

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**ESTUDIO HIDRÁULICO Y DE ESTABILIDAD DE UNA PRESA
DE MATERIALES SUELTOS SOBRE EL RÍO CALLAZAS EN
LA REGIÓN DE TACNA**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Miguel Pérez Preciado

ASESOR: Richard Paul Pehovaz Álvarez

Lima, Marzo del 2018



A mi familia, que siempre estuvo, está y estará conmigo. En especial a mis padres, por darme la oportunidad de estudiar en otros países para completar mi formación universitaria y profesional.

RESUMEN

El presente proyecto consiste en el estudio de una presa de materiales sueltos en la región de Candarave (Tacna). Esta zona es conocida por ser muy árida, con largas épocas de estiaje que comprometen su agricultura, la principal fuente de ingresos de sus poblados.

La UNI ya había realizado un Análisis de Factibilidad en 2011 con una primera ubicación, pero la obra no pudo ser llevada a cabo debido a que la capacidad portante del subsuelo en el eje escogido era escasa, y las filtraciones desproporcionadas. Por ello, en el presente proyecto se estudia la ubicación del cuerpo de presa trescientos metros aguas abajo, en una zona con mejores parámetros geotécnicos.

Para comenzar, se determinó que la presa debía ser de materiales sueltos para maximizar los beneficios al encontrarse canteras relativamente cerca. Además, aunque la capacidad portante mejora con el nuevo eje, no es suficiente para otros tipos de presa que están relacionadas con mayores presiones. Con las demandas y ofertas se llegó a la conclusión que un volumen útil de 17.82 MMC era suficiente, cumpliendo con un 90% de garantía anual. Con este volumen necesario, la curva Cota – Volumen y un pre-diseño de los órganos de desagüe (el desagüe de fondo que funciona como bocatoma y el aliviadero de canal lateral) se obtuvo una cota de coronación para el núcleo de 4373.5 msnm, y de 4375.0 msnm para la propia presa.

A partir de aquí, se hizo un análisis integrado de filtraciones y estabilidad con software de GeoStudio©. La primera parte fue estudiada con el programa SEEP© realizando análisis estacionario y transitorio para observar la situación en desembalse rápido. Las filtraciones resultaron ser escasas debido a que prácticamente sólo se pueden producir a lo largo de la presa, porque el modelo de subsuelo referenciado tenía una capa superficial con una permeabilidad muy baja. De ese mismo estudio se obtuvieron también las presiones intersticiales que se usarían para el análisis de estabilidad. Respecto a este segundo estudio, se usó el programa SLOPE©, para las diferentes situaciones requeridas: final de la construcción, a largo plazo, tras desembalse rápido y con una combinación de sismo con las anteriores. Después de analizar la estructura, se llegó a la conclusión de que la geometría inicial del cuerpo debía reformularse para el talud de aguas

arriba, porque se producía falla en desembalse rápido con sismo. Las soluciones propuestas se basaban en micropilotes a modo de pantalla, una berma inferior con enrocado y/o una disminución de la pendiente del talud. Finalmente, tras descartar las dos primeras opciones por mejorar escasamente la estabilidad, se optó por aumentar el talud aguas arriba de 2H:1V a 2.5H:1V. Esta última elección dio buenos resultados en los análisis que no habían pasado con el anterior talud. Obviamente, las filtraciones son incluso menores que en el otro caso, por lo que no se volvió a analizar.

Por último, se hizo un análisis profundo de los órganos de desagüe. En primer lugar se estudió el desagüe de fondo, con entrada a 4342.1 msnm y salida a 4320 msnm, cuyas pérdidas no suponen un problema para su normal funcionamiento. A continuación se delimitó la cuenca de disipación de energía del agua sabiendo que el cauce del río se ubica a 4310 msnm, siendo suficiente una longitud de 24 metros a partir del pie del talud aguas abajo.

Para terminar, se analizó al aliviadero, siendo éste de tipología de canal para ahorrar espacio en la estrecha cerrada. Para su entrada bastan 5 metros de ancho, debido a que las lluvias no son torrenciales y el propio embalse lamina de forma muy plana cualquier tormenta de la zona, independientemente del tamaño del aliviadero a partir de cierta magnitud. El canal tendrá 3 metros de anchura tanto en su tramo subcrítico como en el crítico, variando su altura en función de su régimen. Como la pendiente de la rápida es muy pronunciada y los caudales desembalsados no son muy altos, se determinó que el uso de bloques de disipación tendría un buen funcionamiento. Estos bloques se ubican en filas diseñadas alternadamente, con una distancia entre ejes de 2.1 metros. Con el uso de este sistema de disipación, una cuenca de disipación con enrocado bastaría para restituir el agua al cauce con una velocidad normal.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : Estudio hidráulico y de estabilidad de una presa de materiales sueltos sobre el río Callazas en la región de Tacna

Área : Medio Ambiente y Recursos Hídricos

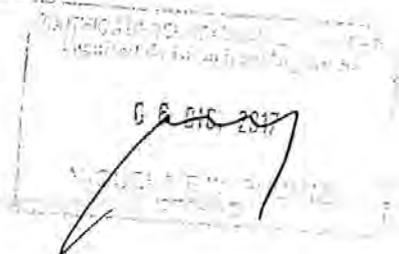
Asesor : Richard Paul Pehovaz Álvarez

Alumno : MIGUEL PEREZ PRECIADO

Código : 2016.6927.412

Tema N° : #95

Fecha : Lima, 4 de diciembre de 2017



ANTECEDENTES

La provincia de Candarave (Tacna) sostiene su economía principalmente en la agricultura, complementándose ésta con la ganadería. Por tanto, depende del sector primario con un 65.8% de la población activa dedicada a ese sector. Estas actividades primarias aún no han logrado un desarrollo tal que permitan mejorar la calidad de vida de la población de esta provincia. Ello se debe principalmente a la escasez de los Recursos Hídricos, lo cual limita el desarrollo socio-económico no sólo de Candarave, sino de toda la región sur-occidental del Perú.

Los regantes de Candarave han sufrido durante años el déficit de agua, sumado a las antiguas prácticas agrarias y al sistema de riego tradicional, lo que significaba una menor producción agrícola. Por ello, se propone en este trabajo generar una solución a esos problemas. Esta solución debe incluir una presa que sirva para eliminar el déficit que se generaría con el nuevo volumen demandado al cambiar los cultivos de la región. Para ello, la Universidad Nacional de Ingeniería planteó una solución inicial (en el año 2011) que incluía proyectar una presa de capacidad igual a 10 millones de m³ (MMC) y una mejora de la infraestructura de riego.

OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo principal de este trabajo es el diseño hidráulico y de estabilidad del propio cuerpo de la presa de materiales sueltos a partir de los datos preliminares del Análisis de Factibilidad de la Universidad Nacional de Ingeniería (2011).

Para ello, se analizará la sección más desfavorable en cuanto a estabilidad y filtraciones en la presa, partiendo de una geometría inicial definida por referencias nacionales e internacionales. Con los resultados de este análisis se podrán determinar soluciones para mejorar la estabilidad y evitar filtraciones altas en la presa, iniciando un proceso iterativo hasta que se den resultados favorables en la misma.

Por otra parte, se diseñarán los elementos hidráulicos necesarios para la estructura: el aliviadero y el desagüe de fondo.

Handwritten marks: a checkmark, the number '62', and a small 'i'.

