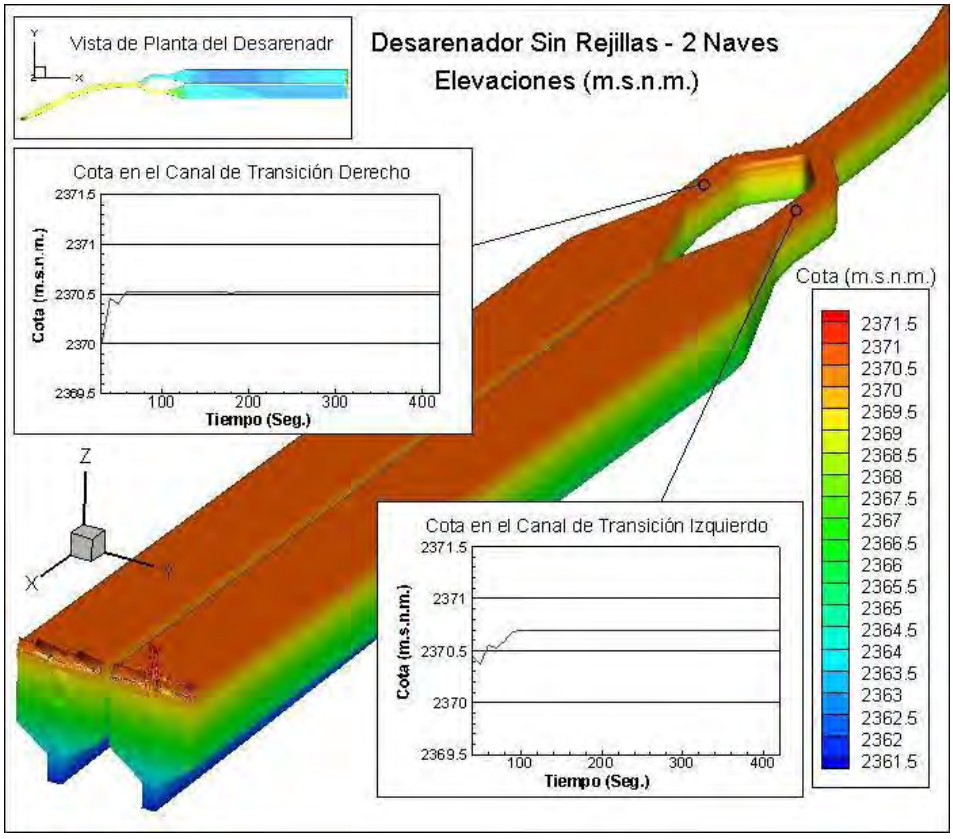


Figura 110. Cota del agua en la zona de transición del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

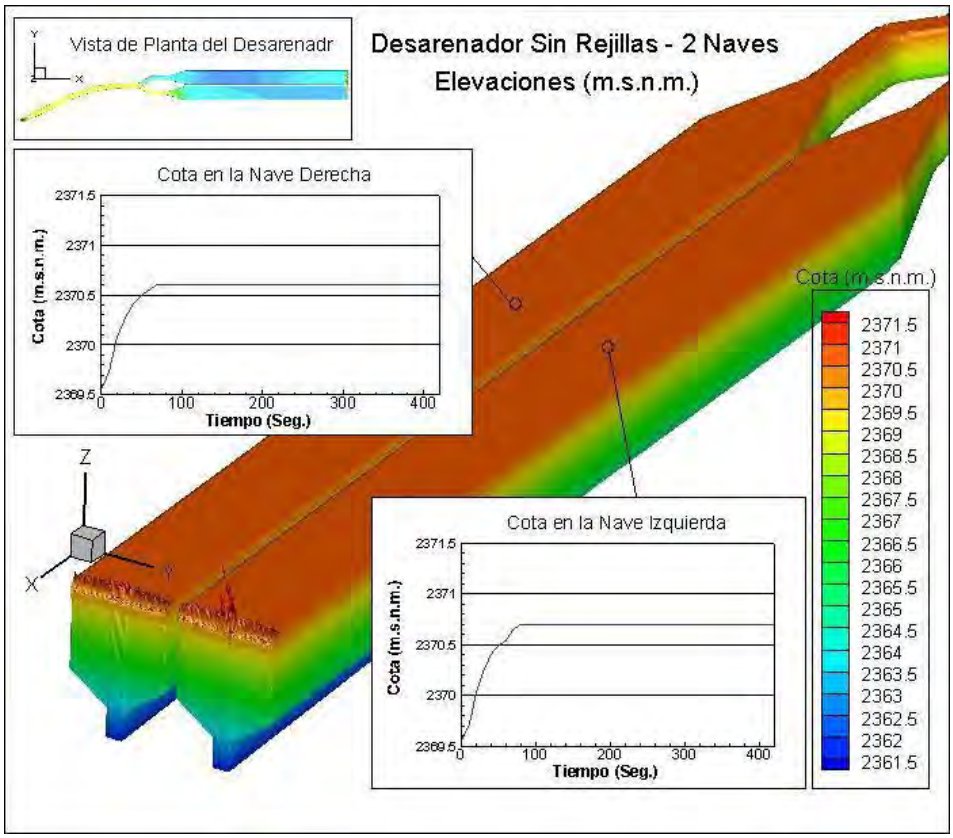


Figura 111. Cota del agua en las naves del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

La modelación para 420 segundos tomó un tiempo de 5 días 17 horas 53 minutos y 20 segundos en una laptop con un sólo núcleo, es decir con PARALLEL PROCESSORS = 0 (Figura 112).

Finalmente la modelación nos entrega un archivo de salida llamado “output” en el cual se puede apreciar para cada intervalo de modelación los valores de caudales de salida en cada vertedero (Figura 112).

Figura 112. Output de la modelación 3D del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

Agrupando todo el conjunto de datos obtenidos de caudales en cada nave se graficará el caudal de salida en el tiempo para cada 5 segundos de tiempo real o 5000 iteraciones. El caudal de diseño del desarenador Quitaracsa I es 10 m^3/s y la suma de los caudales de salida en ambos vertederos debe ser igual a -10 m^3/s para que se cumpla el criterio de la conservación de la masa del fluido. Los caudales con signo negativo representan a un caudal de salida.

Se observa en la Figura 113 que los caudales de salida en el vertedero de la nave derecha se mantienen constantes a partir de los 200 segundos, mientras que los caudales de salida del vertedero de la nave izquierda se mantienen oscilantes y no tienden a estabilizarse producto de la turbulencia y la poca velocidad que se genera en dicha nave.

Podemos concluir hasta el momento que la modelación se estabiliza al menos en la nave derecha a partir de los 200 segundos y desde este punto en adelante se ha calculado el promedio de los caudales en ambas naves.

La nave derecha tiene un promedio de 7,38 m^3/s mientras que la nave izquierda tiene 3,32 m^3/s, la suma algebraica de los promedios obtenidos es 10,7 m^3/s, similar al caudal de entrada, pero si se calcula dichos promedios en porcentajes tenemos que la nave derecha tiene en operación al 69 % del caudal y la nave izquierda sólo al 31 %.

Por lo tanto, la suposición de que ambas naves funcionan con 50 % del caudal cada una es incorrecta para este caso, y se puede concluir que la nave derecha ocupa el 69 % de los sedimentos captados por el río Quitaracsa aguas arriba, mientras que la nave izquierda sólo el 31 % dejando en evidencia que el diseño sin las rejillas no es el recomendado.

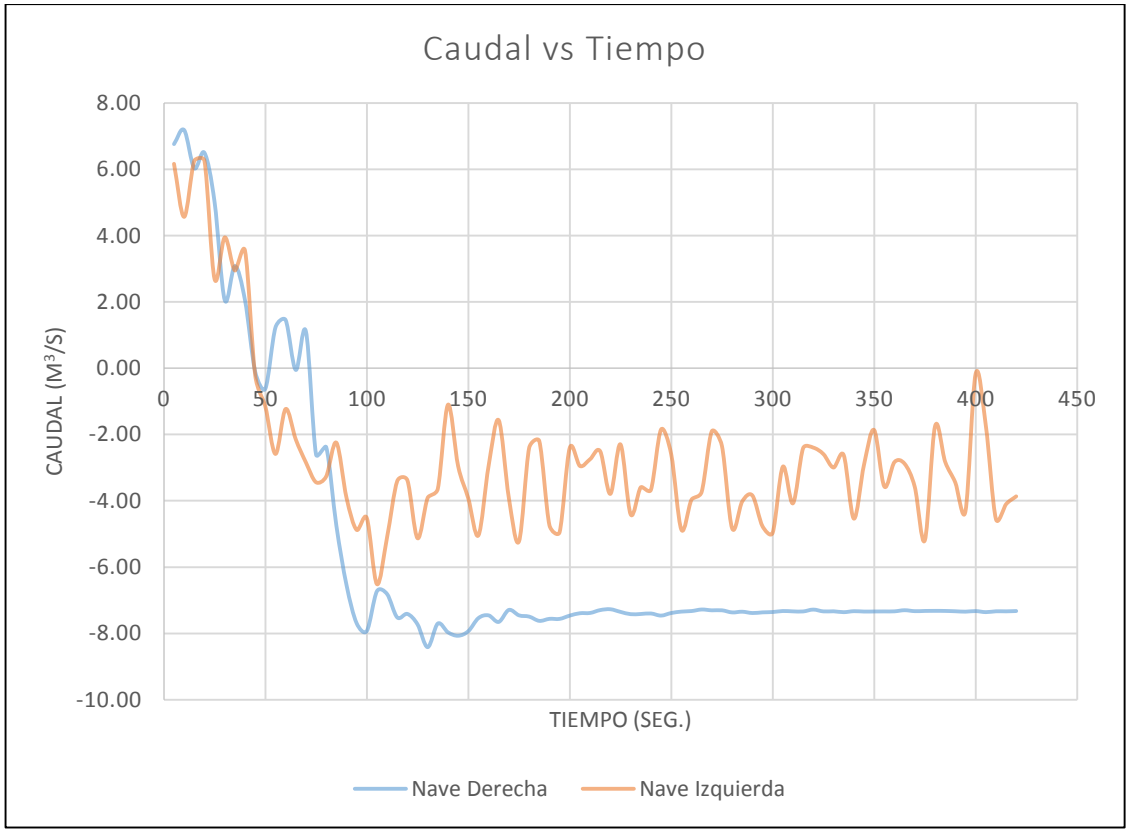


Figura 113. Gráfica de caudales en los vertederos de cada nave de la modelación del desarenador Quitaracsa I sin rejillas y operando con dos naves

Fuente: Elaboración propia

5.5.2. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I sin rejillas operando con la nave izquierda y compuerta en la nave derecha

El segundo caso es cuando la compuerta en la nave derecha está cerrada y sólo funciona la nave izquierda con el mismo caudal de diseño del desarenador como se muestra en la Figura 114.

En la Figura 115 se observa la turbulencia generada en la nave izquierda a la entrada de la zona de transición del desarenador. En la zona del vertedero las líneas de flujo suben hacia la cresta del vertedero para pasar posteriormente al pique de caída y al túnel de presión de la central hidroeléctrica Quitaracsa I.

En la Figura 116 se observan las secciones transversales y la velocidad promedio de 1,5 m/s en el canal de captación. En la zona de transición de la nave izquierda, la velocidad promedio es 2,1 m/s. Para esta modelación, desde los 150 segundos se estabiliza el flujo de agua dentro del desarenador y se mantiene constante hasta el final de la modelación.

En la Figura 117 la velocidad del flujo inmediatamente después de la zona de transición es 0,38 m/s y la velocidad en el centro de la sección transversal de la nave izquierda es 0,31 m/s.

En la Figura 118 se aprecia el detalle de la representación de la turbulencia encerrando un intervalo de velocidad.

En la Figura 119 la cota en el canal de captación es 2370,8 msnm y en la compuerta de la nave derecha es 2370,9 msnm. En este caso se puede considerar similar si se tiene en cuenta un factor de corrección.

En la Figura 120 la cota del espejo de agua en la zona de transición es 2370,6 msnm y dentro de la nave izquierda es 2370,8 msnm, es decir que comparando con la Figura 116 las cotas en el canal de captación y en la nave izquierda del desarenador son las mismas y en la zona de transición disminuye 0,20 m y por la disminución del área de la sección transversal es que la velocidad en la zona de transición aumenta como se aprecia en la Figura 116.

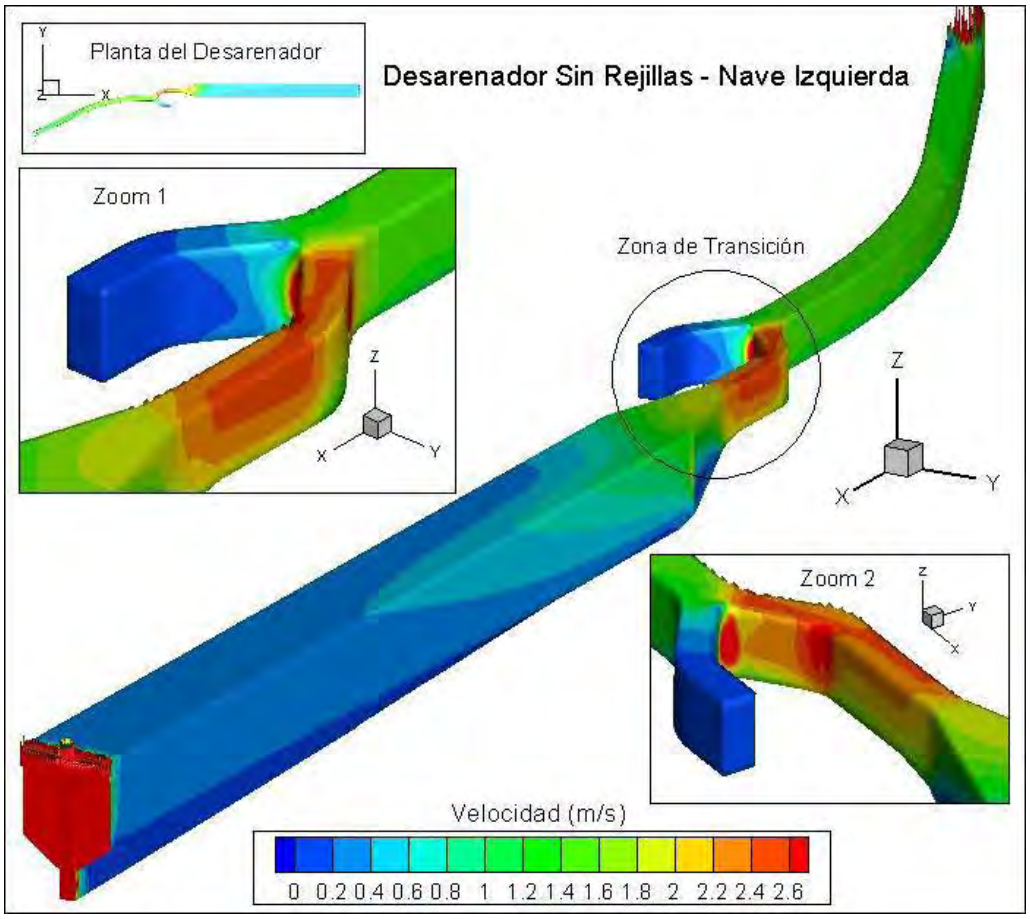


Figura 114. Desarenador Quitaracsa I sin rejillas con nave izquierda y compuerta en nave derecha
Fuente: Elaboración propia

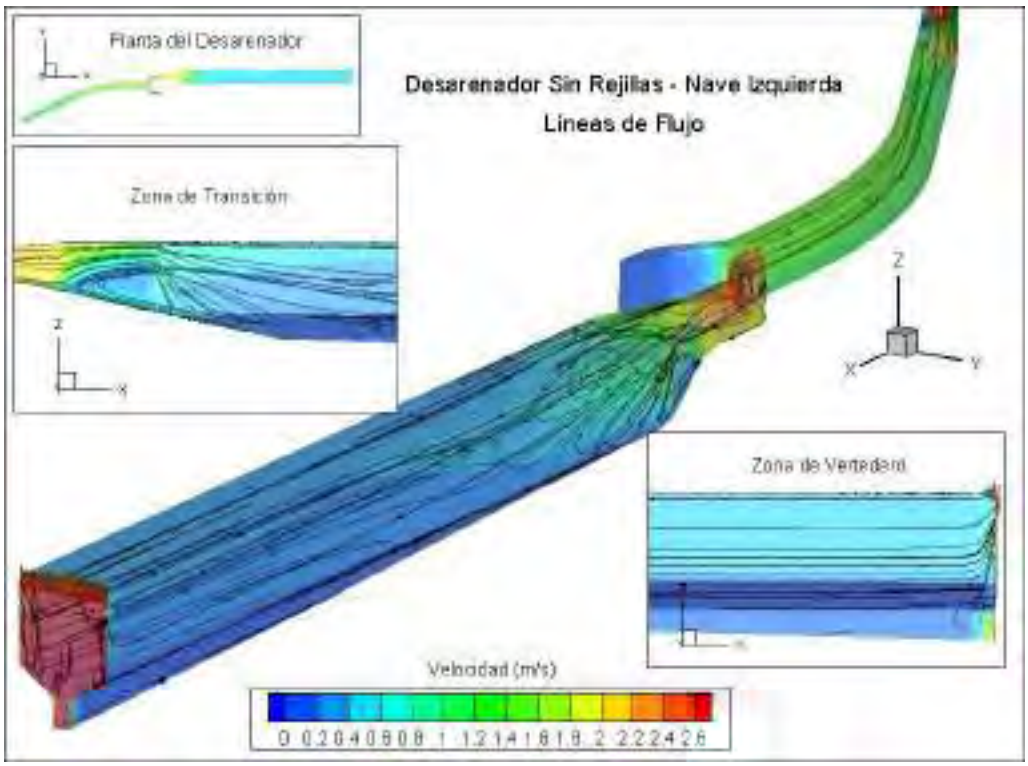


Figura 115. Líneas de flujo del desarenador Quitaracsa I sin rejillas sólo con nave izquierda
Fuente: Elaboración propia

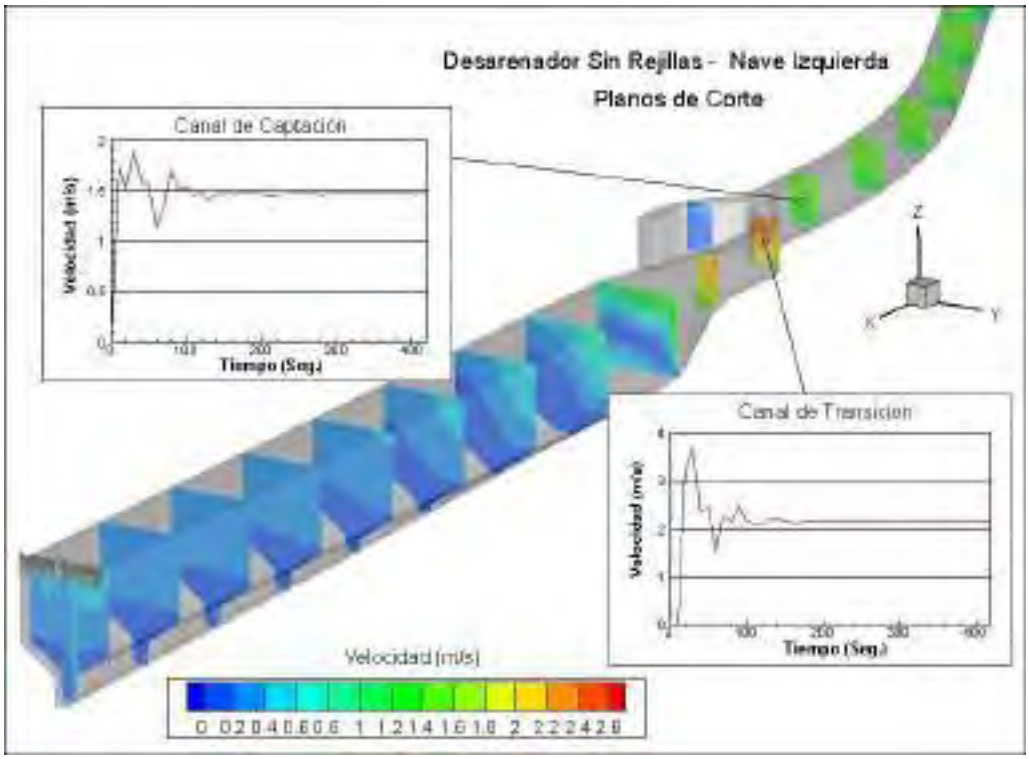


Figura 116. Secciones transversales del desarenador Quitaracsa I sin rejillas sólo con nave izquierda

Fuente: Elaboración propia

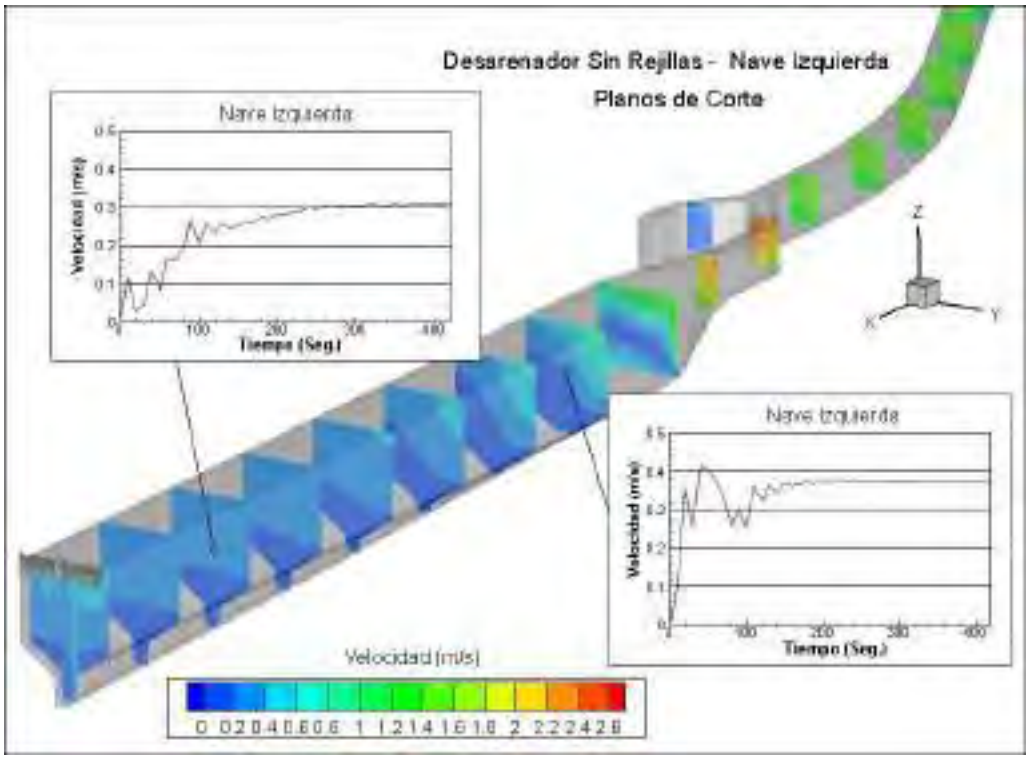


Figura 117. Secciones transversales del desarenador Quitaracsa I sin rejillas sólo con nave izquierda