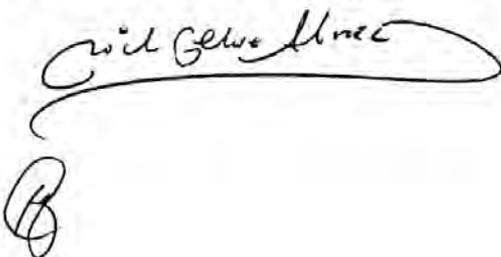


METODOLOGÍA Y RESULTADOS ESPERADOS

- Se revisarán los datos incluidos en el Análisis de Factibilidad de la UNI, realizando una toma inicial de los datos necesarios para el análisis. Además, ante la falta de datos en el nuevo eje, se obtendrán los mismos, a partir de deducciones de manuales nacionales e internacionales en base a otros datos que sí puedan ser obtenidos del estudio de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- Se evaluarán las técnicas de construcción actuales y se elegirá la más adecuada para la construcción de la presa de estudio. A partir de esta elección se determinará la geometría inicial en base a referencias.
- Con la geometría inicial y la presa, se calcularán los elementos hidráulicos que nos determinarán, a su vez, la cota exacta de la presa. Según los datos hidráulicos de entrada, se espera que con unos elementos mínimos cumpla en todos los aspectos necesarios.
- Con esta cota de coronación y de núcleo, se procederá a calcular las filtraciones a través del cuerpo de la presa y el subsuelo. Además de las propias filtraciones, se obtendrán las presiones intersticiales para el posterior análisis de estabilidad. Si las fugas de agua en la presa son demasiado elevadas, se propondrán soluciones y se volverán a consultar para ver si se encuentran en tolerancias permitidas según el tipo de proyecto y la región. Según los cálculos del Análisis de Factibilidad, lo esperable sería tener que proponer diversas soluciones por la alta permeabilidad de la zona. Sin embargo, el cambio de eje supone una mejora en el subsuelo, con unas menores permeabilidades que podrían ser más que suficientes para evitar esas pérdidas de volumen útil.
- Con las presiones intersticiales, la geometría inicial y las cargas impuestas por eventos según normativas y recomendaciones nacionales e internacionales, se evaluará la estabilidad del cuerpo de presa. Si este análisis no da resultados favorables, se modificará la geometría y se volverá a revisar la sección con la nueva propuesta. Lo esperable es que la geometría inicial no resulte favorable debido a que no diferencia entre zona sísmica o no, por lo que la acción de sismo podría ser lo suficientemente desestabilizadora para que el cuerpo propuesto falle.
- Finalmente, se elaborará una memoria descriptiva sobre el tema de la tesis con sus conclusiones y recomendaciones.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



ÍNDICE

ÍNDICE DE ÁBACOS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	vii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
1. INTRODUCCIÓN	- 1 -
1.1. Antecedentes	- 1 -
1.2. Justificación	- 2 -
1.3. Objetivos	- 2 -
2. MARCO TEÓRICO.....	- 3 -
2.1. Estudios preliminares	- 3 -
2.1.1. Hidrología	- 3 -
2.1.2. Geología, geotecnia y estudio de materiales	- 4 -
2.2. Diseño	- 5 -
2.2.1. Zonificación	- 5 -
2.2.2. Talud de los terraplenes	- 7 -
2.2.3. Coronación.....	- 8 -
2.2.4. Cimentación	- 10 -
2.2.5. Protección de los paramentos.....	- 10 -
2.2.6. Drenaje superficial	- 12 -
2.3. Estabilidad.....	- 12 -
2.3.1. Falla del terraplén de aguas arriba	- 15 -
2.3.2. Falla del terraplén de aguas abajo	- 15 -
2.3.3. Análisis ante cargas sísmicas	- 18 -
2.4. Filtraciones.....	- 19 -
2.4.1. Filtraciones a través del cuerpo de presa.....	- 20 -
2.4.2. Filtraciones bajo la presa.....	- 20 -
2.4.3. Soluciones a las filtraciones	- 20 -
2.5. Elementos hidráulicos	- 23 -
2.5.1. Vertedores de demasías.....	- 23 -
2.5.2. Obras de toma	- 29 -
3. TÉCNICAS Y MÉTODOS	- 36 -
3.1. Diseño	- 36 -
3.1.1. Zonificación	- 36 -

3.1.2. Talud de los terraplenes	- 36 -
3.1.3. Coronación.....	- 36 -
3.1.4. Cimentación	- 37 -
3.1.5. Protección de los paramentos.....	- 37 -
3.1.6. Drenaje superficial	- 37 -
3.2. Estabilidad.....	- 38 -
3.3. Filtraciones.....	- 38 -
3.4. Elementos hidráulicos	- 39 -
3.4.1. Vertedor	- 39 -
3.4.2. Obras de toma	- 40 -
4. DATOS DE CAMPO Y ESTUDIOS PREVIOS	- 42 -
4.1. Hidrología	- 42 -
4.2. Geología, geotecnia y estudio de materiales	- 44 -
4.2.1. De la presa.....	- 44 -
4.2.2. De las canteras	- 47 -
5. CÁLCULOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	- 49 -
5.1. Geometría inicial.....	- 49 -
5.1.1. Borde libre y alturas características	- 49 -
5.1.2. Taludes de los terraplenes	- 52 -
5.1.3. Coronación.....	- 52 -
5.1.4. Protección de los paramentos.....	- 53 -
5.1.5. Transición entre zonas	- 54 -
5.1.6. Cimentación	- 55 -
5.1.7. Núcleo	- 56 -
5.1.8. Drenaje superficial	- 56 -
5.2. Estabilidad.....	- 56 -
5.2.1. Estabilidad en la construcción o a su final	- 57 -
5.2.2. Estabilidad a largo plazo, embalse lleno	- 58 -
5.2.3. Estabilidad tras desembalse rápido	- 58 -
5.2.4. Estabilidad en sismo.....	- 60 -
5.2.5. Análisis previo	- 62 -
5.2.6. Análisis completo.....	- 63 -
5.2.7. Soluciones propuestas	- 68 -
5.3. Filtraciones.....	- 70 -

5.3.1. Filtraciones a través del cuerpo de presa.....	- 70 -
5.3.2. Filtraciones bajo la presa.....	- 71 -
5.3.3. Análisis inicial	- 72 -
5.3.4. Soluciones a las filtraciones.....	- 73 -
5.4. Elementos hidráulicos	- 75 -
6. CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES	- 90 -
7. REFERENCIAS.....	- 93 -



ÍNDICE DE ÁBACOS

Ábaco 1. Garantía de cumplimiento de demanda anual según el volumen de almacenaje del embalse. Fuente: UNI (2011).....	- 43 -
Ábaco 2. Curvas características de succión en función del contenido volumétrico de agua. Fuente: Lu Ning y Likos W. J. (2004).	- 59 -
Ábaco 3. Ángulo de fricción según forma y diámetro del enrocamiento. Fuente: Rojas, H. (2004).....	- 64 -

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Actividades económicas más importantes en la región de Candarave (interior) y en el departamento de Tacna (exterior). Fuente: adaptado de UNI (2011).....	- 1 -
Figura 2. Tipos de falla de terraplén. Fuente: Díez Cascón, J. (2015).	- 12 -
Figura 3. Esquema del método de las cuñas deslizantes. Fuente: Díez Cascón, J. (2015). -	13 -
Figura 4. Línea Sísmica L-08, característica de la zona del nuevo eje. Fuente: UNI, 2011. -	61 -
Figura 5. Superficies de deslizamiento de los taludes para las situaciones: a) Fin de construcción, b) A largo plazo, c) Desembalse rápido. Fuente: propia.	- 63 -
Figura 6. Sección transversal a analizar. Fuente: propia.....	- 63 -
Figura 7. Resultados de los análisis de estabilidad en condiciones estáticas para la sección más vulnerable. Fuente: propia.	- 66 -
Figura 8. Resultados del análisis de estabilidad con cargas sísmicas para diferentes hipótesis durante la construcción. Fuente: propia.	- 67 -
Figura 9. Resultados del análisis de estabilidad con cargas sísmicas para la situación a largo plazo y los diferentes desembalses rápidos.....	- 67 -
Figura 10. Nuevas superficies de deslizamiento y Factores de Seguridad asociados en el talud de aguas arriba ante desembalse rápido y sismo. Consideración de pie con enrocamiento. Fuente: propia.....	- 69 -
Figura 11. Superficies de deslizamiento y Factores de Seguridad asociados en el talud de aguas arriba ante desembalse rápido y sismo. Consideración de talud 2.5H:1V. Fuente: propia.	- 70 -
Figura 12. Presiones de poro por agua y filtraciones en situación de embalse lleno estacionario. Fuente: propia.	- 72 -
Figura 13. Presiones de poro por agua y filtraciones en situación de desembalse rápido, régimen transitorio en su situación inicial (comienzo de desembalse). Fuente: propia.	- 73 -
Figura 14. Presiones de poro por agua y filtraciones en situación de desembalse rápido, régimen transitorio en su situación última (desembalse del volumen útil total). Fuente: propia.	- 73 -
Figura 15. Detalle del dren aguas abajo de la transición posterior al núcleo. Fuente: propia... -	74 -
Figura 16. Hidrogramas de ingreso al embalse para 500 y 10,000 años de periodo de retorno. Fuente: propia.	- 76 -

Figura 17. Curva Cota– Volumen del embalse para el nuevo eje. Fuente: propia.	- 77 -
Figura 18. Hidrogramas de entrada y salida para los periodos de retorno de 500 (izquierda) y 10,000 años (derecha) sin el uso del desagüe de fondo, con un aliviadero lateral de 15 m. Fuente: propia.	- 82 -
Figura 19. Hidrograma de entrada y salida para un periodo de retorno de 500 años, con aliviadero de 5 m y usando el desagüe de fondo con desembalse de 2.38 m ³ /s (demanda máxima aguas abajo). Fuente: propia.	- 83 -
Figura 20. Hidrograma de entrada y salida para un periodo de retorno de 10,000 años, con aliviadero de 5 m y usando el desagüe de fondo con desembalse de 2.38 m ³ /s (demanda máxima aguas abajo). Fuente: propia.	- 83 -
Figura 21. Hidrogramas de entrada y salida (caudal en m ³ /s vs tiempo en min) para un periodo de retorno de 500 años, con aliviadero de 5 m sin el uso del desagüe de fondo. Fuente: propia.	- 84 -
Figura 22. Hidrogramas de entrada y salida (caudal en m ³ /s vs tiempo en min) para un periodo de retorno de 10,000 años, con aliviadero de 5 m sin el uso del desagüe de fondo. Fuente: propia.	- 85 -
Figura 23. Cotas alcanzadas a lo largo del tiempo dependiendo de la situación de desembalse y el periodo de retorno. Fuente: propia.	- 85 -
Figura 24. Caudales desembalsados a lo largo del tiempo según la situación y el periodo de retorno. Fuente: propia.	- 86 -

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ubicación de las perforaciones respecto al eje antiguo de la presa Callazas, con la perforación P-12 y el nuevo eje propuesto localizados. Fuente: propia, basado en UNI (2011).	- 45 -
Ilustración 2. Vista de la ubicación del nuevo eje y de la zona de la perforación P-12 a medio plano, en la izquierda. Fuente: UNI (2011).	- 46 -

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Volumen ofertado, volumen demandado con proyecto y déficit mensual de agua. Fuente: UNI (2011).	- 1 -
Tabla 2. Factores de Seguridad mínimos según la condición de carga. Fuente: Novak, P. et al (2007).	- 15 -
Tabla 3. Valores máximos y mínimos de f según el tipo de tubería. Fuente: Bureau of Reclamation (2012).	- 33 -
Tabla 4. Caudales ofertados y demandados antes y después del proyecto según el mes. Fuente: UNI (2011).	- 42 -
Tabla 5. Volúmenes ofertados y demandados antes y después del proyecto según el mes, y déficit en cada situación. Fuente: UNI (2011).	- 42 -
Tabla 6. Caudal de entrada al embalse para el eje del Estudio de Factibilidad. Fuente: UNI (2011).	- 44 -

Tabla 7. Aceleraciones horizontales máximas según período de retorno y tipo de terreno. Fuente: UNI (2011).....	- 47 -
Tabla 8. Velocidad máxima del viento en la zona y mínimas a considerar según el Bureau of Reclamation. Fuente: propia.	- 49 -
Tabla 9. Alturas de ola por viento para NMN y NAE. Fuente: Propia	- 50 -
Tabla 10. Cotas máximas según situación de cálculo. Fuente: propia	- 51 -
Tabla 11. Relaciones características de filtro entre el material de espaldón y de núcleo. Fuente: propia	- 54 -
Tabla 12. Relaciones características de filtro entre el material de núcleo y de transición. Fuente: propia	- 55 -
Tabla 13. Relaciones características de filtro entre el material de transición y del espaldón. Fuente: propia	- 55 -
Tabla 14. Descenso de nivel máximo posible para combinar con cada sismo. Fuente: propia. -	61 -
Tabla 15. Aceleración horizontal máxima y coeficiente sísmico horizontal según periodo de retorno y situación de análisis. Fuente: propia.....	- 62 -
Tabla 16. Factores de Seguridad según el análisis de estabilidad previo. Fuente: propia..	- 62 -
Tabla 17. Propiedades mecánicas de las zonas características de la presa. Fuente: propia. -	64 -
Tabla 18. Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno en función del SPT. Fuente: Department of the Navy (1982).	- 65 -
Tabla 19. Propiedades mecánicas de los estratos del subsuelo en la zona del eje de la presa. Fuente: propia.	- 65 -
Tabla 20. Factores de seguridad obtenidos del análisis y los respectivos mínimos. Fuente: propia	- 68 -
Tabla 21. Propiedades hidráulicas según la zona de la presa y cantera de procedencia. Fuente: propia.	- 71 -
Tabla 22. Propiedades hidráulicas de las capas del subsuelo del eje de la presa. Fuente: propia.	- 71 -
Tabla 23. Datos iniciales y resultado final del tiempo de ocurrencia de la tormenta para la formulación de Kirpich. Fuente: propia.....	- 75 -
Tabla 24. Relaciones de tiempos y caudales del Hidrograma Adimensional respecto a los valores pico. Fuente: SCS (1986).	- 76 -
Tabla 25. Hidrograma de entrada al embalse para los diferentes periodos de retorno. Fuente: propia.	- 76 -
Tabla 26. Geometría propuesta para el desagüe de fondo. Fuente: propia	- 78 -
Tabla 27. Cálculo de las pérdidas por rozamiento para los dos tramos de tubería. Fuente: propia.	- 78 -
Tabla 28. Cálculo de las pérdidas a la entrada del conducto. Fuente: propia	- 78 -
Tabla 29. Cálculo de la pérdida de carga inducida por las rejillas. Fuente: propia.....	- 79 -
Tabla 30. Cálculo de la caída de la cota piezométrica debido a la existencia de compuertas y/o válvulas. Fuente: propia, basado en Bureau of Reclamation (2012).....	- 79 -
Tabla 31. Pérdidas en la reducción del conducto. Fuente: propia, basado en Bureau of Reclamation (2012).....	- 79 -

Tabla 32. Cálculo de las pérdidas en la curva existente en la presa. Fuente: propia, basado en SAGARPA (2012).	- 80 -
Tabla 33. Cálculo de las pérdidas en la salida por la boquilla de salida. Fuente: propia. ...	- 80 -
Tabla 34. Pérdidas totales, desglosadas por tipo, para el desagüe de fondo en su situación de menor carga. Fuente: propia.	- 80 -
Tabla 35. Proceso de cálculo de la laminación para T=10,000 años con desembalse por aliviadero y desagüe de fondo. Fuente: propia.....	- 84 -
Tabla 36. Velocidades máximas en canales de concreto en función de su resistencia. Fuente: Krochin Sviatoslav (1978).	- 88 -



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La provincia de Candarave (Tacna) sostiene su economía principalmente en la agricultura, complementándose esta con la ganadería. Por tanto, depende del sector primario con un 65.8% frente al 14.9% de la región de Tacna, como puede verse en la Figura 1. Estas actividades primarias aún no han logrado un desarrollo tal que permitan mejorar la calidad de vida de la población de esta provincia. Ello se debe principalmente a la escasez de los recursos hídricos, lo cual limita el desarrollo socio-económico no sólo de Candarave, sino de toda la región sur-occidental del Perú.

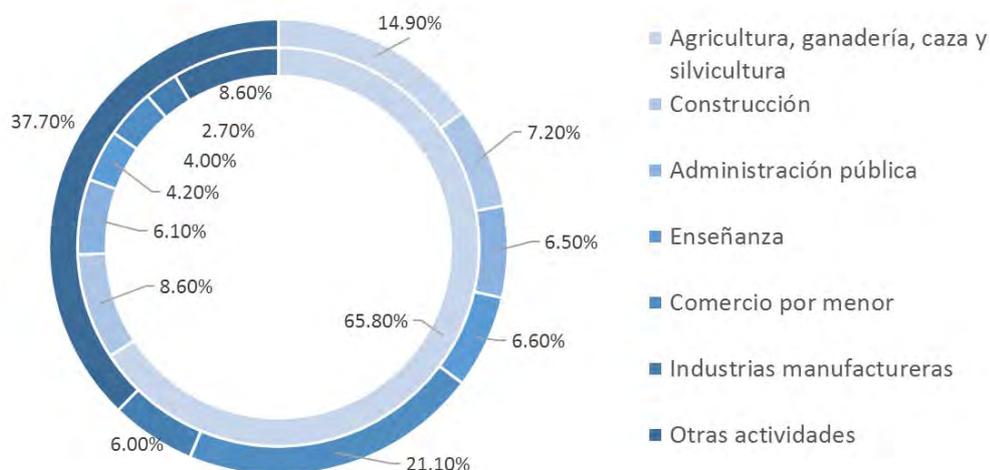


Figura 1. Actividades económicas más importantes en la región de Candarave (interior) y en el departamento de Tacna (exterior). Fuente: adaptado de UNI (2011).

Los regantes de Candarave han sufrido durante años el déficit de agua, sumado a las antiguas prácticas agrarias y al sistema de riego tradicional, lo que significaba pérdidas en la producción agrícola. Por ello, se propone generar una solución a estos problemas. Esta solución debe incluir una presa que sirva para eliminar el déficit que se generaría con el nuevo volumen demandado al cambiar los cultivos de la región a otros con mayor productividad. Estos déficits mensuales pueden verse en la Tabla 1:

Tabla 1. Volumen ofertado, volumen demandado con proyecto y déficit mensual de agua. Fuente: UNI (2011).