Fuente: Elaboración propia

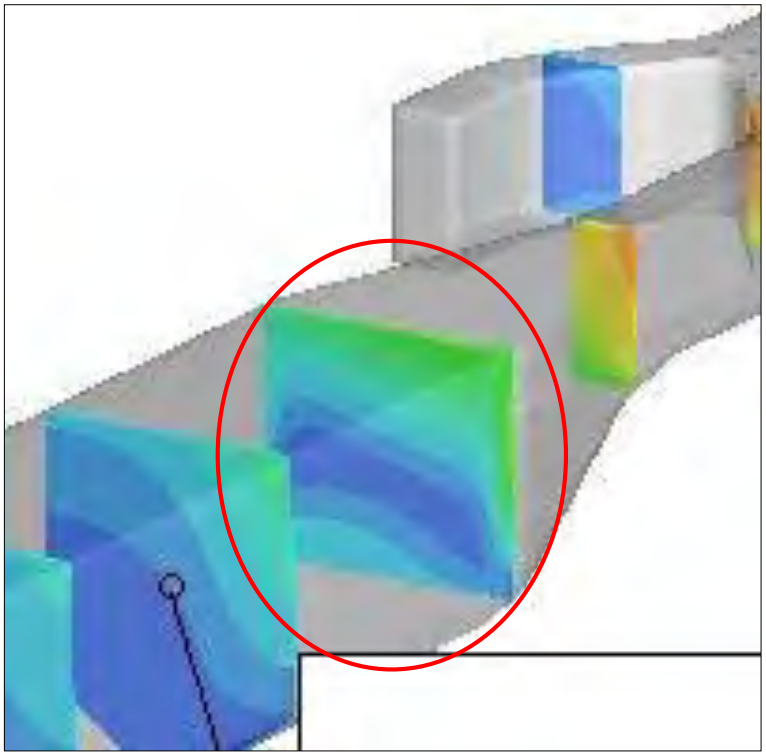


Figura 118. Detalle de la zona de turbulencia en la nave izquierda del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

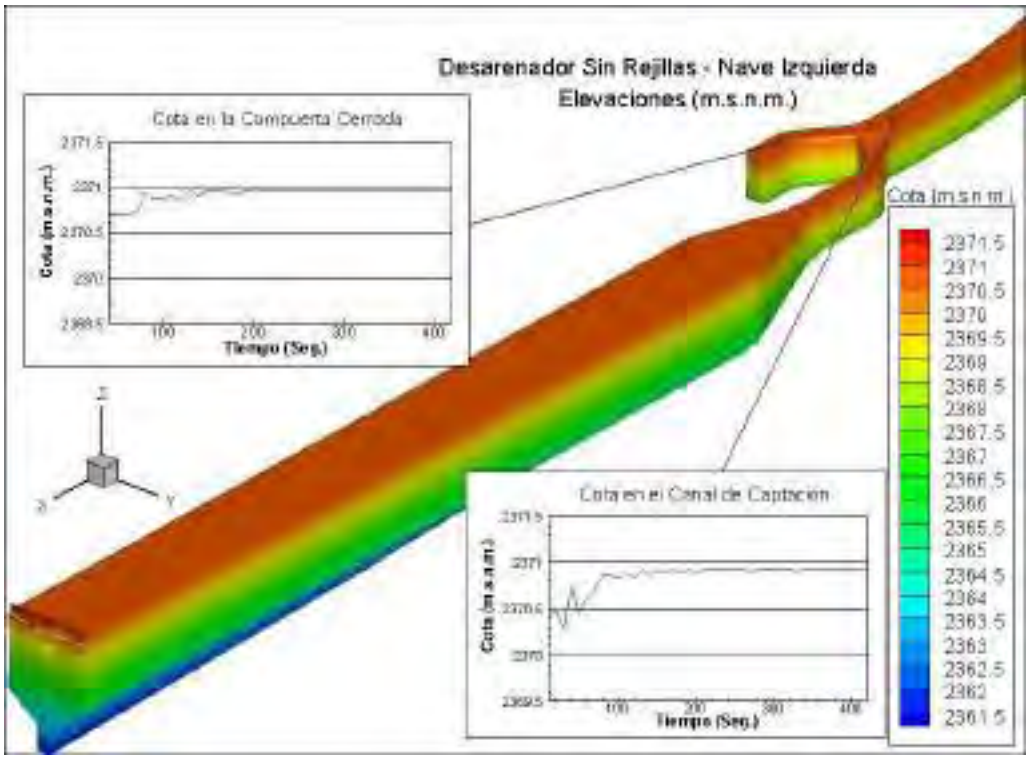


Figura 119. Cota del agua en el canal de captación y compuerta en la nave derecha del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

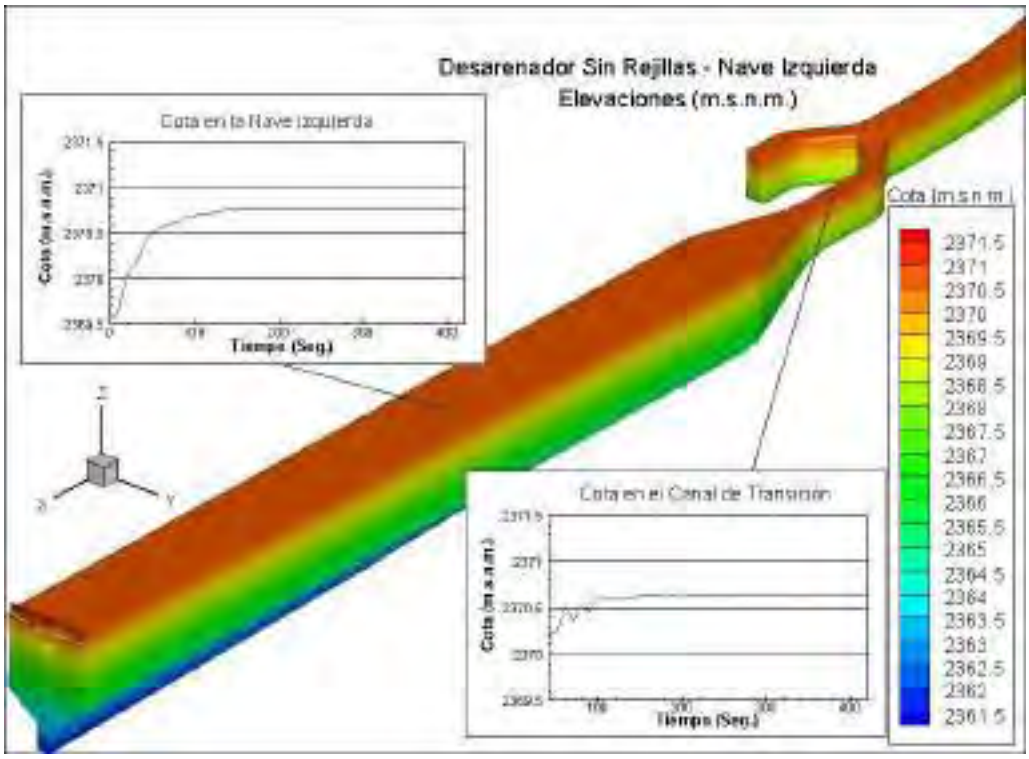


Figura 120. Cota del agua en la nave izquierda del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

5.5.3. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I sin rejillas operando con la nave derecha y compuerta en la nave izquierda

El tercer caso es cuando la compuerta en la nave izquierda está cerrada y sólo funciona la nave derecha del desarenador Quitaracsa I con el mismo caudal de diseño como se muestra en la Figura 121.

En la Figura 122 se observa la turbulencia generada en la nave derecha en la zona de transición del desarenador. En el corte de perfil del vertedero las líneas de flujo suben hacia la salida pero lo hacen de manera desordenada.

En la Figura 123 la velocidad en el centro de la sección transversal del canal de captación es 1,30 m/s mientras que la velocidad en el canal de transición es 2,05 m/s, el aumento de la velocidad se debe a que el ancho en el canal de captación es 2,2 m y en el canal de transición es 1,5 m.

En la Figura 124 la velocidad en el centro de la sección transversal después de la zona de transición es 0,20 m/s y aguas abajo en la nave derecha del desarenador es 0,24 m/s. Se puede concluir que la velocidad inmediatamente después de la zona de transición se reduce en 90 % en comparación con la velocidad en la bifurcación de las naves del canal de captación como se puede apreciar en las Figuras 123 y 124 respectivamente.

La cota en el canal de captación es 2371 msnm y en la compuerta de la nave derecha es 2371,05 msnm como se aprecia en la Figura 125.

En la Figura 126 la cota del espejo de agua en la zona de transición es 2370,8 msnm y dentro de la nave derecha es 2370,95 msnm, es decir que comparando con la Figura 125 las cotas en el canal de captación y en la nave derecha del desarenador son las mismas y en la zona de transición disminuye 0,20 m.

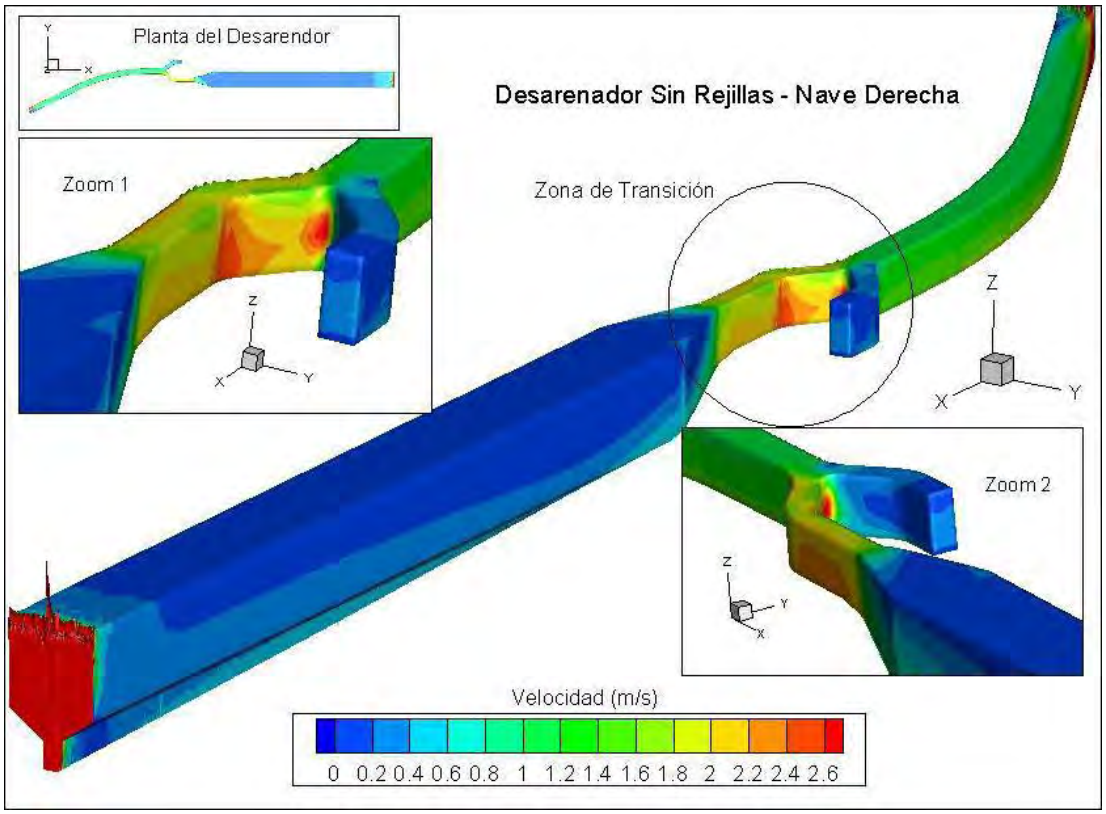


Figura 121. Desarenador Quitaracsa I sin rejillas con nave derecha y compuerta en nave izquierda
Fuente: Elaboración propia

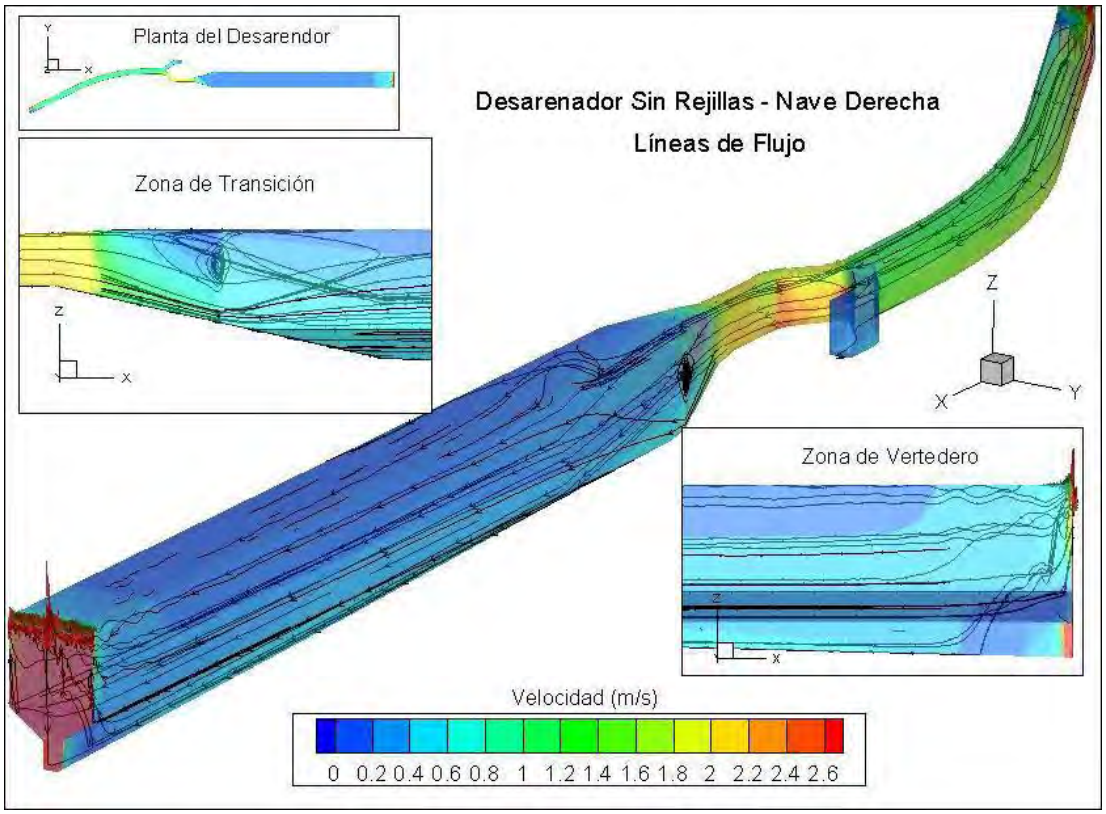


Figura 122. Líneas de flujo del desarenador Quitaracsa I sin rejillas sólo con nave derecha
Fuente: Elaboración propia

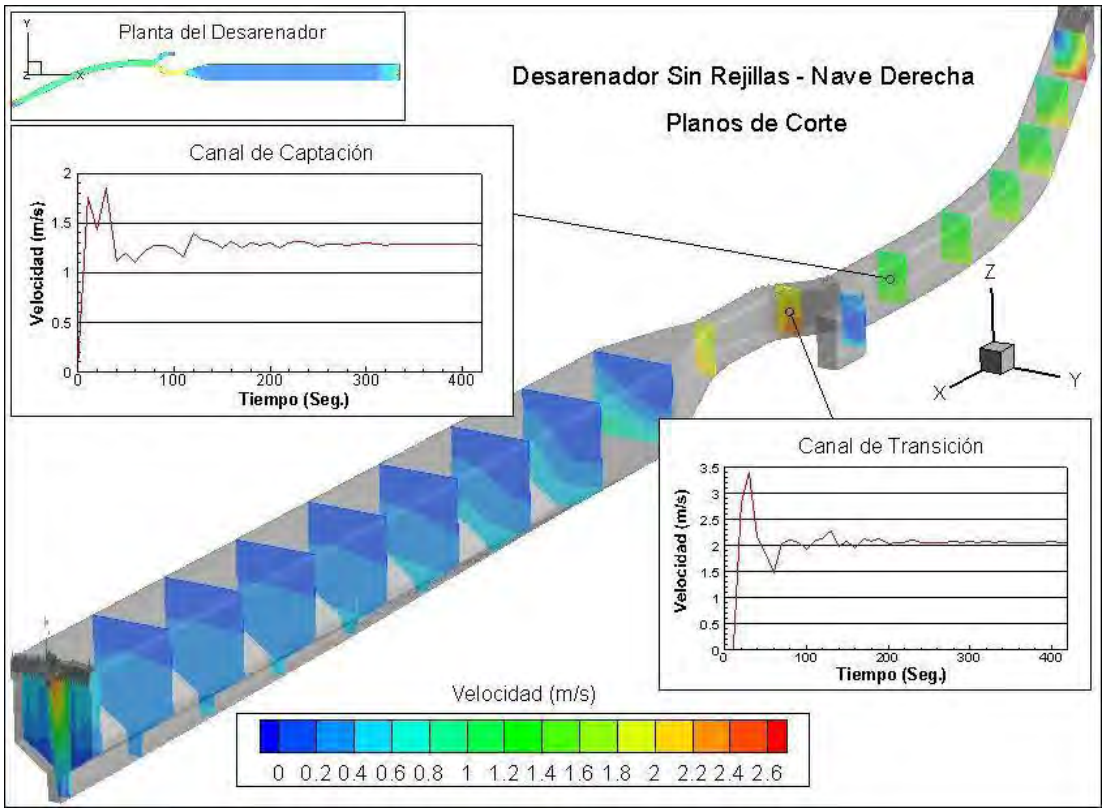


Figura 123. Secciones transversales en el canal de captación y canal de transición
Fuente: Elaboración propia

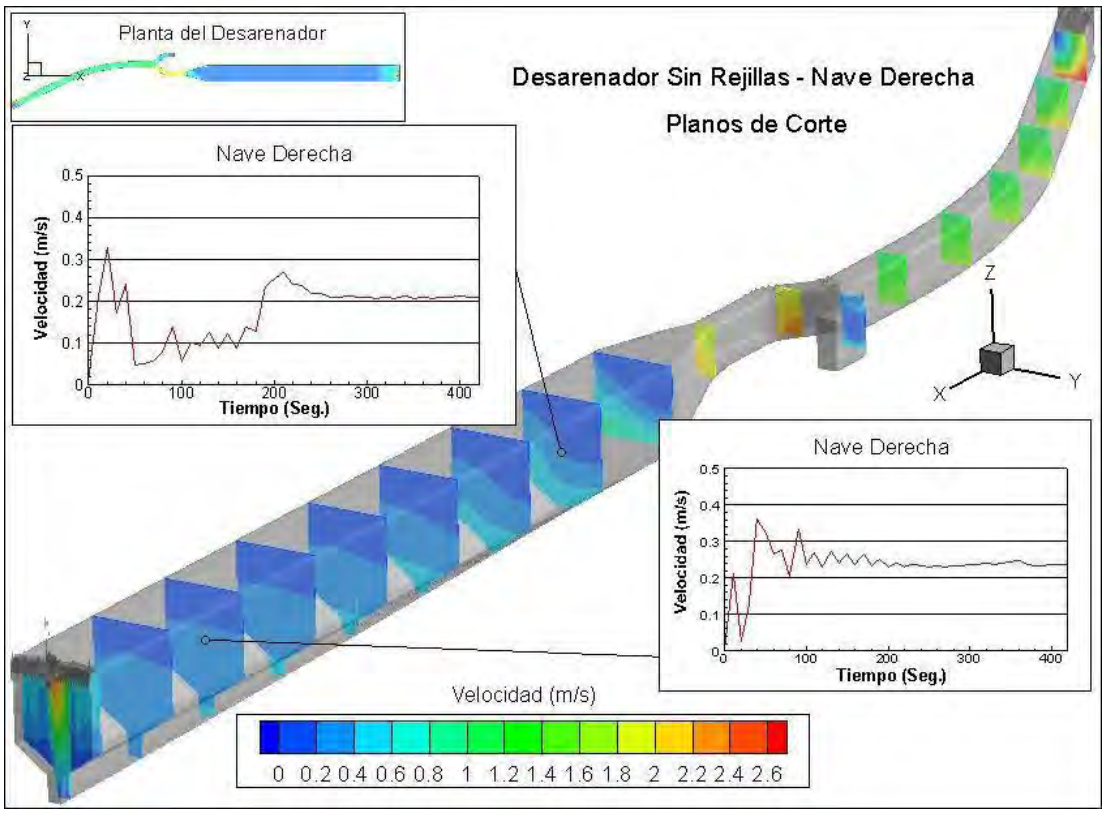


Figura 124. Secciones transversales en la nave derecha del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