VOLUMENES (MMC)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Volumen ofertado	3.21	3.01	3.21	3.11	3.21	3.11	3.21	3.21	3.11	3.21	3.11	3.21	37.92
Volumen demandado con proyecto	3.68	4.69	5.34	4.58	3.88	3.46	3.7	4.1	4.54	5.28	6.17	6.32	55.74
Déficit	0.47	1.68	2.13	1.47	0.67	0.35	0.49	0.89	1.43	2.07	3.06	3.11	17.82

De esta manera se aprecia una brecha que deberá ser cubierta por el proyecto. Para ello, la UNI planteó una solución inicial que consistía en una presa de 10 MMC y una mejora de la infraestructura de riego. Hasta la actualidad, toda la zona de estudio viene siendo regada por aguas que provienen de la bocatoma de Coranchay, en la misma región que el proyecto. Con la infraestructura propuesta, los sectores de riego de Candarave, Cairani, Quilahuani y Huanuara (3099 hectáreas de cultivo) serán abastecidos desde el embalse principal.

1.2. Justificación

El problema global que se quiere resolver es el escaso desarrollo de la región a través de una mayor estabilidad hidráulica de la cuenca. Dicha cuenca está inmersa en continuas sequías, agravadas por el cambio climático (Cabrera, J. W., 2013). Los fenómenos naturales son incontrolables, pero es posible reducir el déficit con una estructura de almacenamiento. Además, el desarrollo de la región depende fuertemente de la agricultura, la cual es poco productiva por la escasez de agua actual en la zona. La construcción de esta presa llevaría a una tensión hídrica menor que, unida a un cambio en el tipo de cultivos, provocaría una mayor productividad y un desarrollo económico y social. Si no se actúa, la región seguirá estancada económicamente como lleva estando en las últimas décadas. Este estancamiento ha llevado a problemas sociales y a un abandono de la región.

Por ello, ya se realizó un proyecto de represa, pero debido a los problemas geotécnicos en la ubicación anterior, no se llevó a cabo su construcción (UNI, 2011). Sin embargo, utilizaremos sus estudios preliminares como base para obtener los datos previos. Se propondrá una nueva ubicación y diseño del cuerpo de presa, tanto de los elementos hidráulicos como de la estabilidad del mismo. Además, se estudiarán las filtraciones que sufriría el embalse por la permeabilidad del suelo y de la presa, y sus posibles soluciones.

1.3. Objetivos

Objetivo general: Diseño hidráulico y de estabilidad de una presa de materiales sueltos a partir de datos preliminares de topografía, hidrología, geología y geotecnia.

Objetivos específicos:

- Evaluación de las técnicas de construcción actuales y elección de la más adecuada para la construcción de la presa de estudio.
- Análisis de los datos de campo proporcionados por el Análisis de Factibilidad.
- Cálculo del diseño preliminar del cuerpo de presa y los elementos hidráulicos.

2. MARCO TEÓRICO

La mayor parte del marco teórico está basado en la última corrección del manual *Design of Small Dams* (Bureau of Reclamation, 2012). Por ello y para una lectura más fluida, sólo se referenciará la información obtenida de otros manuales, normas o artículos, deduciendo que lo no citado procede de dicho ejemplar.

2.1. Estudios preliminares

Para el correcto diseño de una presa, es necesario hacer un estudio previo de determinados parámetros de la zona sobre la que se va a ejecutar el proyecto. Entre ellos está la hidrología, la geología, la geotecnia y las características de los materiales existentes en las canteras.

2.1.1. Hidrología

Para realizar un buen diseño de una presa, se debe realizar un minucioso estudio hidrológico. En parte, este estudio estaría formado por la aportación de la corriente, la aportación del vaso, el agua necesaria para el proyecto, el sedimento que se depositará en el vaso, las avenidas características y las condiciones del agua subterránea.

El agua almacenada en el vaso complementará el gasto natural de la corriente durante los periodos de estiaje. Por otra parte, las capacidades del vaso y las aportaciones de seguridad pueden obtenerse de las curvas masa de la aportación de la corriente natural en relación a las demandas. Además, la evaporación del vaso y otras pérdidas incidentales deben tomarse en cuenta antes de calcular las aportaciones netas del vaso. Otro factor que debemos tomar en cuenta es la escasez tolerable en el agua de riego, que depende de las condiciones locales y de los cultivos que se riegan.

Por otra parte, la cantidad anual que se va a depositar de sedimento se debe determinar para tener la seguridad de que se deja suficiente volumen de almacenamiento en el vaso para su vida útil. Esta cantidad de depósitos puede influir también en el proyecto de las obras de toma. El método para determinar el volumen de sedimento y el tipo de depósito probable depende del tipo de los datos hidrológicos que se tenga. Las estimaciones preliminares de este volumen del sedimento se pueden basar en cantidades fijas supuestas por área de drenaje. Para ello, se pueden usar tablas relacionadas con este cálculo para diferentes tipos de cuencas.

Hay que considerar las cantidades de agua necesarias para todos los objetivos del proyecto. Para el riego debemos considerar las condiciones climáticas, los tipos de suelo, los tipos de cultivo, la distribución de cultivos, la eficiencia de riego, las pérdidas por conducción, la utilización de aguas de retorno, etc.

Estudio de avenidas

La avenida que se utilice para diseñar se llamará avenida de proyecto. Esta es la máxima avenida probable, es decir, la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente determinada en un punto que se elija. La determinación de la máxima avenida probable se basa en la consideración racional de las probabilidades de ocurrencia simultánea de las diferentes condiciones que contribuyen a su formación. Analizando los gastos de corriente y los registros de precipitaciones se podría obtener un hidrograma, que es una curva que muestra la variación del escurrimiento con el tiempo debido a una precipitación dada.

Para la determinación de las avenidas se deben estudiar los siguientes factores para cada emplazamiento: localización geográfica, potencial de las tormentas, área de drenaje, suelos, cobertura y distribución del escurrimiento. Con todos estos datos y siguiendo alguna de las metodologías existentes se podrán determinar las diferentes avenidas de diseño para los elementos de la presa: avenida de proyecto, avenida máxima probable, etc. Generalmente, en el diseño de presas de materiales sueltos se utiliza como avenida de diseño la de 500 años de período de retorno, funcionando las de 1,000 o más años de retorno como avenida máxima esperada.

2.1.2. Geología, geotecnia y estudio de materiales

Para poder diseñar correctamente una presa se necesita saber cuál es el comportamiento de su cimentación. Es por ello que se requiere el estudio de la geología y la geotecnia de la zona. Datos como las características geológicas y el espesor de los estratos, su inclinación, permeabilidad y la relación con estratos subyacentes, fallas y fisuras son aspectos importantes que se deben tener en cuenta. Estos aspectos condicionarán el tipo de cimentación que se tenga, lo que a su vez llevará a la elección del tipo de presa.

Por otro lado, es importante el estudio de los materiales que se pueden obtener en las propias excavaciones de la obra y en canteras cercanas. Estos materiales nos conducirán a la selección del tipo de presa debido a su economía.

2.2. Diseño

Una presa es una estructura artificial que cierra un recinto de terreno y permite almacenar agua u otros elementos líquidos. Estas se pueden clasificar según diferentes criterios: su uso, el proyecto hidráulico o los materiales usados. Según los materiales usados podría ser una presa de tierra, de enrocamiento, de concreto tipo gravedad, de concreto tipo arco, de concreto de contrafuertes, etc. El tipo más común debido al tratamiento mínimo que requieren los materiales y a las bajas exigencias para cimentación es el de presas de materiales sueltos.

Las presas de materiales sueltos pueden ser de diafragma, homogéneas o de varios materiales. En la primera se construye un diafragma delgado de material impermeable que constituye la barrera hidráulica sobre el material permeable. Las de tipo homogéneo están compuestas de un único material (excluyendo la protección de los paramentos) lo suficientemente impermeable para crear una barrera frente a las filtraciones. Estas presas deben tener taludes más tendidos para conseguir la estabilidad. Por último, están las presas de materiales sueltos de sección compuesta, normalmente con un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales más permeables. Estas zonas permeables suelen ser de arena, grava, cantos o rocas. Se sabe que este tipo de presa es el más económico porque son usadas cuando los materiales están disponibles en la zona e incluso se usan de excavaciones necesarias, y los taludes pueden ser más inclinados que para las homogéneas al tener mayor estabilidad.

2.2.1. Zonificación

La distribución de materiales en la sección del terraplén debe estar basada en el máximo aprovechamiento de materiales de la zona. Uno de los usos de estos materiales es el de la composición de capas donde la permeabilidad no tiene una importancia crítica: el peso y el volumen son los requisitos principales. Los lugares más adecuados para ello son los talones tendidos de las presas sobre cimentaciones débiles donde no es necesaria una gran resistencia al corte.

Una presa de sección compuesta puede estar zonificada en tres o más partes en función de la variación que presenten los materiales y su granulometría. Los materiales de fácil drenaje que tienen mayor estabilidad se usan para confinar y soportar el núcleo impermeable que es menos estable. Además, también se colocan materiales permeables aguas abajo para evitar la formación de presiones por el agua de las filtraciones y para permitir el abatimiento de la

línea freática manteniéndola a una profundidad del talón del terraplén. También se colocan aguas arriba para permitir la disipación de las presiones ante desembalses rápidos. Para ello, se irá aumentando la permeabilidad hacia el exterior empezando desde el núcleo impermeable.

La roca, las gravas bien graduadas (GW) y las gravas mal graduadas (GP) proporcionan materiales buenos para la cubierta. Las arenas bien graduadas (SW) o mal graduadas (SP) son adecuadas si tienen grava. Para cualquiera de estos materiales son estables los taludes más tendidos a 2:1 que no excedan una altura arriba del punto más bajo del cauce de 50 pies.

El núcleo debe tomar valores superiores al mínimo para no necesitar considerar un diafragma que evite las filtraciones. Estos requerimientos son diferentes si la presa está sobre una cimentación permeable o no y si está atravesada por un dentellón de tierra. Sin embargo, deben ser menores al máximo para que las zonas permeables sean eficaces en su estabilización. Si fuesen mayores a este máximo serían consideradas presas homogéneas, lo que conllevaría a taludes más tendidos.

La anchura mínima de coronación del núcleo se corresponde a 10 pies para facilitar la colocación y compactación de los materiales con maquinaria de forma eficiente. Además, si el núcleo fuera más delgado existiría la posibilidad de rotura por asentamientos diferenciales de la cimentación. Por otro lado, la parte superior del núcleo debe mantenerse varios pies arriba del nivel máximo del agua para evitar filtraciones excesivas a través del terraplén cuando el embalse esté lleno.

2.2.1.1. Transición entre zonas

Es importante considerar las granulometrías de zonas adyacentes para evitar el arrastre de materiales de unas zonas a otras producido por las fuerzas de filtración. Deberá haber una transición entre la zona impermeable y un relleno de roca, pero no entre zonas impermeables y zonas de arena o grava, o entre arena o grava y roca. A estas transiciones se les llama comúnmente filtros, y el método racional para proyectarlos se le atribuye a Terzaghi. Se recomienda utilizar las relaciones de filtro de las ecuaciones (1), (2) y (3):

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ suelo}}} \geq 5 \quad (1)$$

(que el filtro no tenga más de 5% de material más fino que 0,074 mm)

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ suelo}}} \leq 5 \quad (2)$$

$$\frac{D_{85 \text{ filtro}}}{\text{Abertura máxima del tubo de drenaje}} \geq 2 \quad (3)$$

Las curvas granulométricas deben ser aproximadamente paralelas

Siendo D_{15} el tamaño a partir del cual el 15% en peso del total de partículas de suelo son menores y D_{85} el tamaño en el que el 85% son menores. La primera recomendación es para asegurar la permeabilidad del filtro. La segunda para prevenir el movimiento de las partículas del suelo a través de ese filtro. En caso de necesidad de tubo de drenaje en esa zona, se debe considerar la tercera recomendación. Si para el filtro se requiere más de una capa, se sigue el mismo criterio. Además, el tamaño máximo de partículas para el filtro es de 3 pulgadas, para disminuir la segregación y el acuñaamiento formado por partículas grandes.

Por otra parte, otra recomendación sugiere la relación entre el filtro y el suelo de la ecuación (4) (Novak, P. et al. 2007):

$$\frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ suelo}}} \leq 25 \quad (4)$$

Respecto a la creación de filtros, además del uso de material de cantera para crear transiciones, es común en el mundo de la construcción actual el uso de geosintéticos, principalmente geotextiles por su versatilidad y precio. Sin embargo, antes de decidir el uso de estos novedosos materiales habría que evaluar las canteras de la zona. Si el material de una cantera cercana a la presa puede servir como transición, no será económico el uso de geosintéticos. No obstante, si la distancia de esta cantera es mayor, el uso de geosintéticos será necesario para la viabilidad económica de la infraestructura.

2.2.2. Talud de los terraplenes

La elección de los taludes de los terraplenes depende del carácter de los materiales disponibles para la construcción, las condiciones de cimentación y la altura de la estructura. Las cimentaciones débiles pueden requerir la adición de terraplenes estabilizadores en uno de los talones de la presa o en ambos.

El talud de aguas arriba puede variar de 2:1 (2 horizontal, 1 vertical) a 4:1, pero generalmente se usa el de 2_{1/2}:1 cuando se tiene un núcleo impermeable. Si se tiende más el talud se evita tener que usar protecciones costosas en determinadas obras. Es usual la

construcción de una berma a una altura ligeramente inferior al desembalse máximo del vaso para formar una base de protección al talud de aguas arriba. Usualmente, el talud de aguas arriba se aumenta en la zona de sobrecarga debido a que no es una zona en la que se almacene agua de forma normal. Dependiendo del tipo de cimentación, el tamaño del núcleo y los materiales usados en los terraplenes, estos pueden tener unos taludes determinados. Para un predimensionamiento, existen recomendaciones que consideran el uso de un talud en función del tipo de núcleo como se puede ver en la Figura 1 del Capítulo de Diseño del Anexo 1.

Si es necesario, los taludes del terraplén pueden abatirse en las laderas para darles una mayor estabilidad o para controlar las filtraciones alargando el contacto de la zona impermeable de la presa con la ladera. Si la ladera es permeable y no se puede obtener un dentellón efectivo, sería posible obtener un efecto colchón abatiendo los taludes del terraplén.

2.2.3. Coronación

La anchura de la corona depende de consideraciones como la naturaleza de los materiales para los terraplenes y la distancia mínima de filtración admisible a través del terraplén con el agua al nivel normal del vaso, la altura y la importancia de la estructura, la posible necesidad de utilizarla como tramo de un camino y la factibilidad de su construcción. Así pues, el mínimo ancho debe ser tal que nos proporcione una pendiente segura ante filtraciones cuando el vaso se encuentre lleno. Debido a las dificultades para determinar este factor, se sugiere el uso de la ecuación (5) basada en métodos empíricos, en la que las medidas están en pies, siendo z la altura de la presa:

$$w = \frac{z}{5} + 10 \quad (5)$$

Esta anchura no debe ser menor que 12 pies para facilitar la construcción con equipo mecánico. La corona se debe proteger ante daños por salpicaduras de las olas, los escurrimientos de las lluvias y el viento, y el desgaste y destrucción por el tránsito cuando la cresta se use como camino. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso con un espesor mínimo de 4 pulgadas.

El drenaje superficial de la corona se obtiene dándole un bombeo de mínimo 3 pulgadas o una inclinación hacia el talud de aguas arriba. Si el talud de aguas abajo no está protegido contra la erosión con un revestimiento similar al de aguas arriba, se prefiere el segundo método.

2.2.3.1. El borde libre

El borde libre es la distancia entre la corona del terraplén sin contraflecha y el nivel normal del agua del vaso, y este debe satisfacer los requisitos para un almacenamiento a largo tiempo, debe evitar las filtraciones a través de un núcleo que se haya aflojado por la helada o que se haya agrietado al secarse y debe evitar el rebasamiento del terraplén por oleaje de rara ocurrencia.

El borde libre mínimo es la diferencia entre la coronación y el nivel máximo del agua en el reservorio cuando ocurriese la avenida de proyecto y las obras de toma y el vertedor funcionaran como se ha proyectado. Además, este borde nos proporciona seguridad en cuanto a asentamientos mayores de lo previstos, avenidas mayores de la de proyecto o un mal funcionamiento de los controles del aliviadero o de la obra de toma. En ese caso no se considera margen respecto a olas y otras contingencias debido a que no es una cota que se deba alcanzar de manera normal, sino en caso de un mal funcionamiento. La sobrecarga hidráulica es la diferencia de ambos bordes libres.