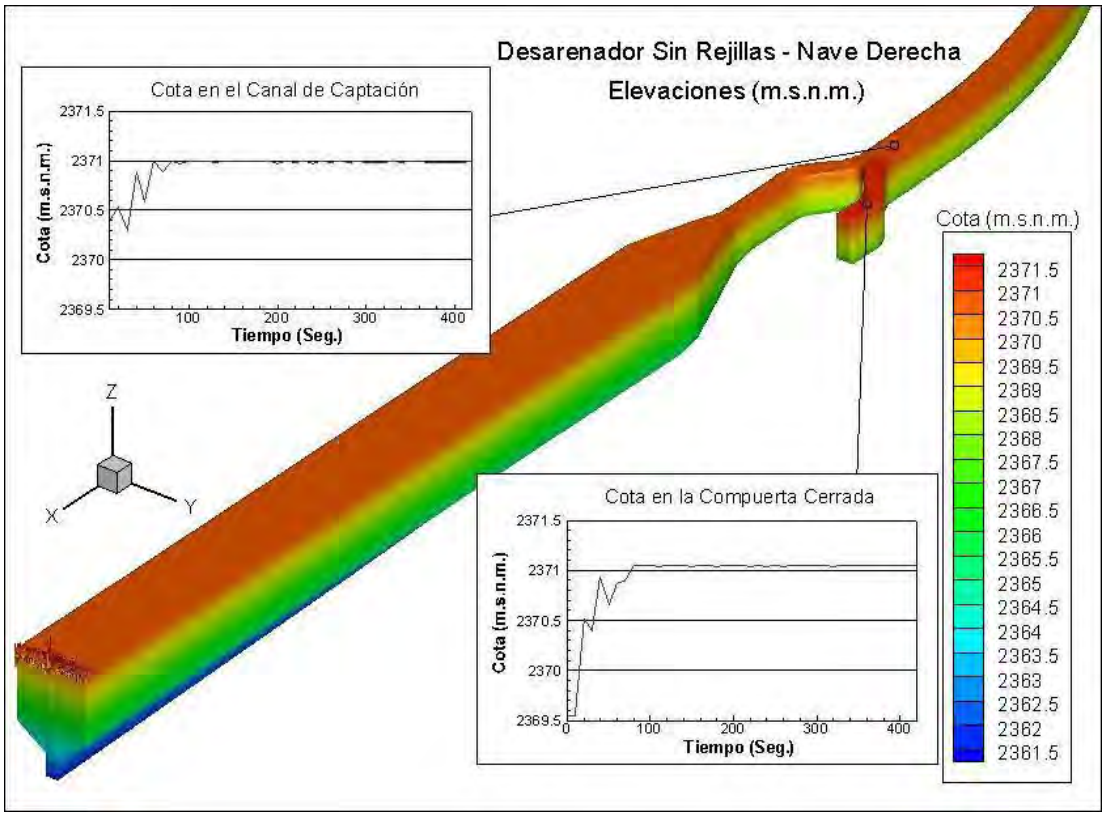


Figura 125. Cota del agua en el canal de captación y compuerta en la nave izquierda del Desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

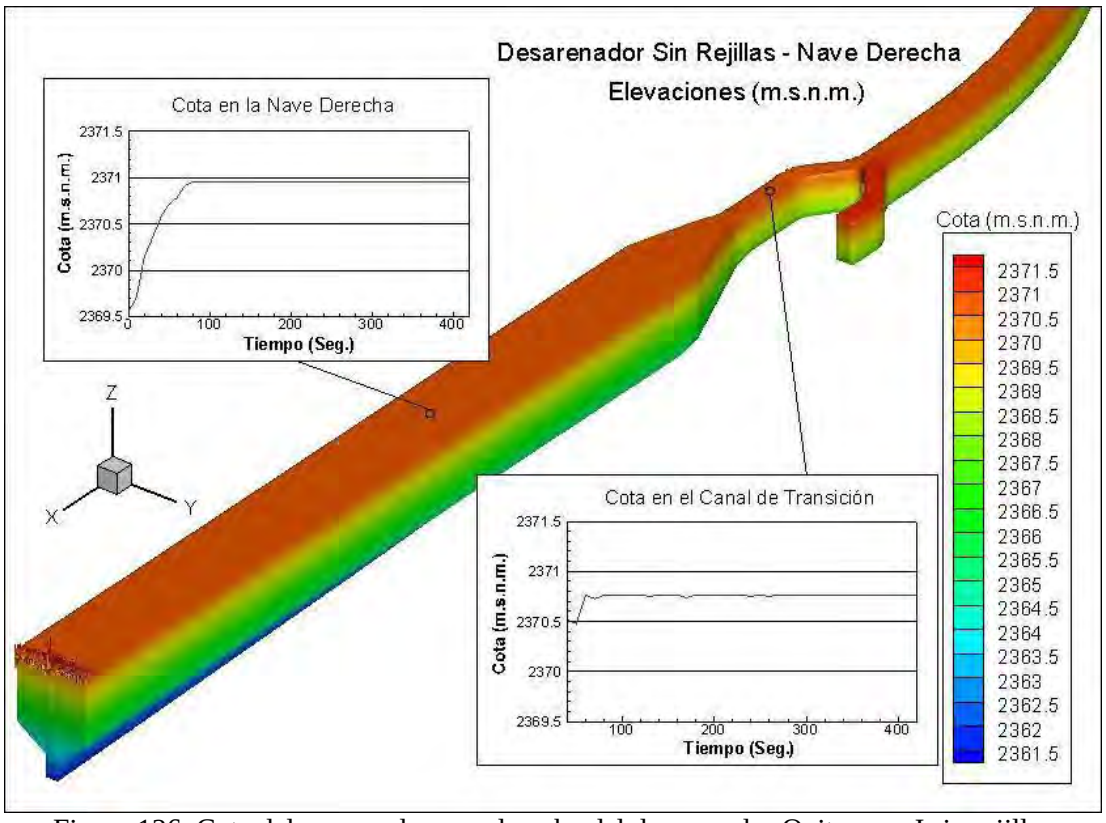


Figura 126. Cota del agua en la nave derecha del desarenador Quitaracsa I sin rejillas
Fuente: Elaboración propia

5.5.4. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves

En la Figura 127 se aprecian las rejillas disipadoras en el desarenador Quitaracsa I.

En la Figura 128 se observa que las rejillas funcionan como se esperaba, disminuyendo la energía cinética turbulenta. Las líneas de flujo rompen al contacto con las rejillas disipadoras y se genera un flujo ordenado en toda la sección longitudinal como se aprecia en la Figura 128, de esta manera se mejora la eficiencia del desarenador.

En la Figura 129 se aprecia que la velocidad promedio de la sección transversal en el canal de captación es 1,1 m/s. Se aprecia además que la velocidad es constante a lo largo de los 60 m del canal de captación.

En la Figura 130 se observa que las velocidades en la zona de transición son en la nave izquierda es 0,75 m/s mientras que en la nave derecha es 1,05 m/s. Con estas velocidades se puede asegurar que en las zonas de transición y en las compuertas no se genera sedimentación.

En la Figura 131 se observa que las velocidades inmediatamente después de la zona de transición son 0,10 m/s y 0.18 m/s en las naves izquierda y derecha respectivamente. Con esto se puede asegurar una velocidad de sedimentación después de las rejillas aprovechando al máximo el largo del desarenador Quitaracsa I.

En la Figura 132 se aprecia que las velocidades en la nave izquierda y derecha son 0,17 m/s y 0,18 m/s respectivamente.

Se observa además en la Figura 132 que las secciones transversales están uniformes en ambas naves en comparación con el diseño en el que no se contempla el uso de las rejillas.

En la Figura 133 se observa la pérdida de velocidad por el uso de las rejillas en la nave izquierda del desarenador Quitaracsa I, la velocidad del fluido antes de pasar por las rejillas es 0,43 m/s y después de pasar por las rejillas es 0,23 m/s, aproximadamente una disminución del 50 % en velocidad.

En la Figura 134 se observa la pérdida de velocidad por el uso de las rejillas en la nave derecha del desarenador Quitaracsa I, la velocidad del fluido antes de pasar por las rejillas es 0,50 m/s y después de pasar por las rejillas es 0,27 m/s, aproximadamente una disminución del 50 % en velocidad.

En ambas naves la disminución de velocidad es aproximadamente el 50 % con lo que queda demostrado que las rejillas disipadoras disminuyen la energía cinética del flujo en el desarenador Quitaracsa I, lo que se podría ver reflejado en una pérdida de potencia en la central hidroeléctrica.

En la Figura 135 se aprecia que el nivel de agua dentro del canal de captación es 2371,8 msnm, este dato es importante para la dimensionar la altura del muro de captación. Si se compara el resultado de la modelación sin y con rejillas disipadoras, la cota sin rejillas es 2370,6 msnm. Con el uso de las rejillas en el desarenador Quitaracsa I, el nivel del agua dentro del canal de captación aumenta en 1,20 m.

En la Figura 136 se aprecia que en ambos canales la cota es 2371,8 msnm, la misma que en el canal de captación, es decir que se mejora la eficiencia de las naves del desarenador porque ambas trabajan con la misma capacidad y sección transversal.

En la Figura 137 se observa que la cota en la nave izquierda es 2370,8 msnm y en la nave derecha es 2370,5 msnm.

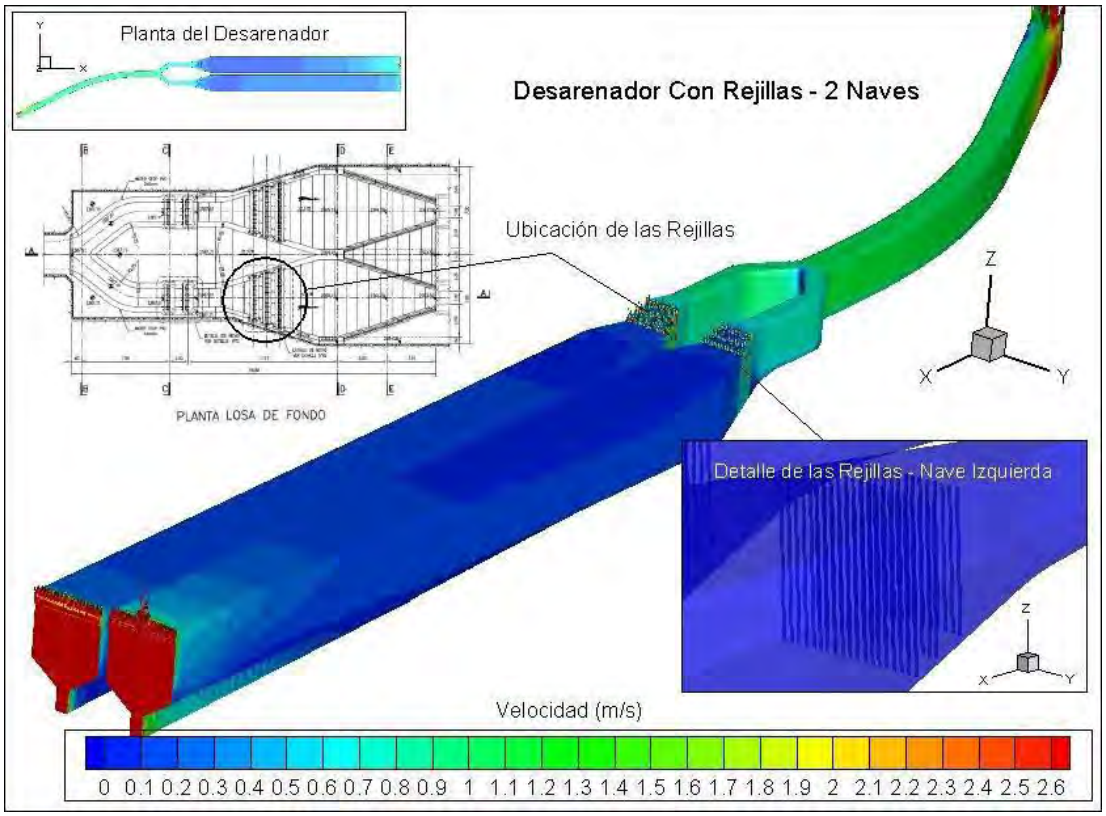


Figura 127. Desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves
Fuente: Elaboración propia

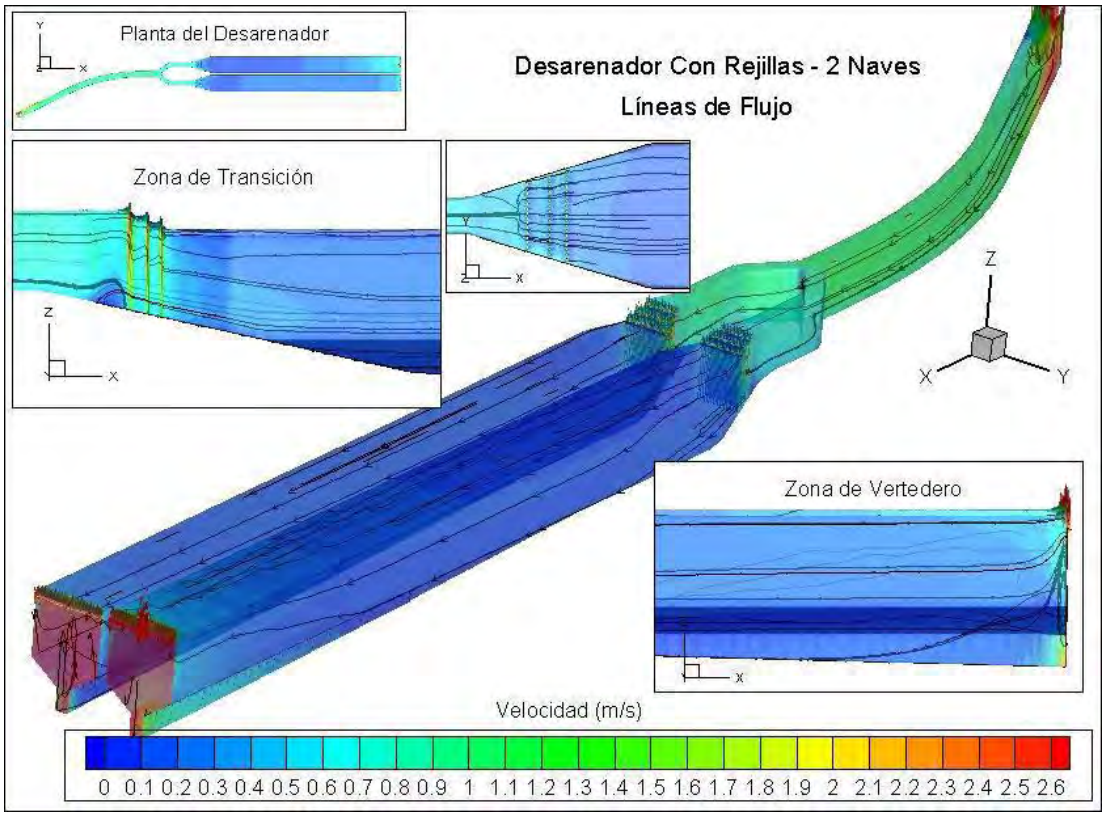


Figura 128. Líneas de flujo del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves
Fuente: Elaboración propia

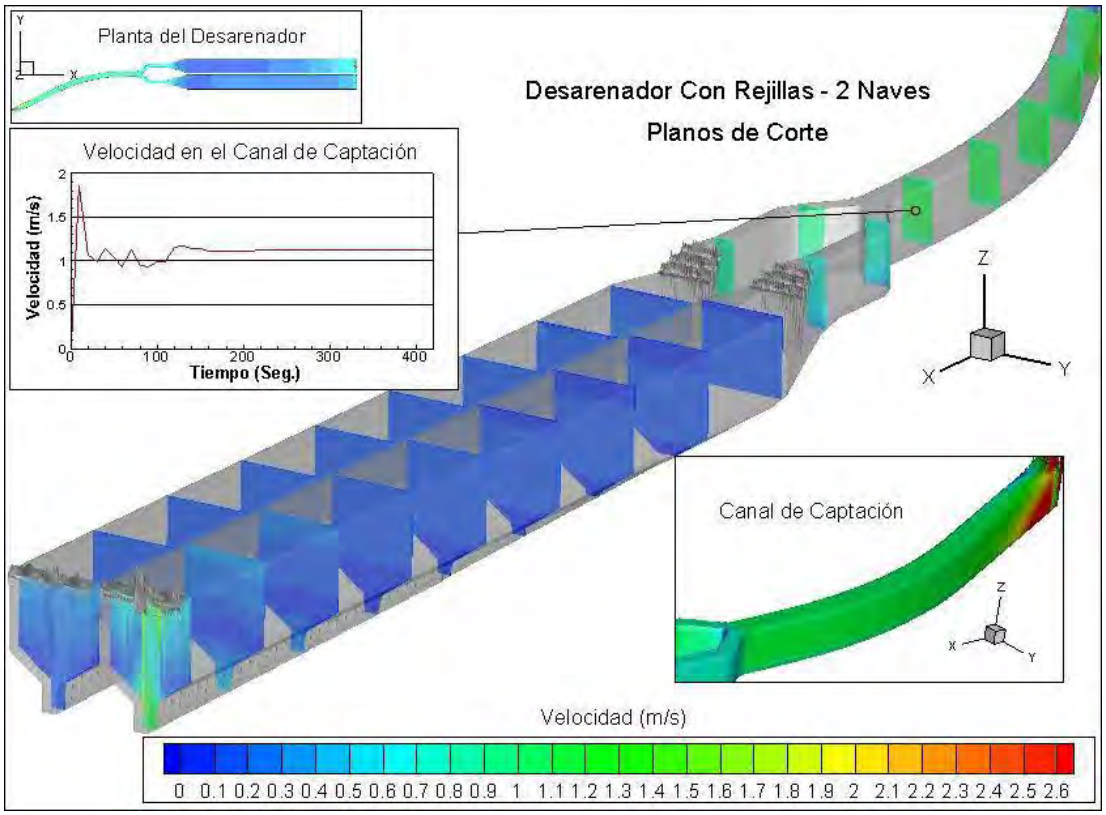


Figura 129. Sección transversal en el canal de captación del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves

Fuente: Elaboración propia

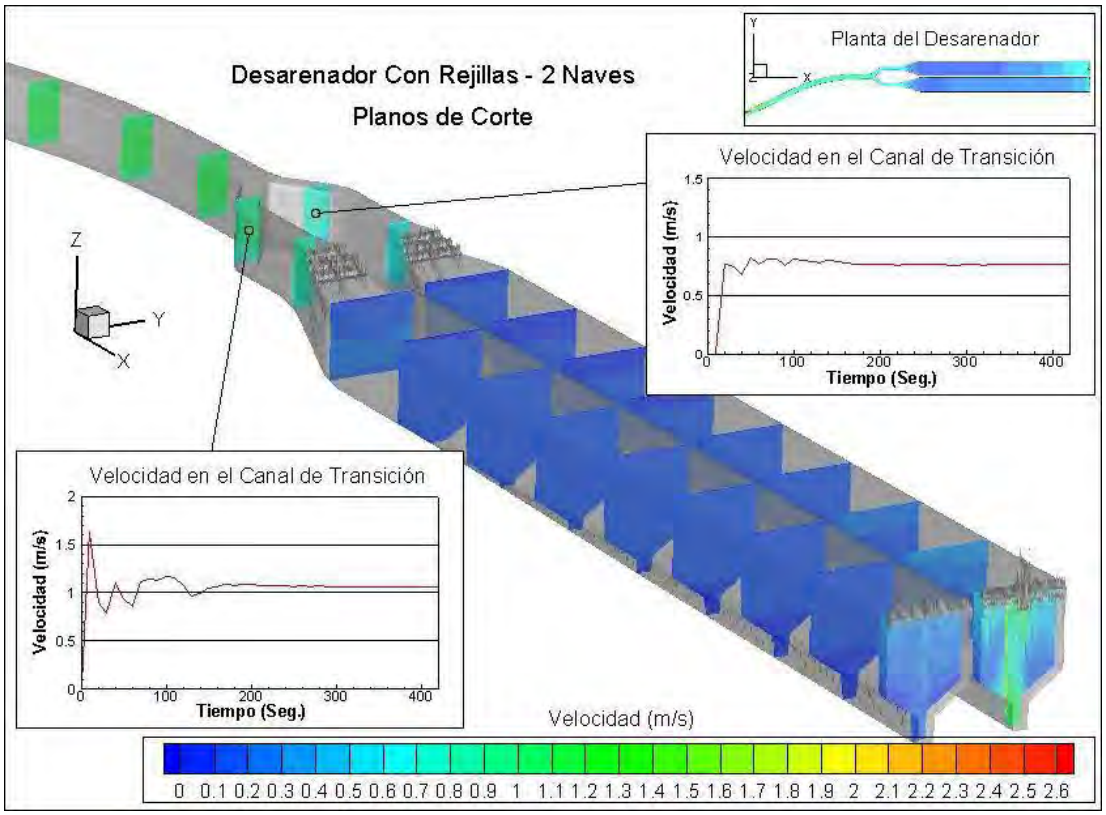


Figura 130. Sección transversal en el canal de transición en las naves del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves

Fuente: Elaboración propia

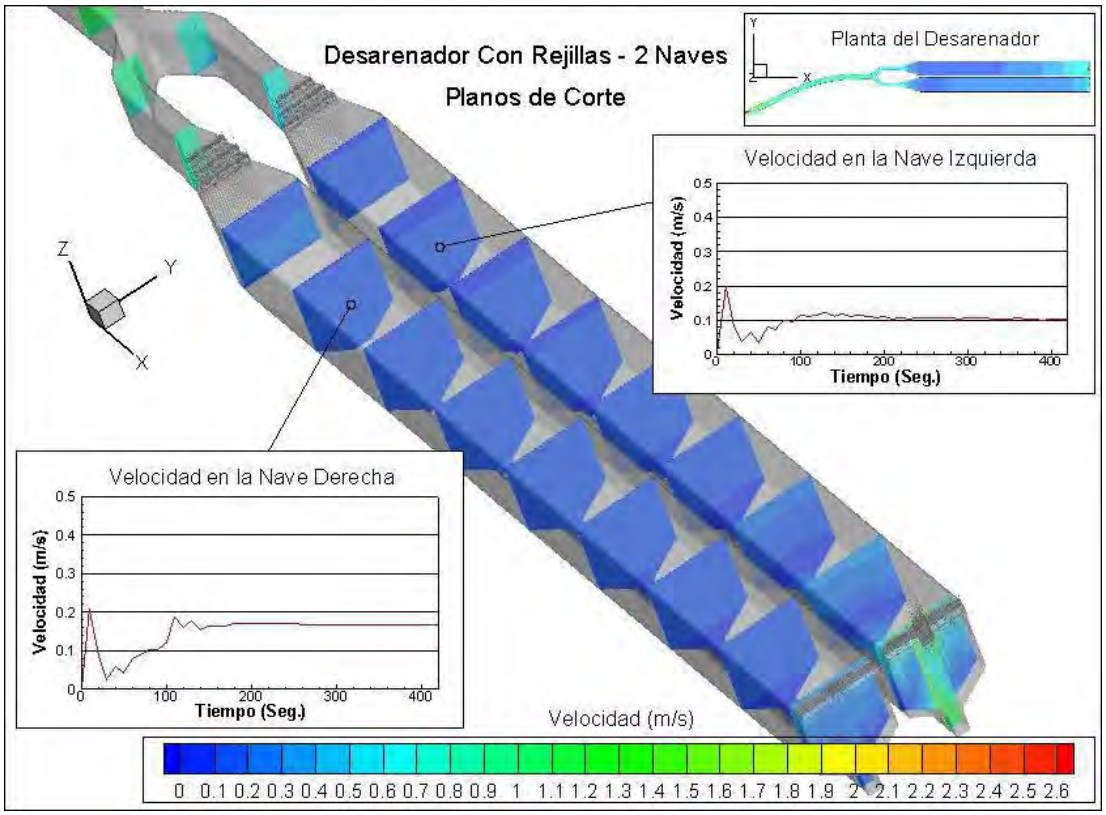


Figura 131. Sección transversal después de la zona de transición del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves

Fuente: Elaboración propia

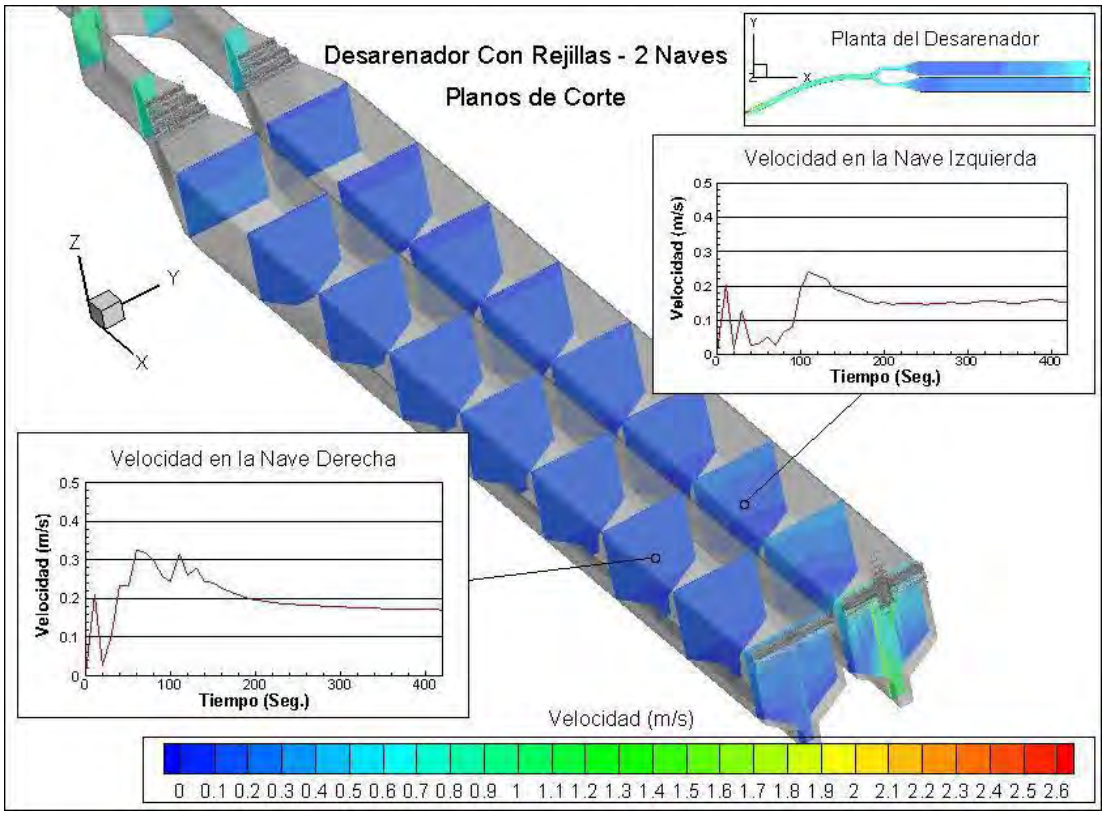


Figura 132. Sección transversal en las naves del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves

Fuente: Elaboración propia

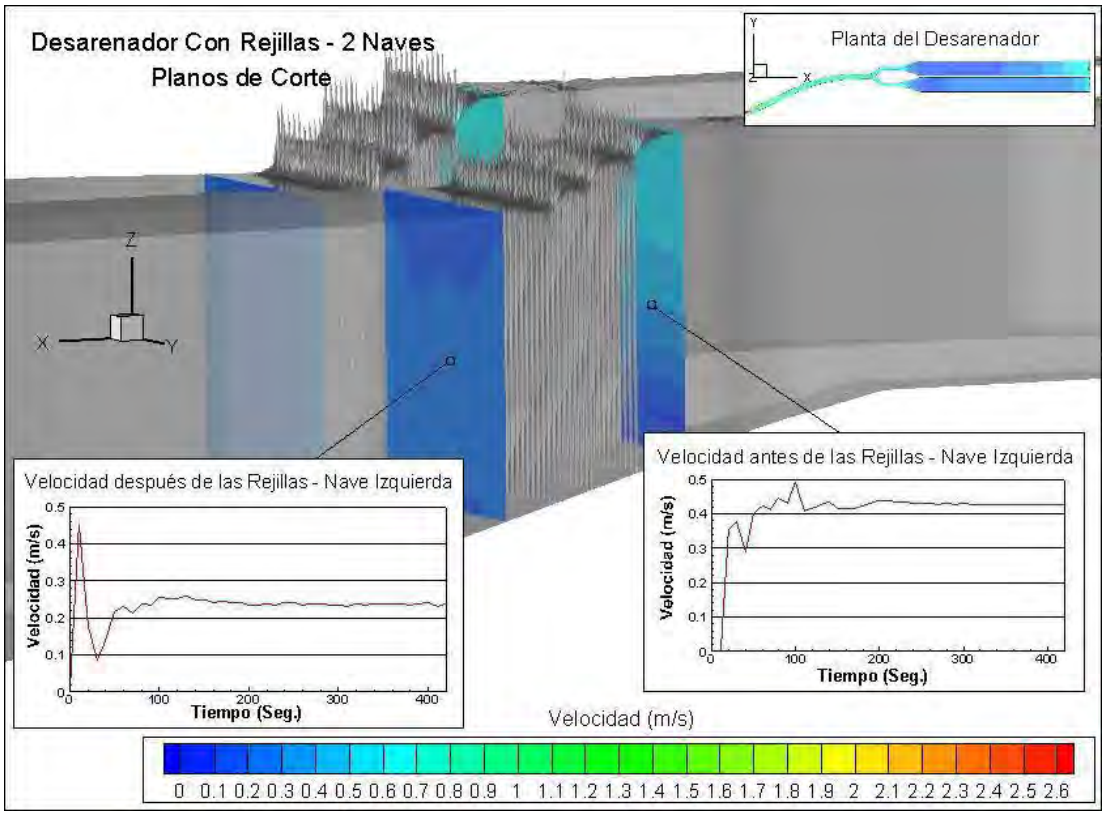


Figura 133. Sección transversal antes y después de las rejillas de la nave izquierda
Fuente: Elaboración propia

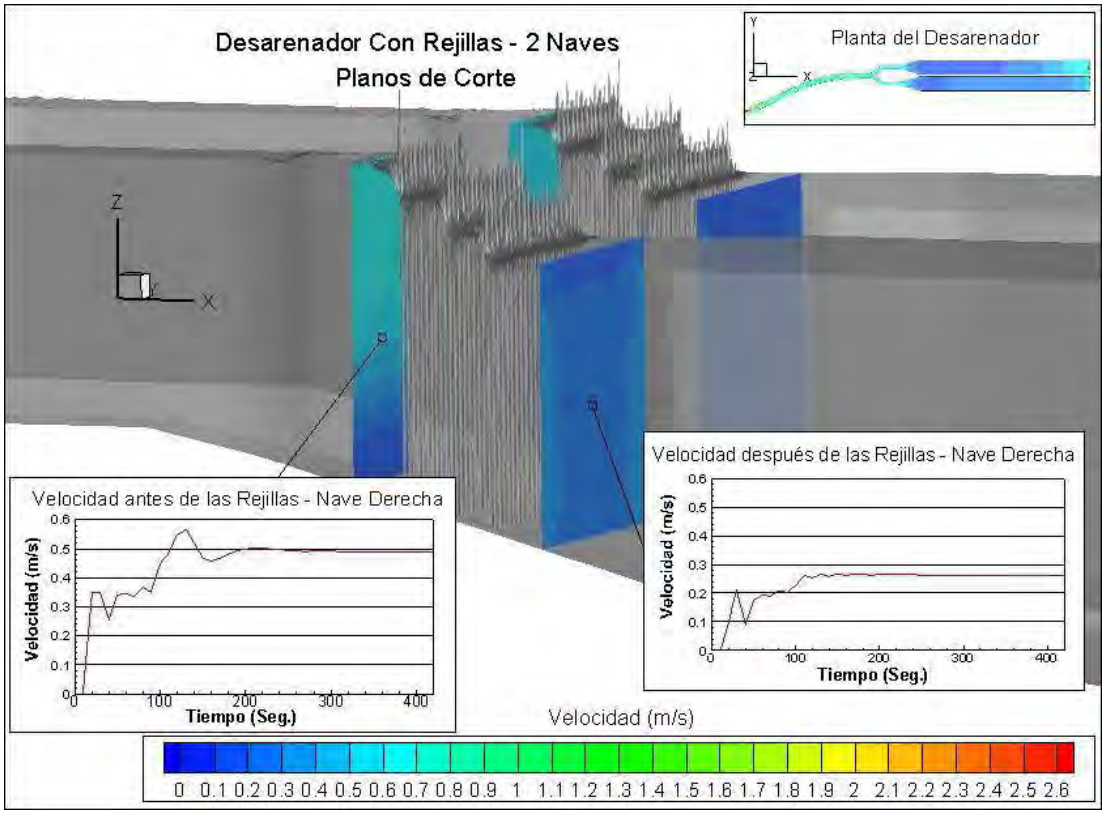


Figura 134. Sección transversal antes y después de las rejillas de la nave derecha
Fuente: Elaboración propia

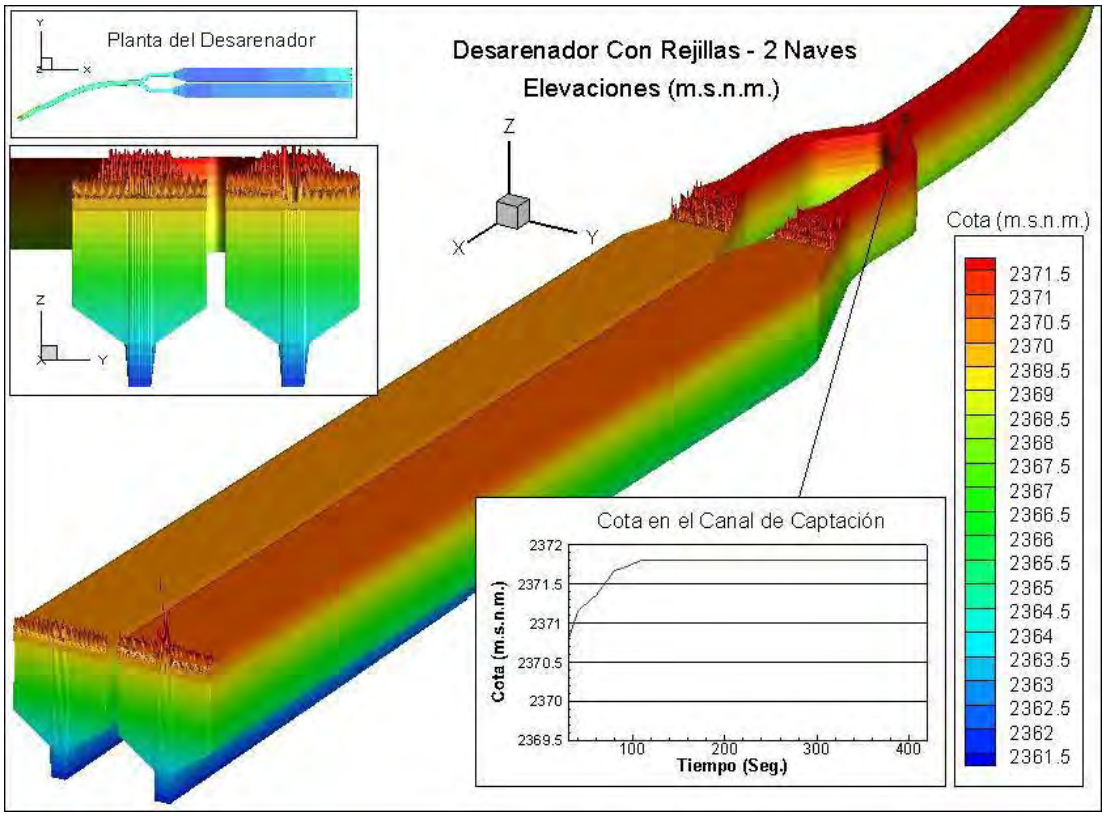


Figura 135. Cota del agua en el canal de captación del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

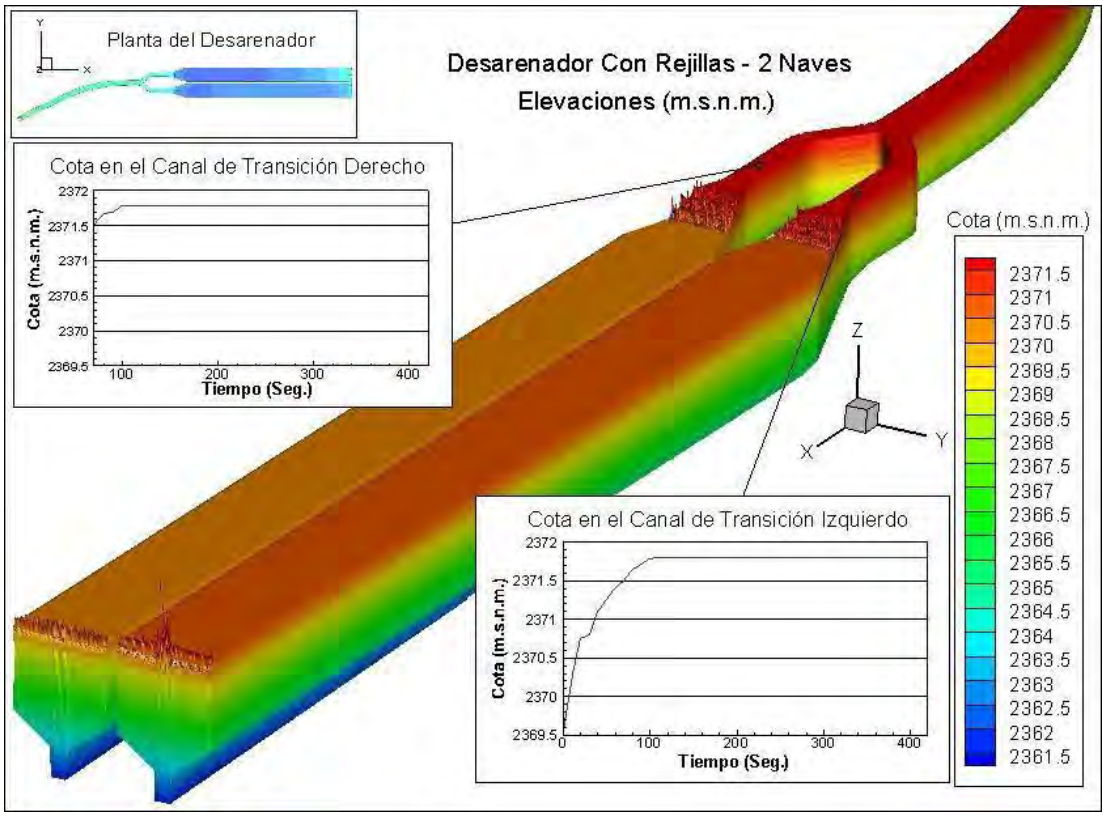


Figura 136. Cota del agua en la bifurcación del canal de captación del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

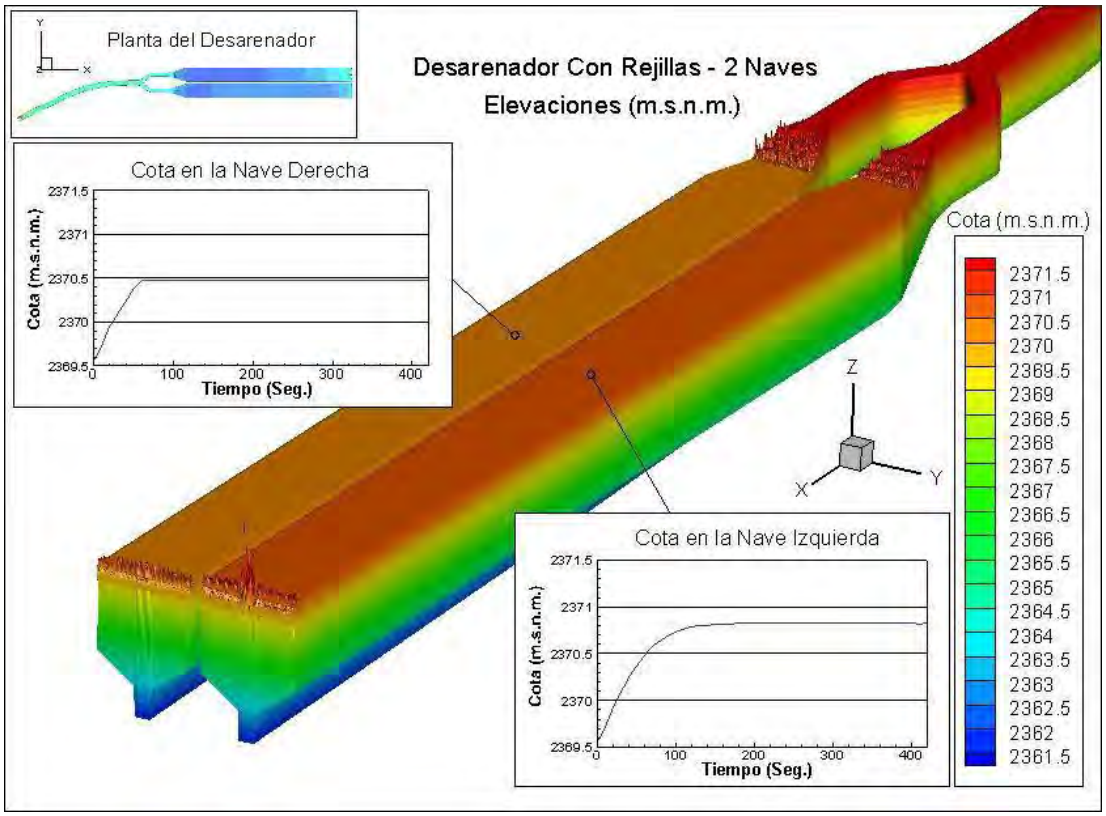


Figura 137. Cota del agua en las naves del desarenador Quitaracsa I con rejillas y operando las dos naves

Fuente: Elaboración propia

La modelación para 420 segundos tomó un tiempo de 2 días 23 horas 3 minutos y 54 segundos en una computadora con 8 núcleos en total aunque se usaron sólo 6, es decir con PARALLEL PROCESSORS = 6. Finalmente la modelación nos entrega un archivo de salida o "output" en el cual se puede apreciar para cada intervalo de modelación los valores de caudales de salida en cada vertedero (Figura 138).

Figura 138. Output de la modelación 3D del desarenador Quitaracsa I con rejillas y 2 naves

Fuente: Elaboración propia

Se observa en la Figura 139 que se tienen datos del caudal de salida en el tiempo como fotos instantáneas para cada 5 segundos de tiempo real o 5000 iteraciones, cabe recordar que el caudal de diseño del desarenador Quitaracsa I es 10 m^3/s y que la suma de los caudales de salida en ambos vertederos debe ser igual a -10 m^3/s para que se cumpla el criterio de la conservación de la masa del fluido.

Se observa en la Figura 139 que los caudales de salida en el vertedero de la nave derecha se mantienen constantes a partir de los 175 segundos, mientras que los caudales del vertedero de la nave izquierda se mantienen oscilantes y sin intención de estabilizarse producto de la curva en el canal de captación antes del ingreso al desarenador.

Podemos concluir que la modelación se estabiliza al menos en la nave derecha a partir de los 175 segundos y desde este punto en adelante calculamos el promedio de los caudales en ambas naves.

La nave derecha tiene un promedio de 5,71 m^3/s mientras que la nave izquierda tiene 4,71 m^3/s, la suma algebraica de los promedios obtenidos es 10,42 m^3/s, similar al caudal de entrada, pero si calculamos dichos promedios en porcentajes tenemos que la nave derecha tiene en operación al 55 % del caudal y la nave izquierda al 45 %.

Por lo tanto se ha mejorado la eficiencia en ambas naves ya que se acercan al 50 % del caudal que ingresa a cada nave.

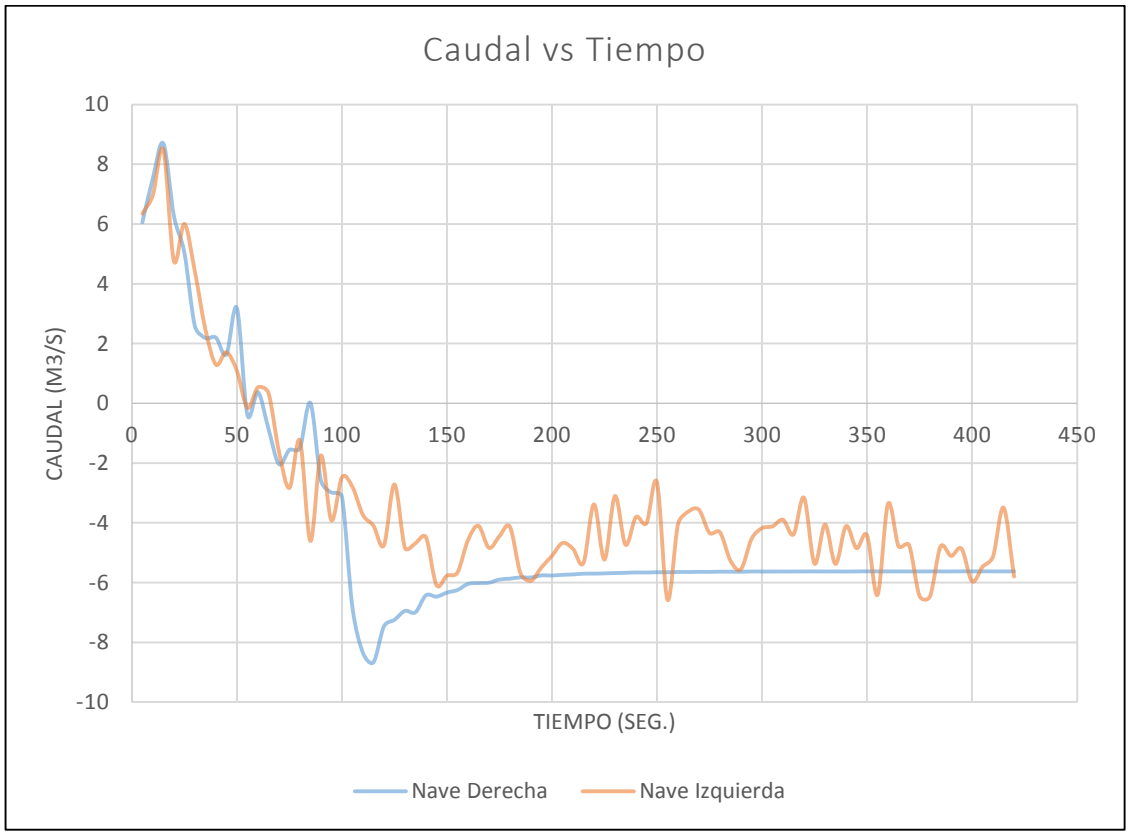


Figura 139. Gráfica de caudales en los vertederos de cada nave de la modelación del desarenador Quitaracsa I con rejillas y operando con dos naves

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 20 se presenta la distribución de caudales en cada nave como resultado de la modelación hidrodinámica sin usar rejillas disipadoras y haciendo uso de ellas en la

modelación, en ella se puede apreciar la mejora en el funcionamiento de las naves del desarenador cuando se contempla en su diseño a las rejillas disipadoras. Se ha mejorado en el porcentaje de caudal que entra a cada nave del desarenador; es decir, se puede decir que la nave izquierda capta 4,5 m^3/s y la nave derecha el 5,5 m^3/s.