Para determinar el borde libre se requiere la determinación del efecto y la altura de las olas. Esta altura depende a su vez de la velocidad del viento, su duración, el fetch (distancia sobre la que el viento puede actuar sobre la masa de agua), la profundidad del agua y la anchura del vaso. La altura de las olas puede alterarse al aproximarse al talud aguas arriba debido a varios motivos como la disminución de la anchura del vaso. Una vez contacta la ola con el paramento, el efecto de las olas se modifica por el ángulo entre el tren de ondas y la presa, la magnitud del talud y la textura de la superficie del mismo. El paramento inclinado y cubierto por enrocamiento permite que la energía de la ola se disipe y que la altura del run-up (ascenso del flujo de agua) sólo sea de 1.5 veces la altura de la ola.

La velocidad mínima del viento a considerar para estos cálculos será de 100 millas/hora para borde libre normal y de 50 millas/hora para borde libre mínimo (Bureau of Reclamation, 2012). Será necesario aumentar el borde libre obtenido con la formulación en las presas en las que el fetch es de 2.5 millas o menor, siempre y cuando la presa esté ubicada en clima muy caliente o muy frío, especialmente si se usan suelos CL y CH para la construcción de los núcleos. Existen algunas tablas que directamente relacionan el fetch y la velocidad del viento con la altura de ola, como la que se puede encontrar en el Capítulo de Diseño del Anexo1.

2.2.4. Cimentación

El uso del término cimentación incluye tanto el piso del cauce como los estribos. El requisito esencial de la cimentación para una presa de tierra es el de proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y carga, así como tener una resistencia elevada a la filtración. Cada cimentación presenta sus propios problemas, por lo que se deben estudiar sus correspondientes tratamientos y preparaciones que cumplan con los requisitos mínimos ya citados. Para ello, se deberán adaptar las condiciones locales estabilizando las cimentaciones débiles y usando dispositivos para interceptar filtraciones en el caso de cimentaciones permeables.

Debido a que los métodos de tratamiento son apropiados para diferentes condiciones, las cimentaciones se agrupan en tres clases principales: de roca, de materiales de grano grueso (arena y grava) y de grano fino (limo y arcilla). Generalmente, las cimentaciones de presas consisten en depósitos aluviales recientes compuestos de arenas y gravas relativamente permeables, que cubren formaciones geológicas impermeables. Usualmente, estos materiales permeables consisten en mezclas heterogéneas más o menos estratificadas. Estas cimentaciones tienen dos problemas fundamentales: las filtraciones subterráneas y las presiones producidas por estas filtraciones.

Además, si la cimentación consiste en arena limpia saturada o de muy baja densidad, podrían producirse inestabilidades bajo cargas dinámicas. Para ello, habría que estudiar el potencial de licuefacción de la zona para evitar que la cimentación se comporte como un líquido ante cargas sísmicas, por ejemplo. Para evitar este mal funcionamiento se deben hacer estudios que determinen tratamientos, siempre y cuando la densidad relativa de la cimentación sea menor que el 50%. Esta densidad relativa se puede conocer utilizando el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) mediante el número de golpes requerido para que el muestreador penetre una distancia de un pie en el suelo. Sin embargo, se hacen correcciones a este número para tomar en cuenta los efectos de la profundidad a la que se hace la prueba y la posición del nivel freático.

2.2.5. Protección de los paramentos

Los paramentos (o planos) de los taludes pueden sufrir daños debido a diferentes agentes medioambientales: oleaje, viento, lluvia, etc. Por ello, es de suma importancia protegerlos.

Sin embargo, los requerimientos no son iguales: son más estrictos para el talud de aguas arriba, que es el afectado por el oleaje del embalse.

2.2.5.1. Protección del paramento aguas arriba

Los tipos usuales de protección de la superficie para el talud de aguas arriba son el enrocamiento y el pavimento de concreto. La protección del paramento de aguas arriba debe extenderse de la corona de la presa a una distancia segura por debajo del nivel mínimo del agua y debe terminar en una berma de apoyo. El enrocamiento colocado a volteo es el mejor tipo de protección del talud aguas arriba debido al costo mínimo. Sin embargo, se debe tener alguna precaución en cuanto a la calidad de la roca, su peso o tamaño, su forma, los taludes donde se colocan, la estabilidad o efectividad del filtro en el que se coloca y el espesor de la capa de rip-rap. La roca usada debe ser dura, densa, durable y que resista a agentes medioambientales a largo plazo. La mayoría de rocas ígneas y metamórficas, muchas calizas y algunas areniscas tienen buenas cualidades para esta función.

El tamaño y peso de las rocas debe ser determinado por las expresiones teóricas que indican la fuerza que las olas ejercen sobre las rocas del talud. El espesor de la capa debe ser suficiente para acomodar las rocas necesarias para resistir la acción de las olas (normalmente un espesor de 3 pies es suficiente). Mayores espesores son usados si la densidad de la roca es menor que 2.50 ton/m^3 .

Para taludes 2:1, debe ser usado el espesor de 36 pulgadas con su correspondiente granulometría. Una capa de grava debe ser colocada por debajo del enrocamiento cuando el material compactado inferior tenga una graduación tal que podría ser extraído por la acción de las olas a través de los huecos del enrocamiento. La graduación de esta capa de transición debe ser calculada por los criterios de filtro. Además, la forma de los fragmentos de roca influye en la capacidad del enrocamiento para resistir el desplazamiento. Las rocas angulares tienden a interactuar y resistir desplazamientos mejor que la bolonería y la roca erosionada.

Cuando el banco más cercano de roca adecuada está localizado lejos del emplazamiento de la presa y cuando son necesarias pequeñas cantidades, puede resultar económico usar enrocamiento a mano. Si no, siempre será mejor usar enrocamiento a volteo. De hecho, el enrocamiento colocado a mano no es tan flexible como el colocado a volteo, ya que no se amolda tan bien a los asentamientos. El pavimento de concreto resulta satisfactorio en casos en los que el efecto de las olas es severo y los asentamientos son insignificantes. Para hacer

una comparación económica entre las diferentes opciones habría que considerar la necesidad de una mejora en la cimentación para los tipos en los que no puede haber asentamientos moderados. Solo en circunstancias anormales se estudiará el uso de otras superficies de protección como los bloques de concreto precolados, la pavimentación asfáltica, el suelo-cemento, las cubiertas de acero, etc.

2.2.5.2. Protección del paramento aguas abajo

Si la capa exterior del terraplén aguas abajo estuviese formada por roca o cantos, no haría falta ningún tipo de tratamiento para el talud. Si no fuese así, se debería proteger con una capa de roca, cantos o tierra con cubierta vegetal. En regiones áridas podría haber incertidumbre en cuanto a la cobertura vegetal, por lo que los otros dos tipos de coberturas son preferibles. La capa mínima es de 12 pulgadas. Sin embargo, se suelen colocar 24 pulgadas de protección debido a su más fácil puesta en obra.

2.2.6. Drenaje superficial

En la mayoría de proyectos se realiza un exhaustivo estudio de protección para los taludes de aguas arriba y aguas abajo y para la coronación. Sin embargo, muchas veces no se estudia el escurrimiento superficial sobre los estribos, lugares donde podría provocarse erosión debido al flujo de agua de lluvia. Para evitar este efecto en la intersección estribo – ladera, es usual construir cunetas formadas por cantos o roca usada para recubrimiento. Además, podría ser necesario el uso de contracunetas o drenes abiertos para evitar la erosión. También se debe prestar especial atención a la construcción de drenes de descarga o canales que conduzcan la descarga del dren del talón de manera que se eviten encharcamientos aguas abajo.

2.3. Estabilidad

La mayoría de métodos para evaluar la estabilidad se basan en la resistencia al corte del suelo y en algunas suposiciones de falla de terraplén. La falla del terraplén puede ser superficial o de talud (a, a'), de pie (b) o profunda (c), como se representan en la Figura 2:

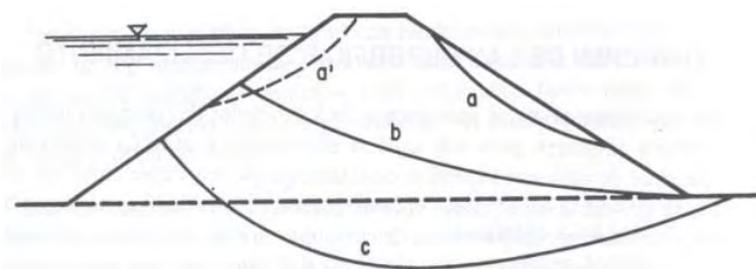


Figura 2. Tipos de falla de terraplén. Fuente: Díez Cascón, J. (2015).