Tabla 20. Resumen de la distribución de caudales en cada nave para los casos sin rejillas y con rejillas

Modelación	Nave Derecha	Nave Izquierda
Sin Rejillas	69%	31%
Con Rejillas	55%	45%

Fuente: Elaboración propia

5.5.5. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave izquierda y compuerta en la nave derecha

En la Figura 140 se observa el resultado de la modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con la compuerta en la nave derecha cerrada y operando sólo con la nave izquierda con el mismo caudal de diseño.

En la Figura 141 se observa que las rejillas funcionan como se esperaba, disminuyendo la energía cinética turbulenta. Las líneas de flujo rompen al contacto con las rejillas disipadoras y se genera un flujo ordenado. Las líneas de flujo rompen al contacto con las rejillas disipadoras y se genera un flujo ordenado en toda la sección longitudinal como se aprecia en la Figura 141, de esta manera se mejora la eficiencia del desarenador

En la Figura 142 se observa que la velocidad en el canal de captación es 0,9 m/s mientras que la velocidad en el canal previo a la zona de transición es 1,4 m/s debido a la reducción del ancho del canal de 2,2 m en el canal de captación a 1,5 m en la bifurcación de las naves.

En la Figura 143 se aprecia que la velocidad del flujo de agua en toda la nave izquierda del desarenador es 0,28 m/s y se mantiene constante en todo su recorrido y sección transversal.

En la Figura 144 se observa que la velocidad del flujo antes pasar por las rejillas disipadoras es 1 m/s y después de pasar por las rejillas es 0,5 m/s, es decir que al pasar el por las rejillas disipadoras se reduce en 50 %.

En la Figura 145, el nivel de agua dentro del canal de captación y en la compuerta de la nave derecha es aproximadamente 2373 msnm.

En la Figura 146 se observa que el nivel de agua previo a las rejillas disipadoras es 2372,8 msnm y en la nave izquierda es 2370,8 msnm. El aumento del nivel aguas arriba se debe a la presencia de las rejillas disipadoras y esta cota debe ser considerada para el dimensionamiento de la altura de los muros del desarenador.

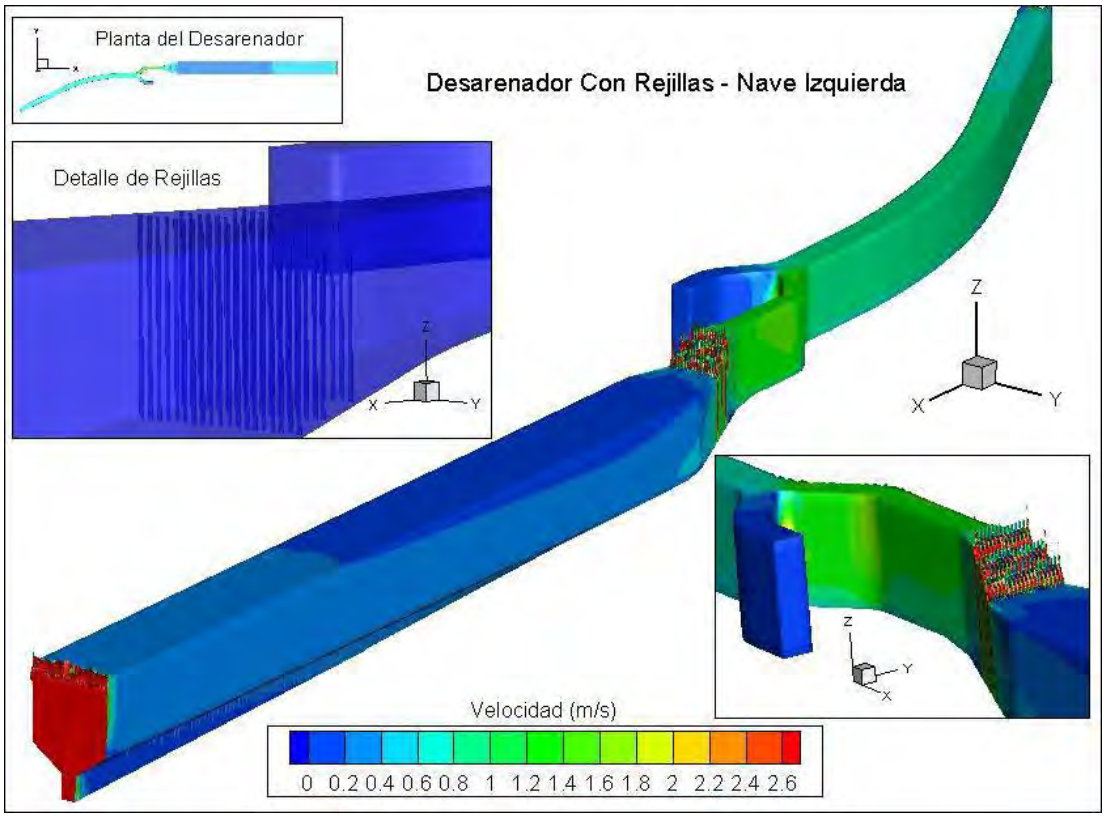


Figura 140. Desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave izquierda y compuerta cerrada en la nave derecha

Fuente: Elaboración propia

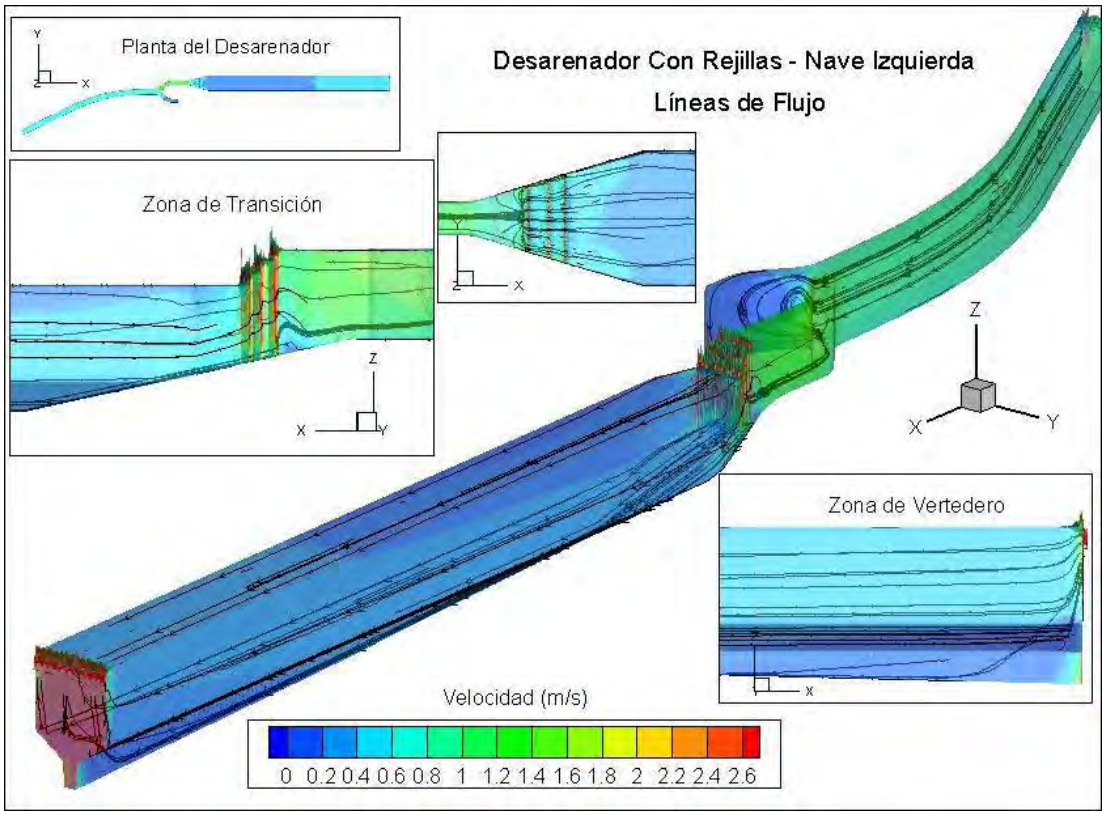


Figura 141. Comportamiento del flujo del desarenador Quitaracsa I operando con la nave izquierda y compuerta en la nave derecha

Fuente: Elaboración propia

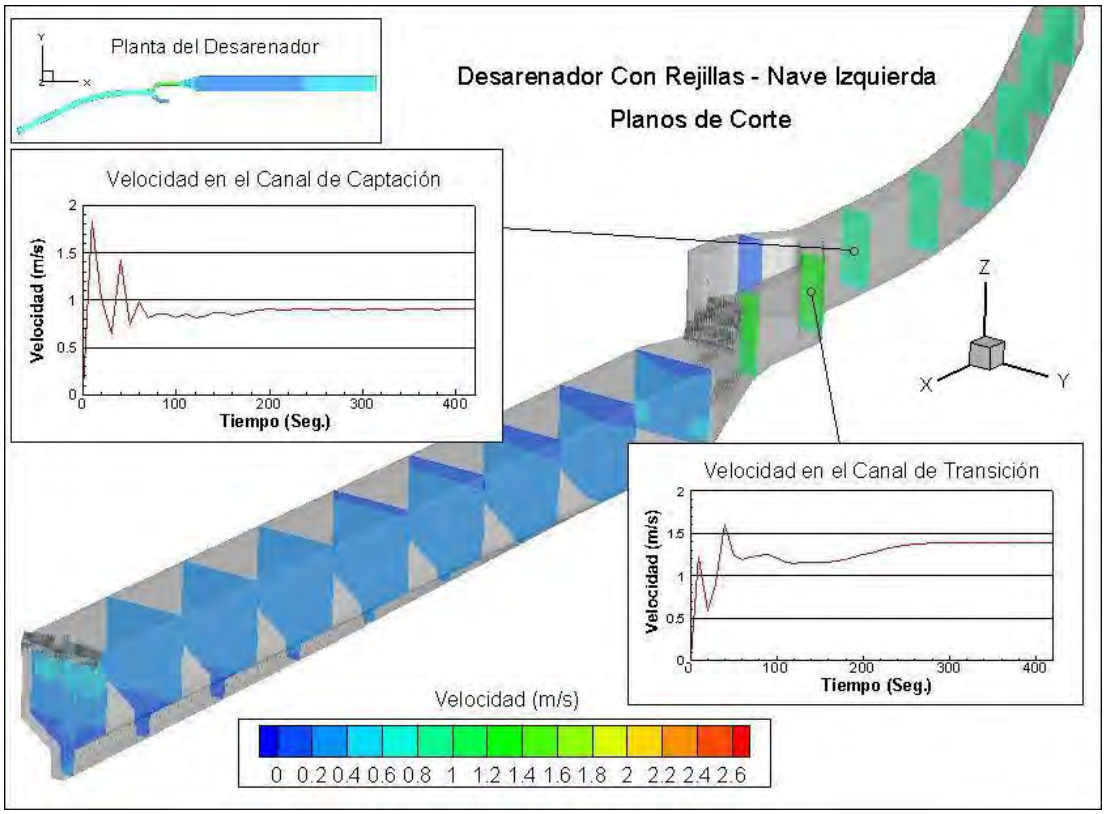


Figura 142. Sección transversal del desarenador Quitaracsa I operando con la nave izquierda y compuerta en la nave derecha

Fuente: Elaboración propia

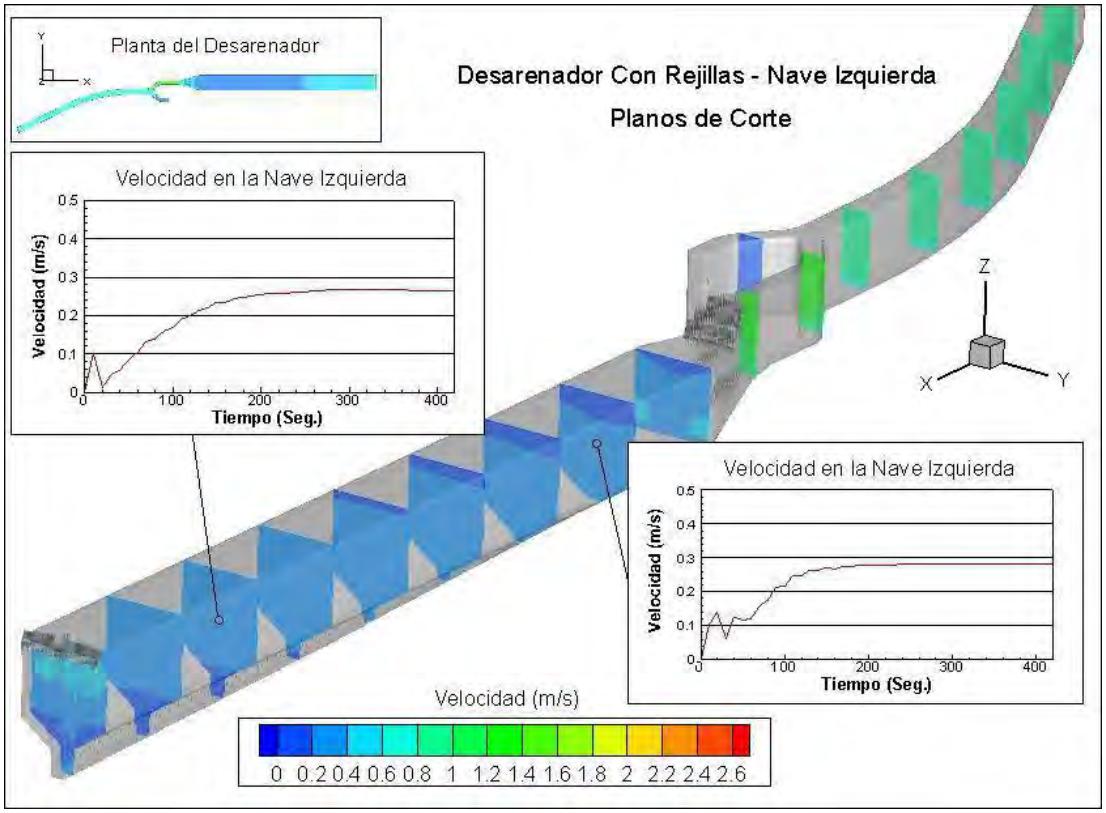


Figura 143. Sección transversal en la nave izquierda del desarenador y compuerta en la nave derecha

Fuente: Elaboración propia

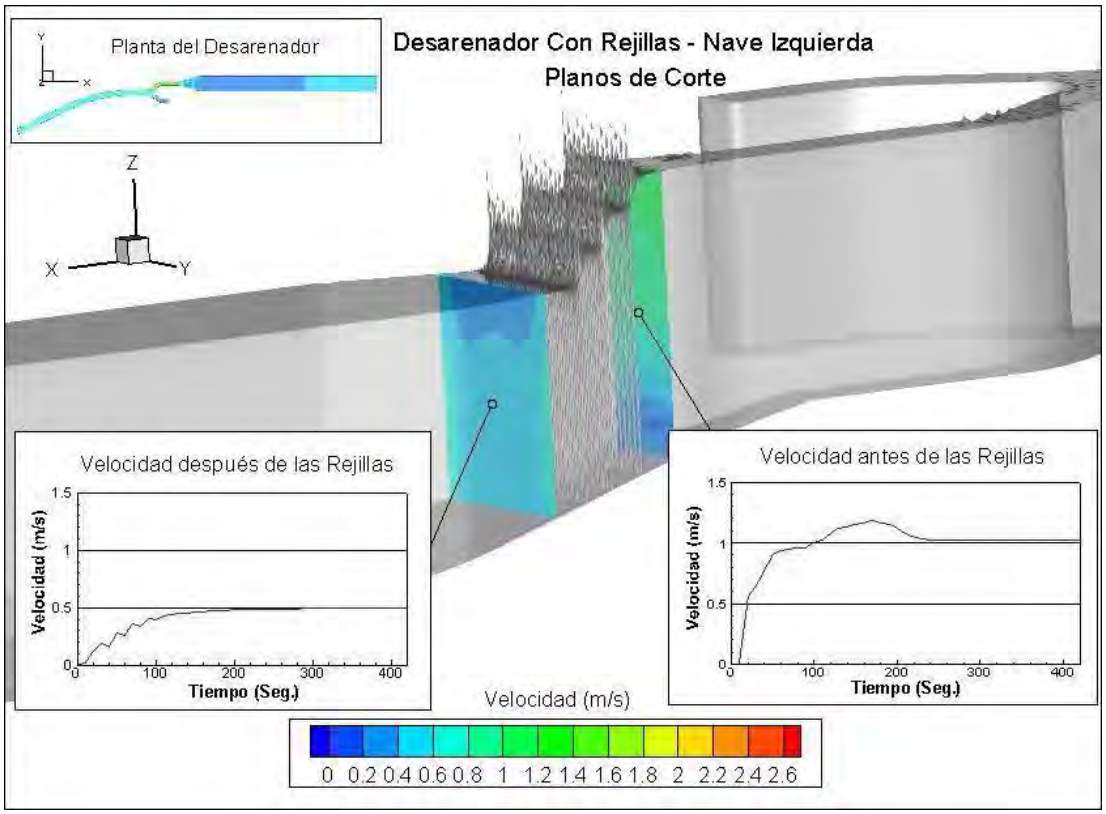


Figura 144. Sección transversal en la nave izquierda del desarenador antes y después de las rejillas disipadoras

Fuente: Elaboración propia

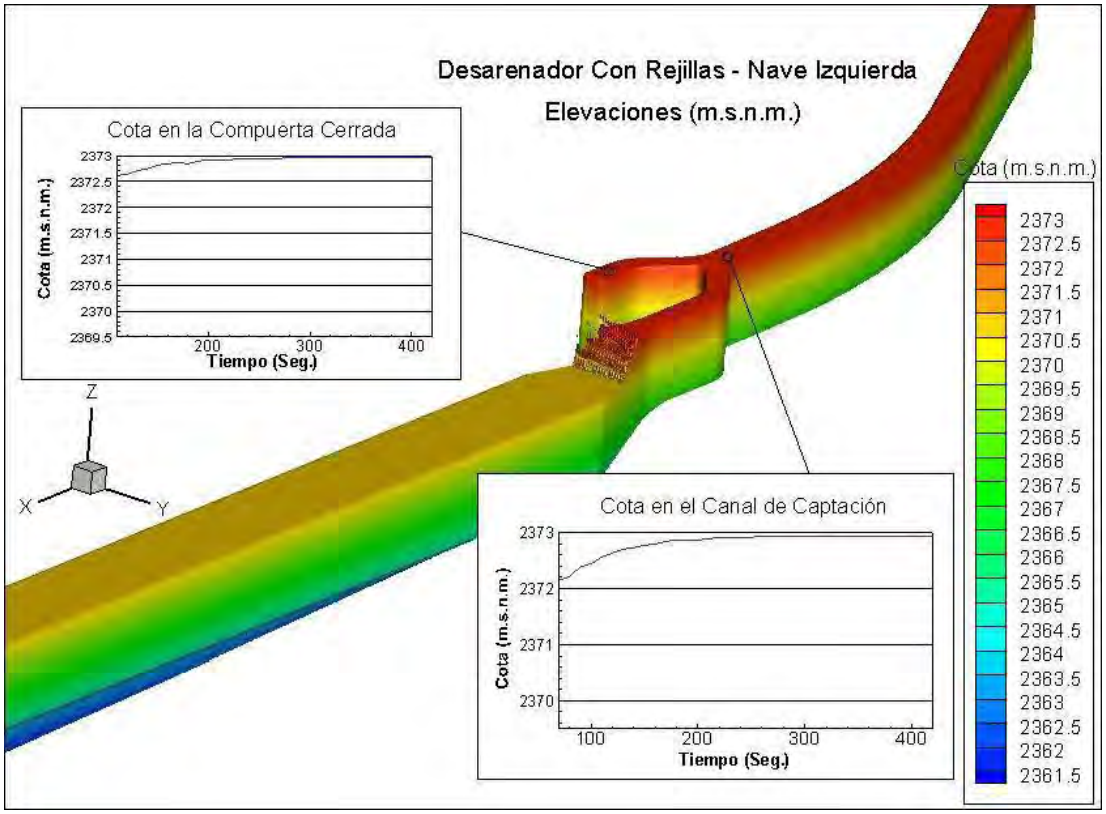


Figura 145. Cota de agua en el canal de captación y compuerta derecha del desarenador

Fuente: Elaboración propia

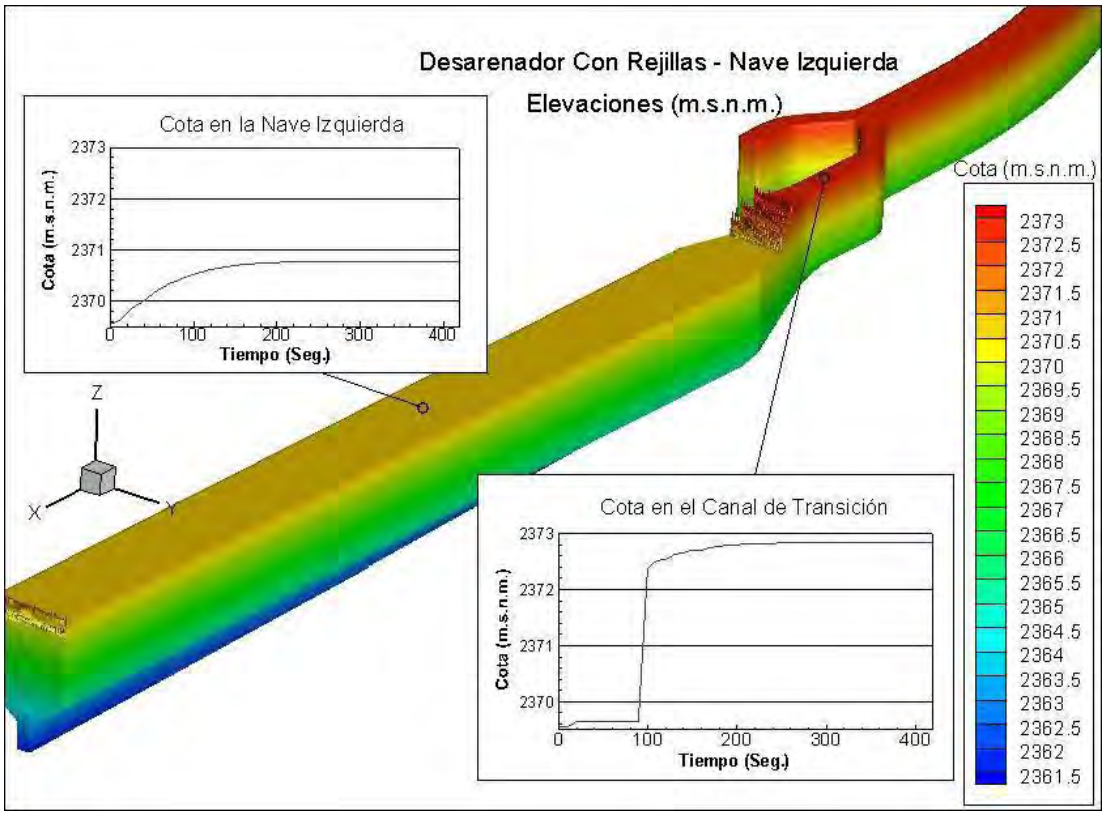


Figura 146. Cota de agua la nave izquierda del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

5.5.6. Modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave derecha y compuerta en la nave izquierda

En la Figura 147 se observa el resultado de la modelación hidrodinámica del desarenador Quitaracsa I con la compuerta en la nave izquierda cerrada y operando sólo con la nave derecha con el mismo caudal de diseño.

En la Figura 148 se observa que las rejillas funcionan como se esperaba, disminuyendo la energía cinética turbulenta. Las líneas de flujo rompen al contacto con las rejillas disipadoras y se genera un flujo ordenado. Las líneas de flujo rompen al contacto con las rejillas disipadoras y se genera un flujo ordenado en toda la sección longitudinal como se aprecia en la Figura 148, de esta manera se mejora la eficiencia del desarenador

En la Figura 149, la velocidad del flujo en el canal de captación es 1 m/s y en el canal de la nave derecha es 1,5 m/s.

En la Figura 150 se aprecia que la velocidad del flujo de agua en toda la nave derecha del desarenador está entre 0,25 y 0,27 m/s y se mantiene constante en la nave.

En la Figura 151, la velocidad del flujo antes de las rejillas es 0,8 m/s y después de las rejillas es 0,43 m/s, es decir que reduce casi en 50 %.

En la Figura 152, el nivel de agua dentro del desarenador en el canal de captación y en la compuerta de la nave izquierda es 2373 msnm.

En la Figura 153 se observa que el nivel de agua en el canal previo a las rejillas disipadoras es 2372,8 msnm y en la nave derecha es 2370,8 msnm. El aumento del nivel aguas arriba se debe a la presencia de las rejillas disipadoras y esta cota debe ser considerada para el dimensionamiento de la altura de los muros del desarenador.

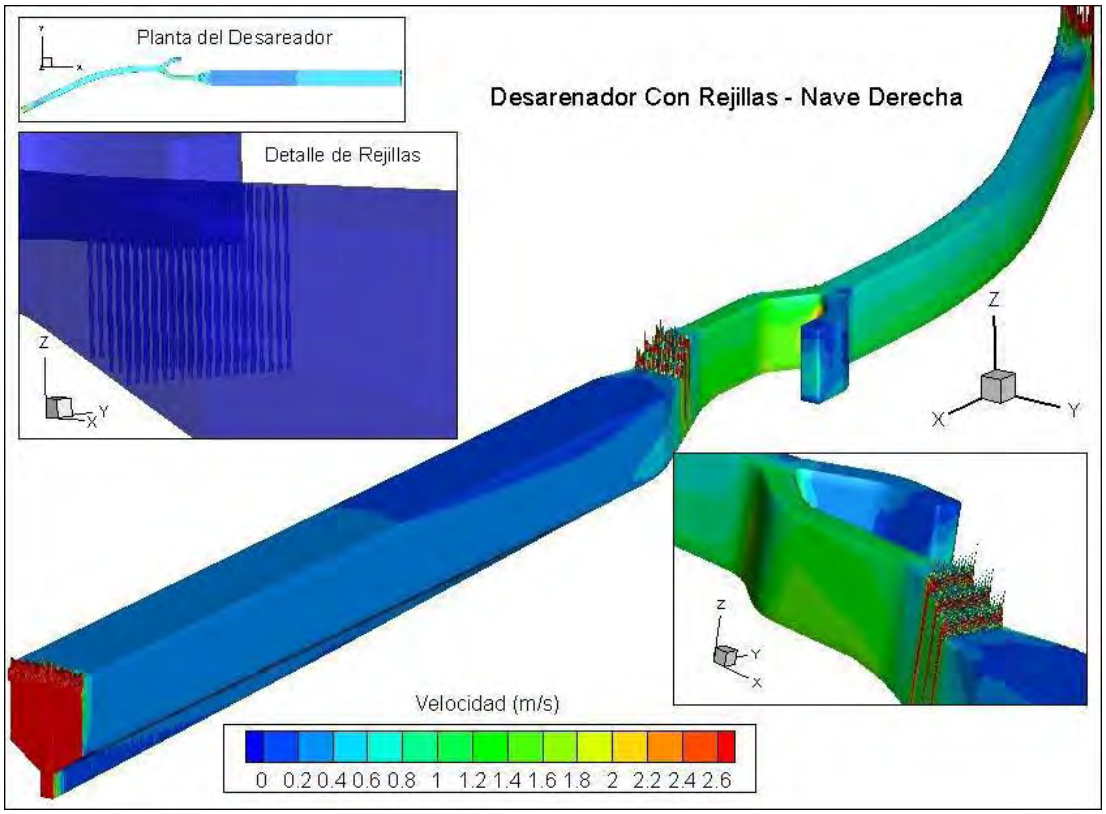


Figura 147. Modelación hidrodinámica con rejillas operando con la nave derecha y compuerta en la nave izquierda

Fuente: Elaboración propia

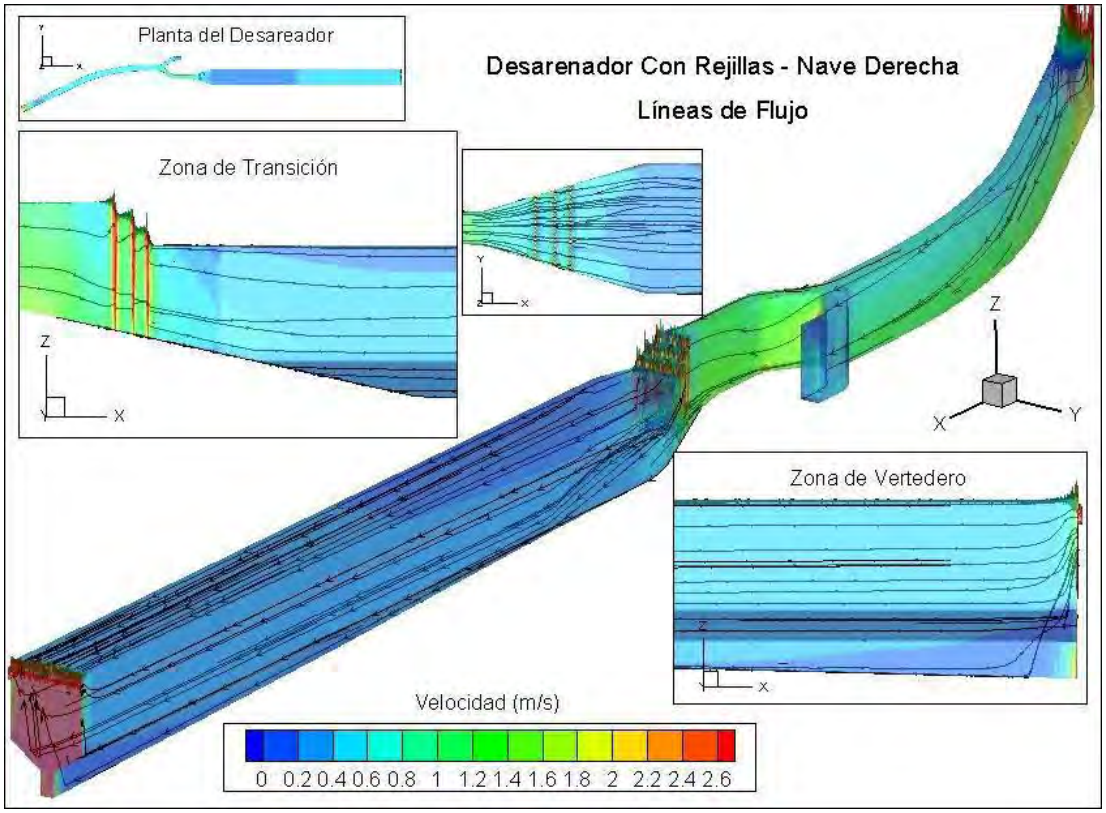


Figura 148. Líneas de flujo del desarenador con rejillas operando con la nave derecha y compuerta cerrada en la nave izquierda

Fuente: Elaboración propia

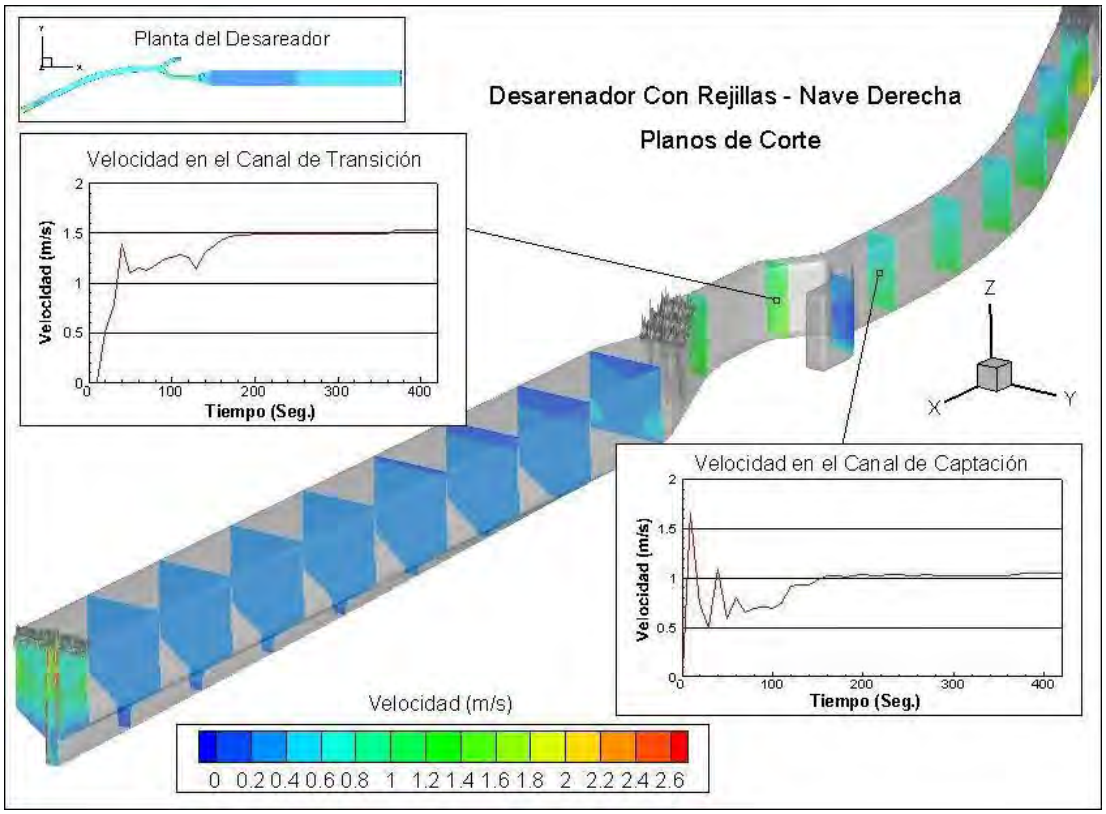


Figura 149. Secciones transversales del desarenador con rejillas operando con la nave derecha y compuerta cerrada en la nave izquierda
Fuente: Elaboración propia

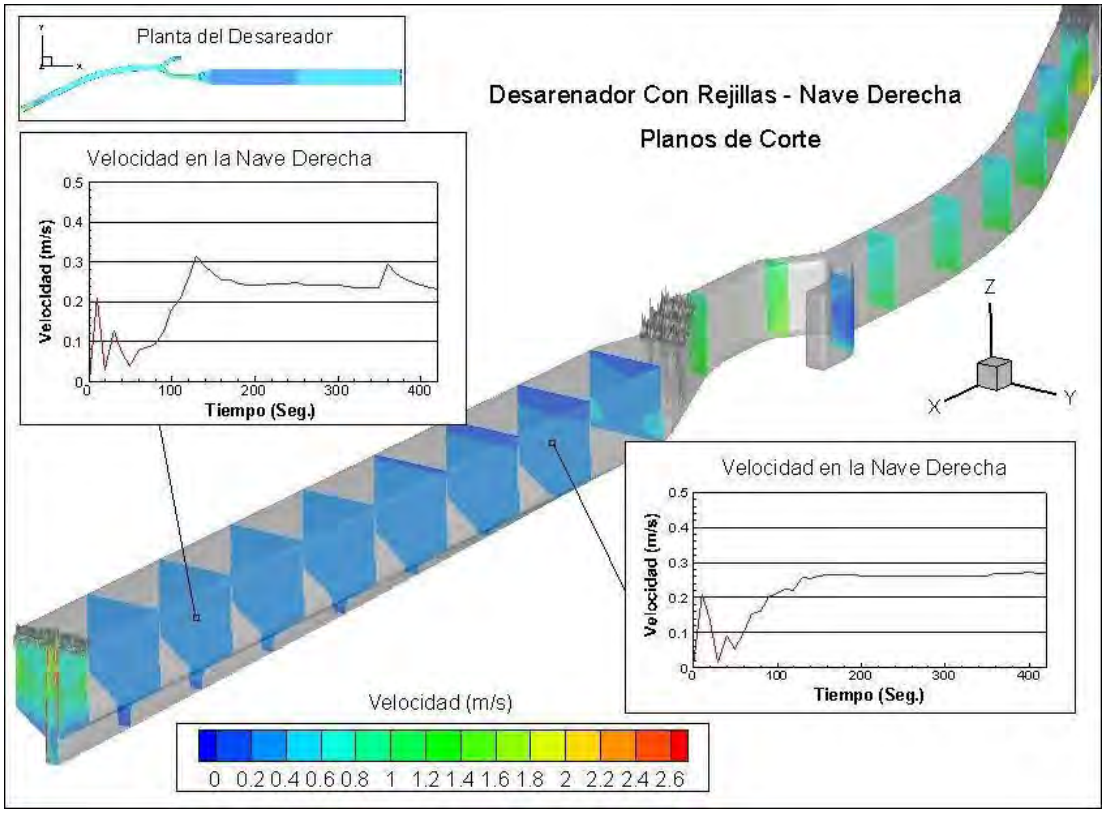


Figura 150. Secciones transversales en la nave derecha del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

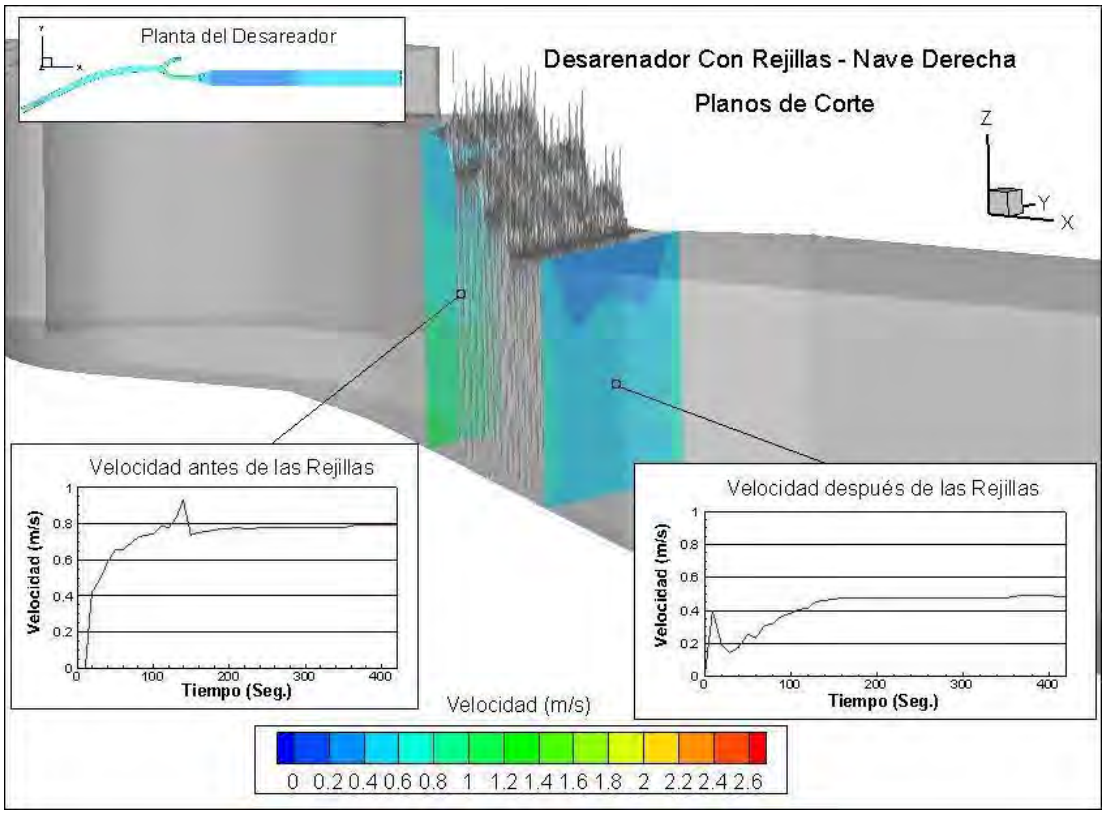


Figura 151. Secciones transversales del desarenador antes y después de las rejillas disipadoras
Fuente: Elaboración propia

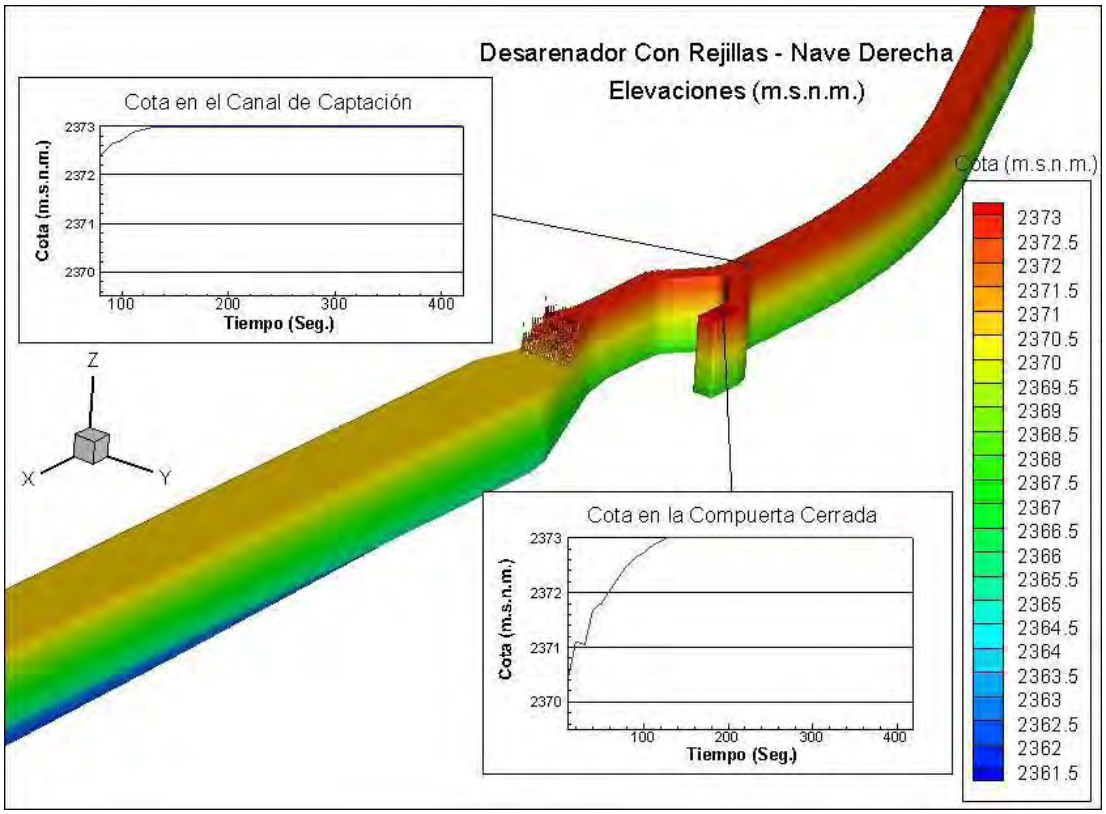


Figura 152. Cota de agua en el canal de captación y compuerta izquierda del desarenador
Fuente: Elaboración propia

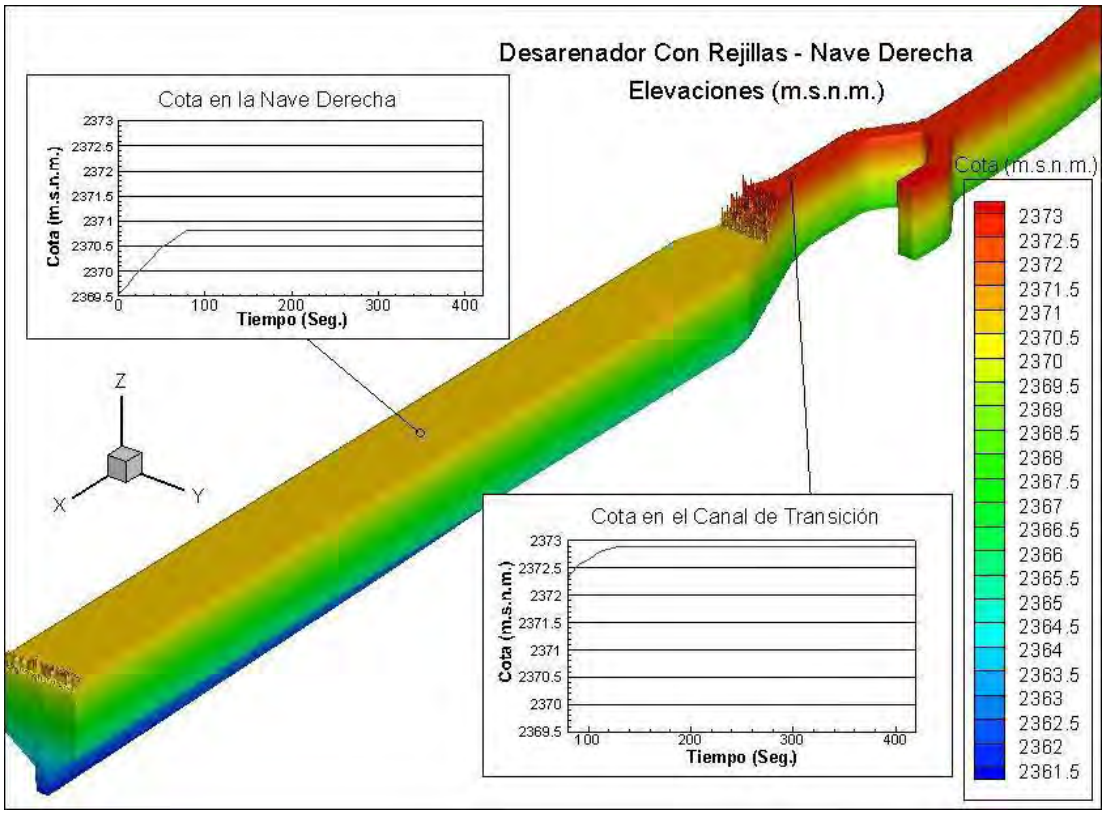


Figura 153. Cota de agua en la nave derecha del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

5.6. Resultados de la modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I

Para la modelación del proceso de sedimentación de un desarenador se requieren incluir las ecuaciones que describen el transporte y la sedimentación como se explicó al inicio del Capítulo 5.