Años atrás, uno de los métodos más usados era el método sueco o "del círculo de deslizamiento", el cual supone que la superficie de ruptura es cilíndrica. La masa deslizante se subdivide en franjas verticales trapezoidales y triangulares de ancho y material uniforme. Es un método sencillo para evaluar la estabilidad de un terraplén, ya que se prescinde de las fuerzas que actúan en los planos de contacto entre franjas. Sin embargo, debido a estas hipótesis simplificadoras resulta un método inexacto por lo que no es usado actualmente. Por otro lado está el Método de Jambu, que es un método de rebanadas que plantea el estado tensional en general, sin limitaciones ni hipótesis simplificadoras. Otro método usado para calcular la estabilidad de los taludes es el Método de las cuñas deslizantes. En este método se consideran bloques activo, pasivo y deslizante como se indica en la Figura 3:

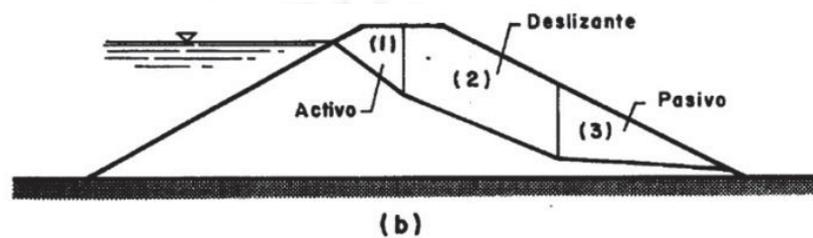


Figura 3. Esquema del método de las cuñas deslizantes. Fuente: Díez Cascón, J. (2015).

Actualmente, es posible el uso de procedimientos matemáticos complejos para analizar la estabilidad de taludes. La mayoría de métodos están basados en la formulación de equilibrio límite, excepto uno: el método de los elementos finitos. Esta formulación general de Equilibrio Límite está basada en dos ecuaciones de factor de seguridad: una de equilibrio de momentos y otra de equilibrio de fuerzas horizontales, como se puede ver en las fórmulas (6) y (7) respectivamente:

$$F_m = \frac{\sum(c'\beta R + (N - u\beta)R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf \pm \sum Dd} \quad (6)$$

$$F_f = \frac{\sum(c'\beta \cos \alpha + (N - u\beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha - \sum D \cos \omega} \quad (7)$$

Siendo:

c'	Cohesión efectiva
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo
u	Presión de poro del agua
N	Fuerza normal en la base de la rebanada
W	Peso de la rebanada

D	Carga puntual concentrada
$\beta, R, x, f, d, \omega$	Parámetros geométricos
α	Ángulo de la base de la rebanada

Donde:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (8)$$

Equivaliendo F a F_m cuando N (determinado mediante la ecuación (8)) es sustituido en la ecuación del factor de seguridad para momentos y a F_f para la ecuación de fuerzas.

Las diferentes técnicas de solución para el método de equilibrio límite dependen de las ecuaciones de la estática y las fuerzas entre rebanadas incluidas, además de la relación asumida entre cortante y fuerza normal en esas superficies. Existen variedad de métodos que realizan simplificaciones que fornecen resultados no consistentes en todos los casos. Sin embargo, existen dos métodos que son más completos: Morgenstem-Price y Spencer. Para estos dos métodos se requiere un segundo nivel de iteración frente a una iteración que requiere el resto. Esta segunda iteración se debe a que utilizan equilibrio de fuerzas y de momentos. De hecho, los factores de seguridad en este caso son calculados para el punto en el que ambas ecuaciones se cruzan. Además, consideran la fuerza cortante y normal entre rebanadas. La diferencia entre ambos es la relación entre estas fuerzas, como se puede ver en la ecuación (9):

$$X = E \lambda f(x) \quad (9)$$

En el método de Spencer $f(x)$ es constante: el ratio de fuerza cortante-normal es el mismo entre todas las rebanadas. Sin embargo, en el otro método esta $f(x)$ es una función definida entre varias. Viendo la variedad de métodos, se decidió elegir el método de Spencer para calcular la estabilidad por ser muy completo sin añadir la complejidad de Morgenstem-Price. Además, aunque los métodos de equilibrio límite no proporcionan fuerzas de rebanadas reales ni consideran los desplazamientos y deformaciones, el factor de seguridad global es muy cercano al real.

Por otro lado, para cada tipo de falla, existe un Factor de Seguridad relacionado que debe satisfacerse como mínimo, como puede verse en la Tabla 2:

Tabla 2. Factores de Seguridad mínimos según la condición de carga. Fuente: Novak, P. et al (2007)

Condición de carga de diseño	Factor de Seguridad mínimo (F_{smin})	
	Talud de aguas abajo	Talud de aguas arriba
En construcción o a su final	1.25	1.25
Operación a largo plazo, embalse lleno	1.5	1.5
Desembalse rápido	-	1.2
Carga sísmica con cada condición anterior	1.1	1.1

2.3.1. Falla del terraplén de aguas arriba

Es importante evaluar la estabilidad aguas arriba de la presa ante un desembalse rápido. Para cumplir con las normas, es fundamental tener una permeabilidad suficiente aguas arriba que permita disipar las presiones intersticiales. Por tanto, si la zona es arcillosa se deben colocar taludes tendidos en caso de preverse desembalses rápidos. Por el contrario, si la zona es de materiales arenosos o roca, los taludes podrán ser más inclinados.

La condición más crítica de operación respecto a la estabilidad del talud de aguas arriba es el rápido desembalse que sigue a un largo periodo de alto nivel en el vaso. La falla del talud aguas arriba que provoque una inundación es de muy baja probabilidad, y esta se podría dar únicamente durante la construcción o después de un desembalse rápido. Para esta falla, el embalse debe estar casi vacío ya que el peso y las fuerzas de filtración actúan como agente estabilizador en el paramento mojado.

2.3.2. Falla del terraplén de aguas abajo

La condición estable producida con la máxima saturación del terraplén es la más crítica de las que se presentan después de la construcción para la estabilidad del talud de aguas abajo. Se pueden presentar diferentes tipos de falla con esta condición.

2.3.2.1. Falla por bufamiento

La circulación del agua a través de una cimentación permeable produce fuerzas de filtración debido a la fricción entre el agua y las paredes de los poros del suelo por el que pasa. Estas fuerzas son producidas en la dirección de la corriente y son proporcionales a las pérdidas por fricción por unidad de distancia. Cuando el área de la sección transversal está restringida, la velocidad de la filtración para un caudal dado aumenta, por lo que la fuerza de filtración aumenta. Al filtrarse en el talón de aguas abajo de la presa, la fuerza de filtración tiende a

levantar el suelo, reduciendo el peso efectivo de la zona por lo que el suelo podría “flotar”. Con ello, la erosión progresaría hacia aguas arriba a lo largo de la línea de flujo formando un “tubo”, lo que llevaría a la falla de la presa. Este fenómeno es lento y acumulativo y es llamado comúnmente falla por bufamiento o por reventón.

2.3.2.2. Falla por erosión interna

Otro fallo por tubificación es el producido por erosión interna. También comienza en el talón de aguas abajo y prosigue aguas arriba a lo largo de la base de la presa, en las paredes de un conducto, en un plano de estratificación en la cimentación, en un estrato especialmente permeable o en cualquier otra zona de debilidad. A este tipo de falla se le conoce como falla por erosión subterránea.

2.3.2.3. Soluciones

Soluciones aguas arriba

Se puede construir un colchón aguas arriba para reducir el volumen de pérdidas por filtración a límites tolerables. Además, si la zona de aguas arriba es permeable, el colchón debe prolongarse hasta formar una continuidad con el núcleo. Si la cimentación está estratificada, podría usarse un dentellón parcial de tierra en lugar del colchón horizontal de drenaje.

Soluciones aguas abajo

Por otra parte, se pueden tomar otras medidas aguas abajo como la ejecución de filtros y colchones horizontales de drenaje. Este tipo de actuaciones requieren también de drenes y pozos de alivio de presión para reducir el levantamiento y controlar las filtraciones.

Para reducir la influencia del núcleo impermeable aguas abajo y no necesitar llevar el colchón de aguas abajo demasiado lejos, se podría usar un talud inverso en el núcleo. Esto llevaría la zona impermeable aguas arriba, por lo que la disipación de presiones aguas abajo sería más efectiva sin una disminución de la barrera contra las filtraciones en la presa.

También tenemos el dren horizontal o inclinado, que debe cumplir tres requerimientos: la granulometría debe ser tal que las partículas de la cimentación y de los terraplenes no puedan taponarlo, la capacidad del filtro debe ser tal que pueda disipar las filtraciones de la cimentación y el terraplén, y la permeabilidad debe ser suficiente para reducir las fuerzas de levantamiento de las filtraciones. Se sugiere un espesor mínimo de la capa de dren de 3 pies. Aun así, en caso de grandes filtraciones se podría usar un filtro multicapas para proveer una

solución más económica. Finalmente, si el colchón de aguas abajo está formado por gravas y arenas semejantes a las de la cimentación, no será necesario el uso de filtros, ya que no existe peligro de arrastre. Si estas zonas se construyen de terraplén de roca, debe construirse un filtro. Por último, al igual que en los requerimientos de filtro para las secciones del propio dique, debería analizarse la rentabilidad de usar geosintéticos como filtro, muy utilizados actualmente.