Con los resultados de la modelación numérica se comprueba el patrón de decantación de los sedimentos en el fondo de las naves del desarenador Quitaracsa I como se muestra. La Figura 154 presenta la geometría del fondo del desarenador Quitaracsa I visto desde abajo. El tamaño de partícula de diseño es 0,1 mm según lo que se calculó en el Capítulo 4.

Con los resultados de los cálculos matemáticos para el diseño del desarenador Quitaracsa I que obtuvimos en el Capítulo 4, se podrá comparar si los cálculos fueron los correctos e identificar posibles variaciones.

Se realizará el estudio sedimentológico del desarenador Quitaracsa I para los siguientes casos:

- Modelación sedimentológica del desarenador Quitaracsa I con rejillas:

  - Desarenador operando con las dos naves
  - Desarenador operando con la nave izquierda y compuerta en nave derecha
  - Desarenador operando con la nave derecha y compuerta en nave izquierda

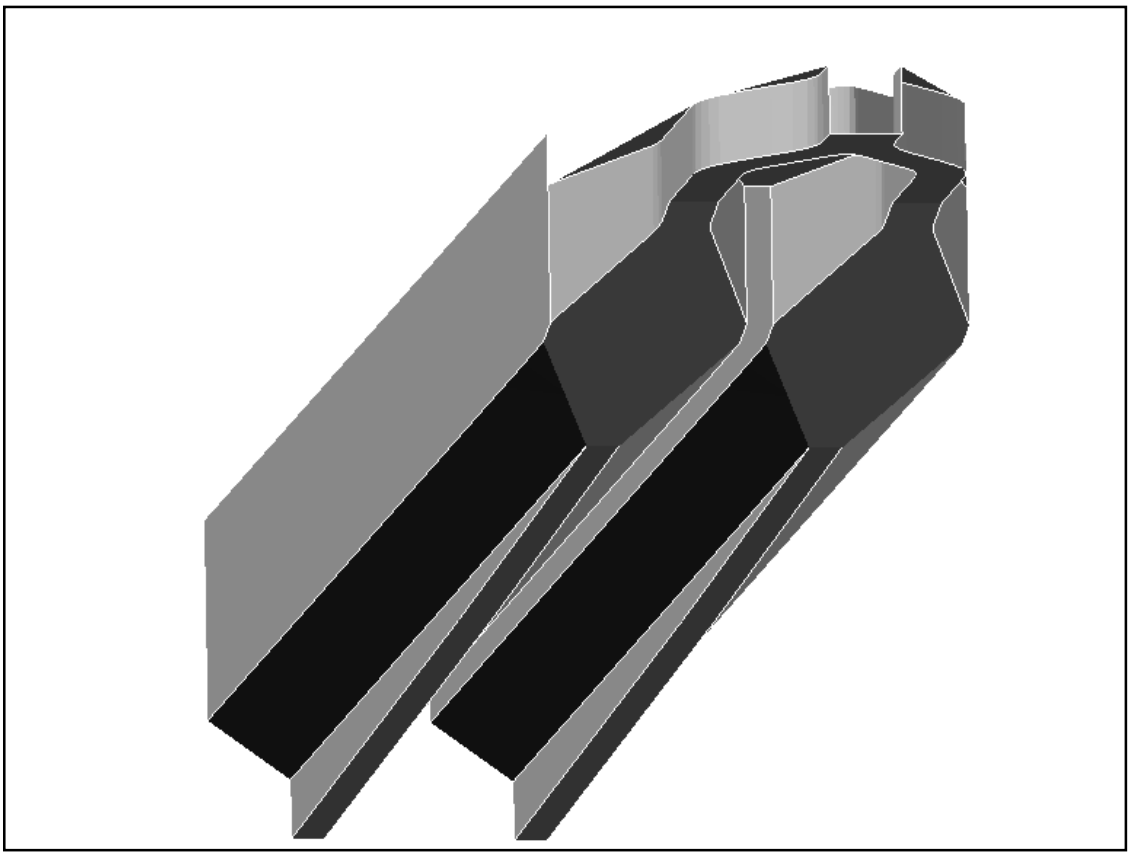


Figura 154. Vista 3D del fondo de las naves del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

5.6.1. Modelación sedimentológica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con las dos naves

En la Figura 155 se observa que los sedimentos se decantan completamente en el canal de sedimentación con pendiente de 3 % y de la misma manera en ambas naves, lo que demuestra la efectividad del uso de las rejillas disipadoras al repartir casi de manera equitativa el caudal en cada nave 55 % y 45 % en la nave derecha e izquierda respectivamente.

Adicionalmente se puede apreciar en la Figura 155 que la tendencia de la deposición de los sedimentos es hacia la pared del vertedero y zona de compuertas de los canales de purga. Los sedimentos se depositan en su mayoría en la cota más baja del desarenador.

A lo largo del recorrido en el canal de captación, la bifurcación, zona de compuertas, zona de rejillas disipadoras y transición de entrada del desarenador se evidencia que no hay sedimentación para el tamaño de partícula de 0,1 mm.

Se observa en la Figura 156 que la altura de colmatación en la zona de rejillas disipadoras y en el canal de transición de entrada del desarenador es despreciable (menor a 1 cm) considerando que la figura corresponde a la captura en el instante de 210 segundos de modelación y que considerando un ΔT mayor, dichos sedimentos no provocarán colmatación en las rejillas disipadoras.

Para el caso de la modelación numérica de los sedimentos del desarenador Quitaracsa I con dos naves y rejillas disipadoras se tiene que el volumen acumulado de sedimentos en el fondo del desarenador para el tiempo de 210 segundos es 0,0287 m^3 y el volumen de sedimentos que logra salir del desarenador es $0{,}1018 \times 10^{-12}$ m^3, es decir que los sedimentos de diámetro 0,1 mm que logran pasar por el vertedero son totalmente despreciables. Con estos datos se puede estimar que el volumen acumulado de partículas de 0,1 mm en una hora es 0,5 m^3.

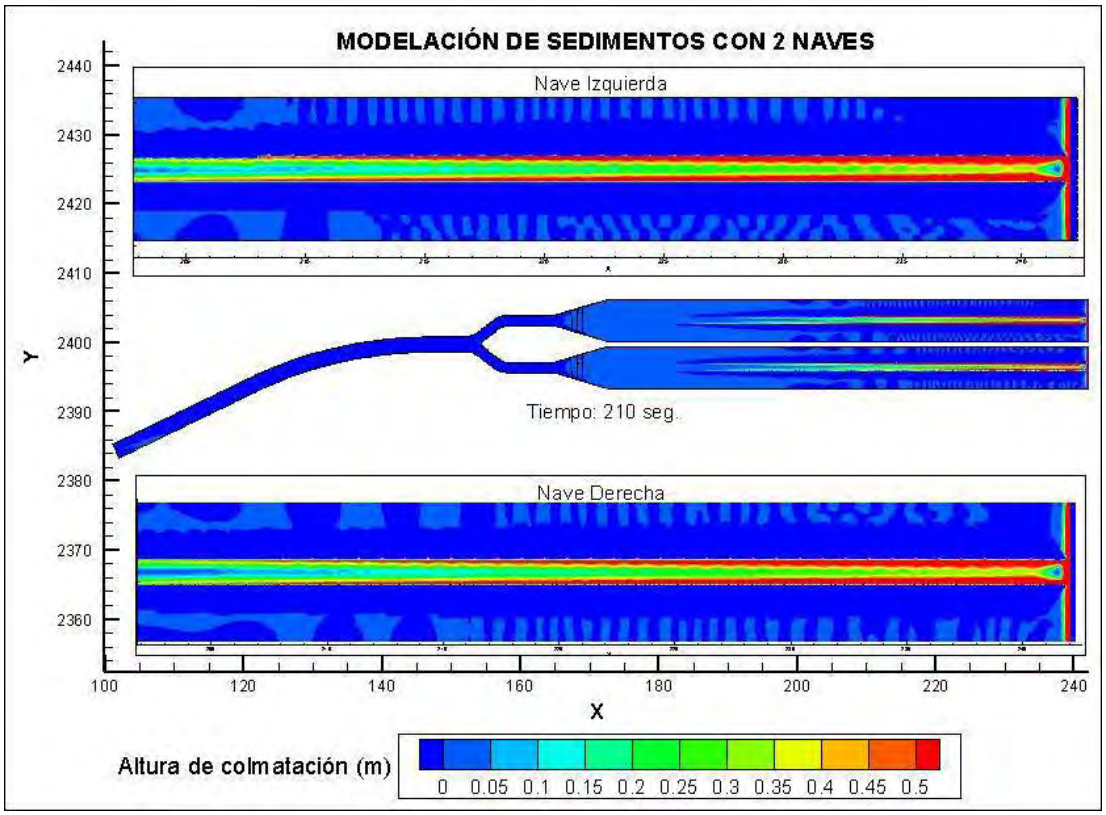


Figura 155. Modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I con las dos naves
Fuente: Elaboración propia

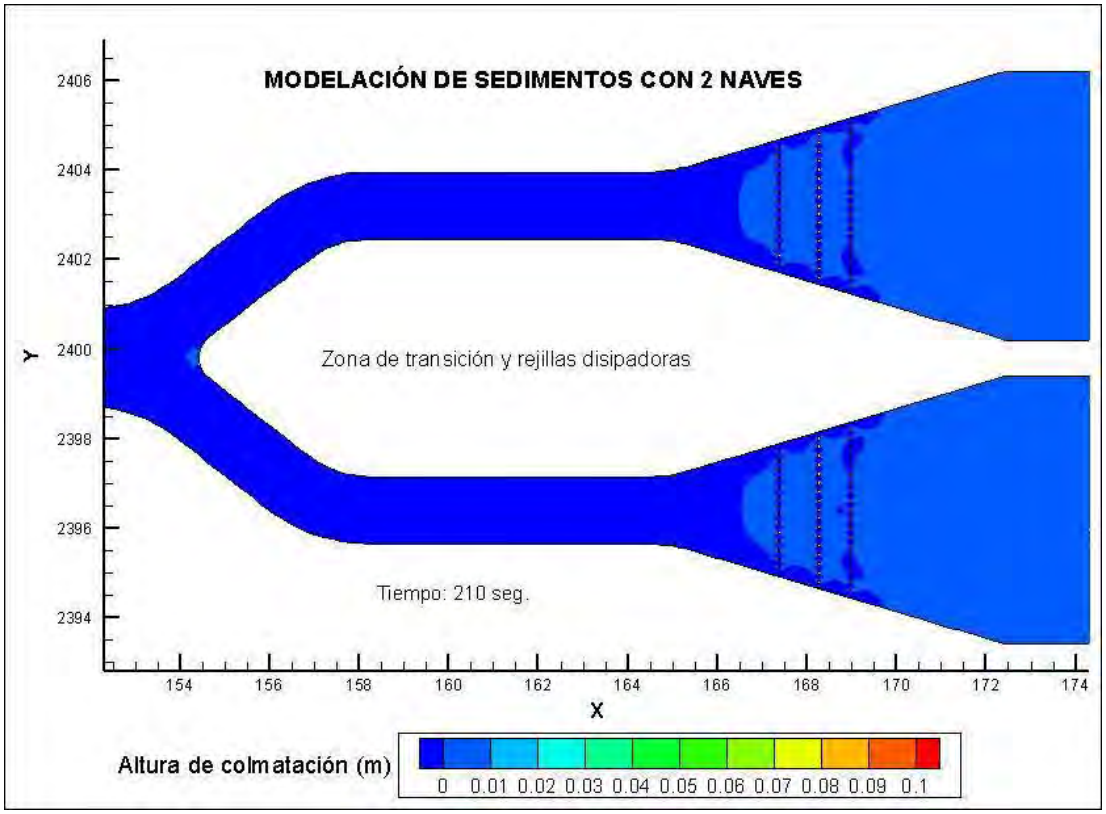


Figura 156. Detalle de la transición y rejillas disipadoras en la modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I operando con dos naves
Fuente: Elaboración propia

5.6.2. Modelación sedimentológica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave izquierda y compuerta cerrada en la nave derecha

En la Figura 157 se aprecia que la sedimentación es uniforme y la tendencia de los sedimentos es depositarse en la cota más baja del canal de sedimentación en la zona del vertedero y la compuerta del canal de purga.

Al depositarse los sedimentos cerca de la compuerta del canal de purga facilita la operación de limpieza y, se disminuye el tiempo necesario para la purga del canal de sedimentación aumentando así la eficiencia de operación del desarenador.

Se observa en la Figura 158 que la altura de colmatación de los sedimentos en la compuerta cerrada de la nave derecha es despreciable por lo que se puede asegurar un buen funcionamiento de la compuerta.

Para el caso de la modelación numérica de los sedimentos del desarenador Quitaracsa I con rejillas disipadoras, operando con la nave izquierda y compuerta cerrada en la nave derecha, se tiene que el volumen acumulado de sedimentos en el fondo del desarenador para el tiempo de 210 segundos es 0,0096 m^3 y el volumen de sedimentos que logra salir del desarenador es $0.5802x10^{-13}$ m^3, es decir que los sedimentos de diámetro 0,1 mm que logran pasar por el vertedero son totalmente despreciables. Con estos datos se puede estimar que el volumen acumulado de partículas de 0,1 mm en una hora es 0,17 m^3.

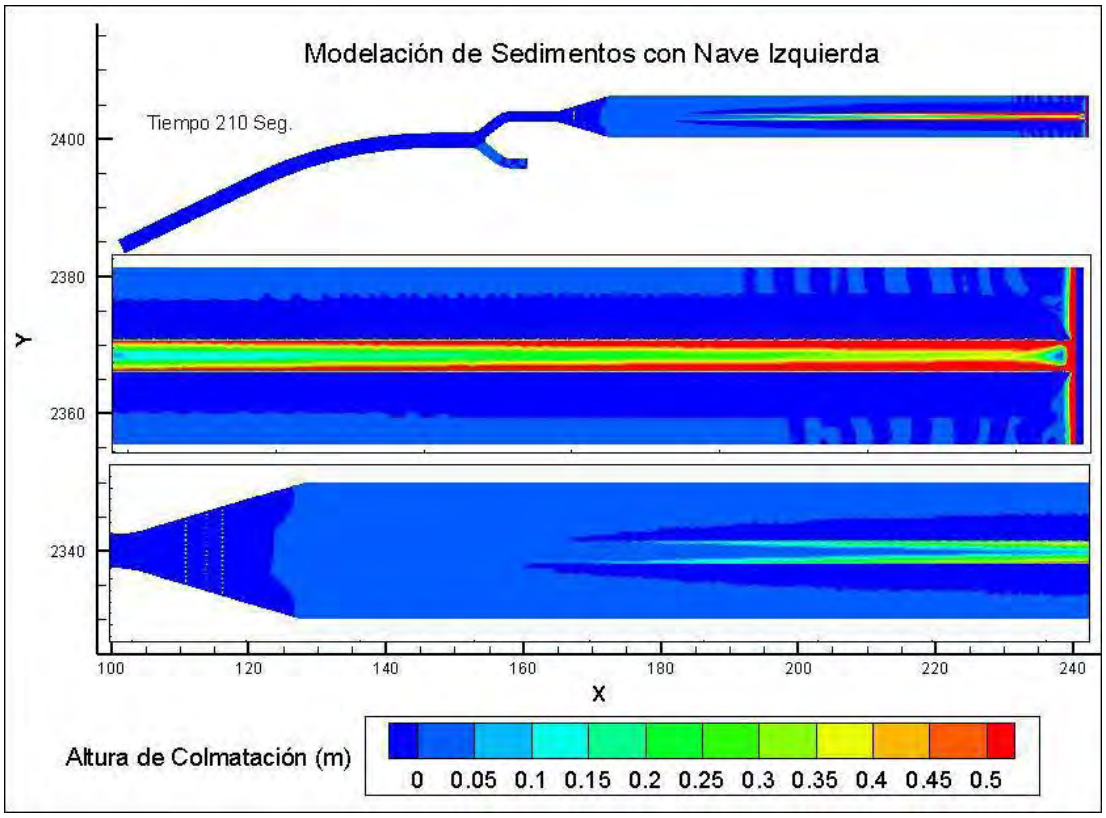


Figura 157. Modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I operando con la nave izquierda y compuerta cerrada en la nave derecha

Fuente: Elaboración propia

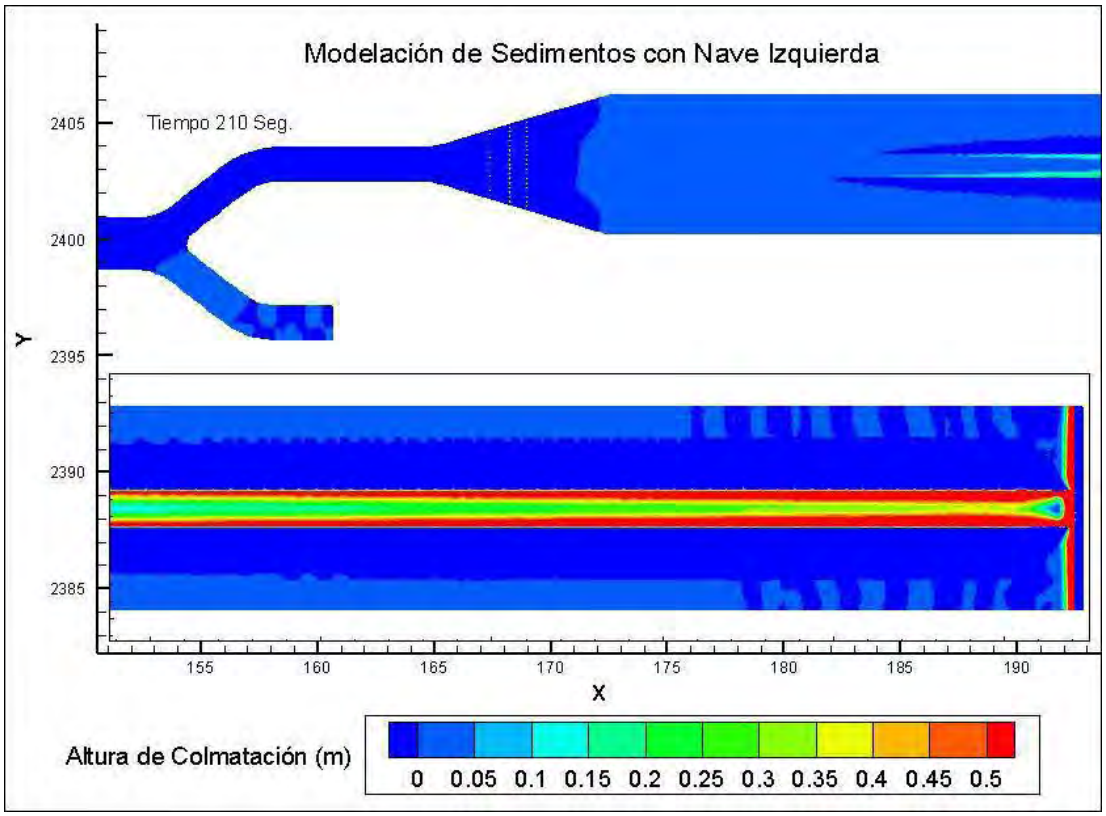


Figura 158. Detalle de la transición, rejillas disipadoras y nave izquierda en la modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

5.6.3. Modelación sedimentológica del desarenador Quitaracsa I con rejillas operando con la nave derecha y compuerta cerrada en la nave izquierda

En la Figura 159 se aprecia que la sedimentación es uniforme y la tendencia de los sedimentos es depositarse en la cota más baja del canal de sedimentación en la zona del vertedero y la compuerta del canal de purga.

Al depositarse los sedimentos cerca de la compuerta del canal de purga facilita la operación de limpieza y, se disminuye el tiempo necesario para la purga del canal de sedimentación aumentando la eficiencia de operación del desarenador.

Se observa en la Figura 160 que la altura de colmatación de los sedimentos en la compuerta cerrada de la nave izquierda es despreciable por lo que se puede asegurar un buen funcionamiento de la compuerta.

Para el caso de la modelación numérica de los sedimentos del desarenador Quitaracsa I con rejillas disipadoras, operando con la nave derecha y compuerta cerrada en la nave izquierda, se tiene que el volumen acumulado de sedimentos en el fondo del desarenador para el tiempo de 210 segundos es 0,0097 m^3 y el volumen de sedimentos que logra salir del desarenador es $0.2338x10^{-13}$ m^3, es decir que los sedimentos de diámetro 0,1 mm que logran pasar por el vertedero son totalmente despreciables. Con estos datos se puede estimar que el volumen acumulado de partículas de 0,1 mm en una hora es 0,17 m^3.

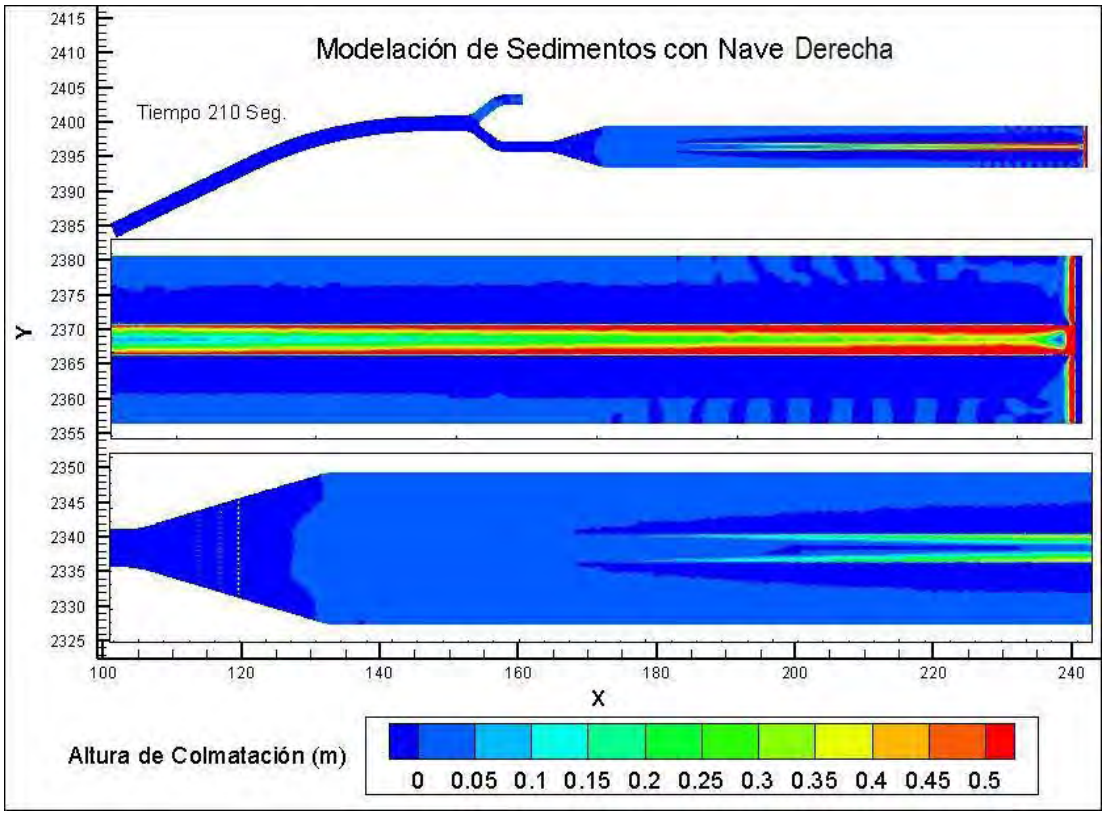


Figura 159. Modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I operando con la nave derecha y compuerta cerrada en la nave izquierda

Fuente: Elaboración propia

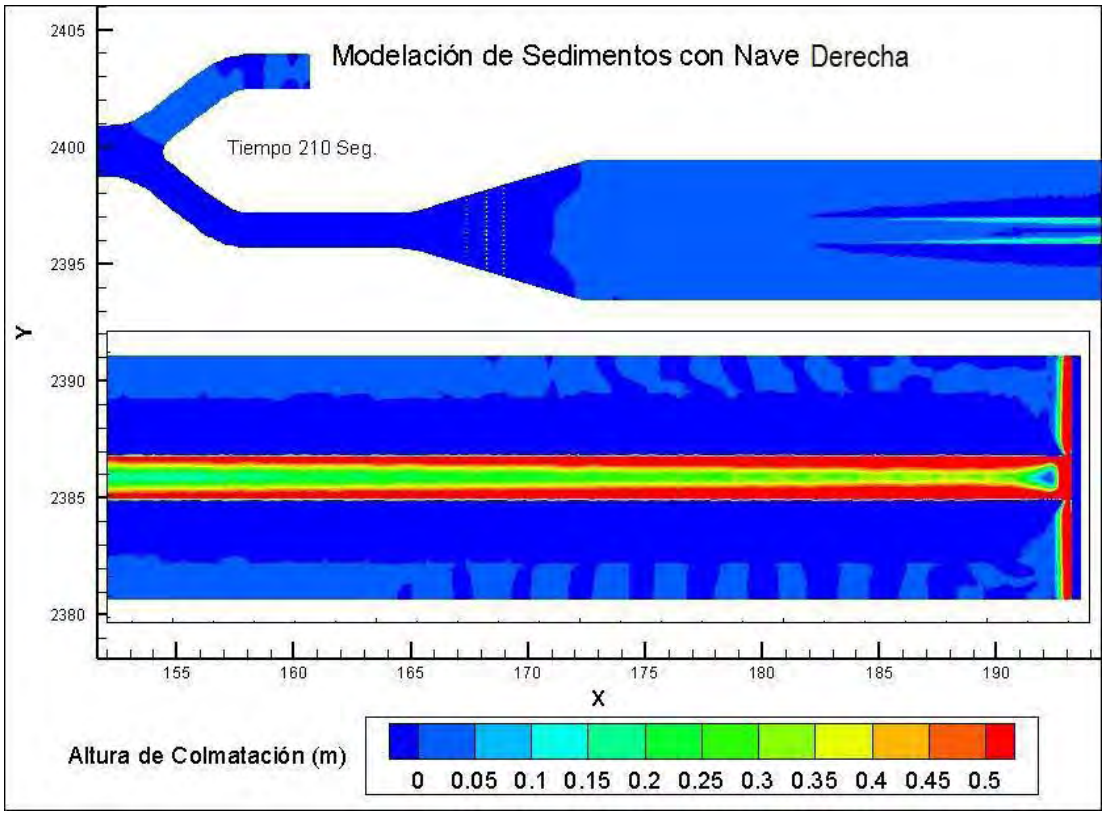


Figura 160. Detalle de la transición, rejillas disipadoras y nave derecha en la modelación de sedimentos del desarenador Quitaracsa I

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones y recomendaciones

- La modelación numérica en el ámbito de la Ingeniería Hidráulica se ha ido desarrollando junto con el incremento de la capacidad del hardware. Esto le da una ventaja, ya que en cualquier modelo físico no es fácil definir la escala, el caudal, el tamaño de partículas y la concentración de sedimentos para obtener resultados que se asemejen a la realidad.

- El modelo numérico Telemac-Mascaret representa la hidrodinámica del flujo interactuando directamente con todo el contorno de la estructura y elementos alternativos que puedan variar el comportamiento del agua y los sedimentos, todo esto a un tiempo y costo reducidos, aumentando la eficiencia en el diseño y rediseño de obras hidráulicas.

- En la curva de persistencia de caudales mensuales del río Quitaracsa se aprecia que el caudal de 10 m^3/s es igual o superior sólo en el 43 % del año. Por lo tanto, tendríamos un desarenador que funcione con un caudal medio por debajo del diseñado en más de la mitad del año. Para asegurar un caudal de diseño que persista el 75 % del año tendríamos que diseñar el desarenador Quitaracsa I para 6,5 m^3/s.

- La comprobación del diseño del desarenador Quitaracsa I ha permitido observar que la eficiencia aumenta al disminuir la velocidad del flujo de 0,5 a 0,2 m/s manteniendo la longitud de 60 m y si se mantiene la velocidad de 0,5 m/s la longitud debe ser de 170 m para una eficiencia del 90%.

- La longitud real del desarenador es de 60 m y la velocidad, calculada utilizando el modelo numérico, se encuentra entre 0,1 a 0,2 m/s gracias al uso de las rejillas. El uso de rejillas en la zona de transición, aumenta la turbulencia debido a la interacción del fluido con las rejillas. Aunque en un inicio se podría suponer que las rejillas podían ser un elemento contraproducente y provocar sedimentación en la zona de transición, los resultados de la modelación numérica demuestran que no se presenta sedimentación en las rejillas ni en las compuertas.

- El desarenador Quitaracsa I con un caudal de diseño de 10 m^3/s se comporta de manera eficiente incluso funcionando con sólo una nave. Dicho caudal es regulado

por la bocatoma Quitaracsa I, la cual tiene compuertas radiales que se utilizarán para las diferentes operaciones de la bocatoma.

- La geometría del desarenador Quitaracsa I ayuda a que la sedimentación se concentre totalmente en el canal de sedimentación y así asegurar una evacuación de los sedimentos en tiempo reducido. El canal de sedimentación tiene la pendiente adecuada (3 %) para remover las partículas que se acumulan en el fondo del desarenador.

- La geometría de la transición del desarenador Quitaracsa I es inusual con cambios de ángulos bruscos y superiores a 12,5° como se recomienda en el diseño, para disminuir los errores generados por esta transición, los diseñadores contemplaron el uso de rejillas antes del ingreso a las naves del desarenador.

- El canal de purga tiene una pendiente de 2,83 %, menor a la del canal de sedimentación en las naves del desarenador que es 3 %, esto podría traer problemas de colmatación en el canal de purga, ya que en las bibliografías para el diseño de desarenadores indican que la pendiente del canal de purga debería ser al menos la misma que la del canal de sedimentación del desarenador.

- El uso de rejillas aumenta la turbulencia permitiendo que se tenga después de ellas un flujo ordenado del agua y los sedimentos dentro de las naves del desarenador. La velocidad dentro del desarenador disminuye en promedio un 50 % al paso del flujo por las rejillas permitiendo que mayor cantidad de sedimentos y partículas de menor diámetro se depositen en el fondo del desarenador.

- Las rejillas uniformizan el flujo en el desarenador, por lo que llamarlas “disipadoras” no sería adecuado. Éstas aumentan la turbulencia pero al disminuir la energía cinética del flujo se puede interpretar como una eliminación de la turbulencia. Aún en algunos diseños se prefiere usar los muros divisorios longitudinales a la entrada del desarenador en lugar de las rejillas.

Referencias bibliográficas

1. Alave, D. (2015). *Las 5 principales centrales hidroeléctricas en el Perú*. Obtenido de http://es.slideshare.net/danielalave5/las-5-principales-centrales-hidroelctricas-en-el-per
2. Asociación Española de la Industria Eléctrica. (2014). *Funcionamiento de una Central Hidroeléctrica*. Obtenido de UNESA: http://www.unesa.es/sector-electrico/funcionamiento-de-las-centrales-electricas/1347-central-hidroelectrica
3. Association for Hydro-Environment Engineering and Research - Spain Water. (2015). Modelos numéricos tridimensionales en hidráulica continental aplicada a estudios fluviales, de presas y embalses. *II Jornada International Association for Hydro-Environment Engineering and Research - Spain Water*. Obtenido de https://www.iahr.org/uploadedfiles/userfiles/files/Jornada%20IAHR-SPAIN%20WATER%20MODELOS%203D(5).pdf
4. Balairón, L. (2011). Modelación matemática en el ámbito de la dinámica fluvial. *Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX*, 15.
5. Centro Peruano de Estudios Sociales. (2004). *Cuenca del río Santa.* Obtenido de http://www.cepes.org.pe/pdf/OCR/Partidos/diagnostico_calidad_agua-tomo1/diagnostico_calidad_agua_cuenca_rio_santa.pdf
6. Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional. (2013). *Memoria Anual 2013*. Obtenido de http://www.coes.org.pe/dataweb3/2014/D/memoria/Memoria2013.pdf
7. Coronado, F. (2004). *El Desarenador.* Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
8. EnerSur GDF Suez. (s.f.). *Proyecto Central Hidroeléctrica Quitaracsa.* Obtenido de EnerSur GDF Suez: http://www.enersur.com.pe/descarga/publicaciones/Brochure_Quitaracsa_web.pdf
9. ENGIE Energía Perú. (28 de Octubre de 2014). ENERSUR PROYECTO CENTRAL HIDROELÉCTRICA QUITARACSA. Ancash. Obtenido de Video publicado en https://www.youtube.com/watch?v=ZtCDqeh-6zs

10. Gestión. (2014). *Las mejores imágenes de las centrales hidroeléctricas Chaglla y Charcani V.* Obtenido de http://gestion.pe/empresas/central-hidroelectrica-chaglla-y-central-hidroelectrica-charcani-v-2104798/6

11. Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria - Universidad de Piura. (1989). *Investigación sobre el modelo hidráulico del desarenador Terminal de Majes.* Piura: Universidad de Piura.

12. Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria - Universidad de Piura. (1989). *Investigación sobre modelo hidráulico del desarenador Chavimochic.* Piura: Universidad de Piura.

13. Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria - Universidad de Piura. (1992). *Investigación en el modelo hidráulico de las obras de derivación y captación de la central hidroeléctrica San Gabán II.* Piura: Universidad de Piura.

14. Ministerio de Energía y Minas. (2000). *Plan de Manejo Ambiental Proyecto Rehabilitación Central Hidroeléctrica Machupicchu, segunda etapa.* Obtenido de http://intranet2.minem.gob.pe/web/archivos/dgaae/publicaciones/resumen/machu/1.PDF

15. Ministerio de Energía y Minas. (2003). *Descripción de los componentes físicos y caracterización ambiental de la cuenca.* Obtenido de http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/dgaam/publicaciones/evats/santa/santa2.pdf

16. Ministerio de Energía y Minas. (2013). *Plan de manejo ambiental modificación de los componentes del proyecto Central Hidroeléctrica Quitaracsa I.* Lima: MINEM. Obtenido de http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/1058-2013.pdf

17. Nozaki, T. (1986). *Elaboración de proyectos de centrales hidroeléctricas.* Lima.

18. Open Telemac-Mascaret. (2016). *Open Telemac-Mascaret the Mathematically superior suite of solvers*. Obtenido de http://www.opentelemac.org/

19. Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería . (2002). *Información para estudio tarifario - Proyecto Central Hidroeléctrica Quitaracsa.* Lima: Osinerg. Obtenido de http://www2.osinerg.gob.pe/procreg/tarifasbarra/ProcMay02-Oct02/pdf/Present_coes/AnexoC3.pdf

20. Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería. (2015). *CENTRAL HIDROELÉCTRICA QUITARACSA (112 MW).* Lima: Osinergmin.

21. Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería. (2016). *Puesta en operación comercial de la Central Hidroeléctrica Quitaracsa (118 MW)*. Obtenido de http://www.osinergmin.gob.pe/seccion/centro_documental/Institucional/Bolet%C3%ADn%20Institucional/Web%20Quitaracsa.pdf

22. Pouyaud, B., Yerren, J., & Zapata, M. (2008). *GLACIARES Y RECURSOS HÍDRICOS EN LA CUENCA DEL RIO SANTA.* Lima: Senamhi.

23. Reyes, J. (2014). Desarenadores. *Máster en Ingeniería Civil.* Piura: Universidad de Piura.

24. Reyes, T., Mejía, T., & Ramírez, J. (2010). *Análisis de las periodicidades de los caudales medios mensuales en la cuenca del río Santa.* Huaráz: Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.

25. Roca, J. A. (2015). *Las 10 hidroeléctricas más grandes del mundo*. Obtenido de El Periódico de la Energía: http://elperiodicodelaenergia.com/las-10-centrales-hidroelectricas-mas-grandes-del-mundo/

26. Rocha, A. (2010). *Temas Selectos de Hidráulica Fluvial.* Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.

27. Sistema Español de Información sobre el agua. (2007). *Hispagua*. Obtenido de http://hispagua.cedex.es/sites/default/files/especiales/energia_hidr/1a_origen.htm

28. Sparrow, E. (2008). *El desarenador*. Nuevo Chimbote: Universidad Nacional del Santa.

29. Tassi, P., & Villaret, C. (2014). *Sisyphe v6.3 User's Manual.* EDF R&D.

30. Tecnología minera. (2015). Central hidroeléctrica Quitaracsa. *Tecnnoloía minera*(55). Obtenido de http://www.tecnologiaminera.com/tm/biblioteca/articulo.php?id=276

31. Telemac Modelling System. (2013). *Telemac 3D User's Manual.* EDF R&D.

32. Torelló, A. (2009). *Planeta Neutro*. Obtenido de Hidráulica: http://www.renovables-energia.com/hidraulica/esquema-de-una-central-hidroelectrica/

33. Torres, J. J. (2008). *Plantas hidroeléctricas*. Obtenido de hidroenergia.net: http://www.hidroenergia.net/index.php?option=com_content&view=article&id=69:icual-es-la-primera-planta-hidroelectrica-del-mundo&catid=28:isabias-que&Itemid=59

34. Villanueva, R. (Diciembre de 2011). *Características de la cuenca del río Santa.* Huaraz: Corporación Globalmark. Obtenido de Características de la Cuenca del Río Santa: http://www.mountain.pe/wp-content/uploads/2012/02/Folleto-1-Caracteristicas-Cuenca-Rio-Santa.pdf

35. Villón, M. (2005). *Diseño de estructuras hidráuicas* (Segunda ed.). Lima, Perú: Villón.

36. Wu, W. (2002). *Computational river dynamics.* USA: Taylor y Francis.

ANEXO A
Construcción de la central hidroeléctrica Quitaracsa I

Figura A1. Tarrajeo del pique de caída con encofrado deslizante, vista desde el interior
Fuente: Elaboración propia

Figura A2. Pique de caída, vista desde la cota superior
Fuente: Elaboración propia

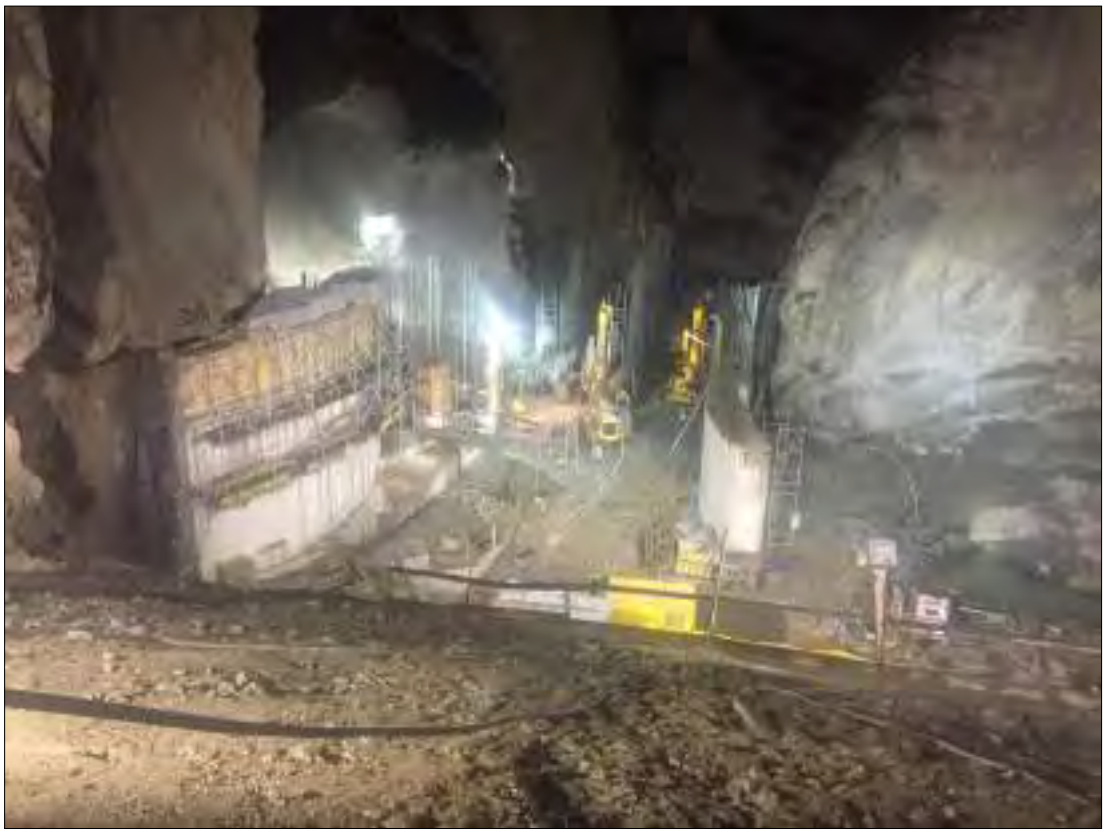


Figura A3. Ejecución de los trabajos en la bocatoma Quitaracsa I, vista desde aguas arriba
Fuente: Elaboración propia

Figura A4. Túnel de desvío aguas abajo de la bocatoma en la margen derecha
Fuente: Elaboración propia

Figura A5. Inicio de los trabajos de relleno en el embalse Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

Figura A6. Recubrimiento del embalse con geomembrana
Fuente: Elaboración propia

Figura A7. Muro de contención y embalse Quitaracsa I culminados
Fuente: Elaboración propia

Figura A8. Inicio de los trabajos en la caverna del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

Figura A9. Construcción del desarenador Quitaracsa I dentro de la caverna
Fuente: Elaboración propia

Figura A10. Construcción del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

Figura A11. Construcción del desarenador Quitaracsa I dentro de la caverna
Fuente: Elaboración propia

Figura A12. Muro central del desarenador y bifurcación del canal de ingreso en dos naves
Fuente: Elaboración propia

Figura A13. Nave de la margen izquierda del desarenador Quitaracsa I y ubicación de compuertas
Fuente: Elaboración propia

Figura A14. Canal de transición de la nave en la margen derecha y ubicación de rejas disipadoras
Fuente: Elaboración propia

Figura A15. Canal de transición en la margen derecha, vista desde aguas arriba
Fuente: Elaboración propia

Figura A16. Construcción del desarenador Quitaracsa I
Fuente: Elaboración propia

Figura A17. Canal de ingreso a la galería de captación entre la bocatoma y el desarenador
Fuente: Elaboración propia

Figura A18. Vertedero del desarenador Quitaracsa I en la parte superior de la imagen e inicio de los canales de purga en la parte inferior
Fuente: Elaboración propia

Figura A19. Vertedero del desarenador Quitaracsa I y canal de purga
Fuente: Elaboración propia

Figura A20. Voladura de roca para la ejecución del canal de purga
Fuente: Elaboración propia

Figura A21. Nave derecha del desarenador Quitaracsa I vista desde aguas arriba
Fuente: Elaboración propia