Por otro lado están los drenes de talón. El objeto de estos drenes colocados en el talón de aguas abajo de la presa es coleccionar las filtraciones que descargan del colchón de drenaje horizontal y conducir las a un tubo de descarga exterior que las lleve al tanque amortiguador del vertedor de demasías. Por ello, el diámetro de estos drenes aumenta desde los estribos hacia el fondo del cañón. Se suelen usar drenes con tubos para tener la seguridad de que son capaces de conducir las filtraciones. Estos tubos pueden ser hechos de diferentes materiales, siempre y cuando sean durables y resistentes. Además, deben estar colocados en zanjas lo suficientemente profundas para interceptar las filtraciones (mínimo 4 pies). Por otra parte, el diámetro mínimo del tubo es de 6 pulgadas. Sin embargo, si los gradientes son pequeños se deben usar diámetros mayores a 18 pulgadas para que funcionen correctamente. Finalmente, el tubo de drenaje debe ser recubierto de material de filtro para evitar que se tapen los drenes con los arrastres de material fino o la tubificación del material de cimentación al sistema de drenaje.

Las zanjas de drenaje son medios efectivos para disminuir las subpresiones en los estratos permeables inferiores que poseen una cubierta impermeable no muy gruesa sobre ellos. No son muy útiles si la cimentación permeable está estratificada, ya que sólo reducen la subpresión en la parte superior del estrato permeable.

Los pozos de drenaje se usan para obtener un drenaje más efectivo de las cimentaciones estratificadas cubiertas por un estrato impermeable de espesor tal que no exista peligro de tubificación. Si el espesor del estrato impermeable superior es menor que la carga del vaso, pero es muy grueso para usar zanjas de drenaje o si la cimentación permeable está estratificada, son necesarias este tipo de técnicas. Estos pozos deben cumplir unos requisitos mínimos: deben profundizarse dentro de la cimentación permeable bajo la capa impermeable (una profundidad de la altura de la presa es satisfactoria), deben hacerse con una separación máxima para interceptar las filtraciones y reducir las subpresiones a valores máximos aceptables, deben ofrecer poca resistencia a la entrada de filtraciones y a su descarga, y no

deben inutilizarse por obstrucción o corrosión. Generalmente, la separación de los pozos se basa en el criterio debido a la falta de información. Sin embargo, se aconseja una separación mínima de 25 pies para las cimentaciones más permeables y hasta un máximo de 100 pies para las menos permeables. El diámetro mínimo del pozo es de 6 pulgadas para que las pérdidas de carga de las filtraciones al entrar sean pequeñas. Por último, se recomienda colocar un filtro de 6 pulgadas de espesor para separar el pozo del material de la cimentación.

2.3.3. Análisis ante cargas sísmicas

El marco teórico de esta parte está basado en el Capítulo escrito por Jean Jacques Fry (2012) titulado "Evaluating Seismic Stability of Embankment Dams". Según el autor, las presas de materiales sueltos no están entre las que mejor comportamiento tienen ante cargas sísmicas. Por ello, se debe hacer un estudio minucioso del efecto de este tipo de cargas dinámicas ya que alteran totalmente las condiciones de estabilidad obtenidas anteriormente. Por ejemplo, la Presa Ono en Japón sufrió un sismo de 8,3 en la escala Richter en 1923 y sufrió un asentamiento de 30 cm, con fracturas longitudinales en el tercio superior de su altura para su cara de aguas arriba. Eso sí, el mismo autor especifica que no hay reportado ningún colapso de grandes presas construidas después de 1959.

Uno de los daños más importantes es el asentamiento, principalmente causado por la licuefacción de materiales arenosos o el uso de materiales flojos como relleno. Aparte de todos los efectos que el sismo puede causar en el momento, también existen otros efectos indirectos o de acción retardada que pueden llevar al desprendimiento de grandes volúmenes de masa sobre el agua, lo que provoca una ola que podría ser de tal tamaño que pasase por encima de la cresta provocando inundaciones aguas abajo. Además, existen otros efectos indirectos como la erosión interna a través de grietas, la pérdida de control por la destrucción de su centro de manejo, etc.

Para analizar los peligros sísmicos se debe definir un escenario para las diferentes situaciones de dimensionamiento con un nivel sísmico en cada situación. El ICOLD propone cuatro niveles de intensidad sísmica de menor a mayor intensidad sísmica:

- Sismo inducido (RIE): sismo de poca intensidad, habitual en la zona.
- Sismo base de operación (OBE): tras estos sismos, la presa y los elementos ingenieriles deben seguir operativos.

- Sismo máximo de diseño (MDE): tras estos sismos, la presa debe seguir manteniendo el agua embalsada asegurando la seguridad de la población. Su periodo de retorno está entre 1000 y 10000 años.
- Sismo máximo creíble (MCE): es tratado caso por caso dependiendo de la inversión y los costos asociados. En muchas ocasiones este sismo se corresponde con el MDE.

Para comprobar que la presa no falla se usará el MCE, debido a que se debe evitar el colapso de esta estructura por todos los medios. Para ello, se pueden usar diferentes métodos como el empírico, el energético, el semi-empírico, el teórico, el híbrido, el probabilístico, etc. El más usado es el empírico, que consiste en utilizar un acelerograma con espectro similar al correspondiente como sismo de referencia. Otro muy usado es el probabilístico, que consiste en determinar espectros para una probabilidad dada. Estos espectros se obtienen combinando tres eventos: la relación de cada fuente sísmica, la relación de cada magnitud dada por el número de sismos con magnitud igual o menor que M , y la influencia de cada distancia por la ley de atenuación. Por último, un método más simple que utiliza el software Geoslope© es el análisis pseudoestático, el cual representa el efecto del sismo con aceleraciones que crean fuerzas inerciales tanto verticales como horizontales. Se considera que las verticales son la mitad de las horizontales, pudiendo ser tanto hacia arriba como hacia abajo. Sin embargo, estas fuerzas perpendiculares a la cimentación no modifican fuertemente el factor de seguridad porque provocan un cambio semejante en las fuerzas desestabilizadoras y en las resistencias. En cada método, se debe chequear la coherencia y precisión de los resultados con todas las fuentes, los sismos locales, la geología local y la frecuencia natural fundamental de la presa.

Después de evaluar el peligro sísmico, se debe evaluar el riesgo asociado: su riesgo de licuefacción. Para ello, se pueden distinguir cuatro modos de deformación típica en una presa: deslizamiento superficial del talud, deslizamiento profundo, pérdida de capacidad portante de la cimentación y asentamiento de la presa. Para cada uno de estos modos de fallo, la licuefacción puede aparecer como fuerza impulsora en el caso de cimentaciones con suelos granulares finos de densidades relativas bajas.

2.4. Filtraciones

Además de la influencia en las presiones producidas por las filtraciones, el mayor problema de una cimentación sería el referido a la magnitud de esas filtraciones subterráneas. El tipo y extensión del tratamiento para disminuir esta magnitud de filtraciones lo determina el objeto

para el que se construye la presa, la relación entre las aportaciones de corriente y el volumen a conservar en la presa.

2.4.1. Filtraciones a través del cuerpo de presa

El núcleo de una presa de tierra proporciona una resistencia a la filtración. Sin embargo, los suelos varían mucho en permeabilidad: incluso las arcillas más compactas son porosas y no se puede evitar que el agua pase a través de ellas. El avance de la filtración del agua a través del núcleo depende de la constancia del nivel del vaso, de las magnitudes de la permeabilidad del material del núcleo en direcciones horizontales y verticales, de la intensidad de las presiones residuales producidas por las fuerzas de compresión durante la construcción y del factor tiempo.

2.4.2. Filtraciones bajo la presa

Para estimar el volumen de filtraciones es necesario determinar el coeficiente de permeabilidad de la cimentación (k), que está en función del tamaño y la granulometría de partículas gruesas, la cantidad de finos y la densidad de la mezcla. Para determinar este coeficiente k , se pueden usar diversos métodos consistentes en bombeos, inyecciones u observaciones del flujo de agua (con electrólitos o tiñendo el líquido de análisis). Después de calcular el coeficiente de permeabilidad, se puede hacer un cálculo rápido del agua filtrada con la fórmula (10), mundialmente conocida como la Ecuación de Darcy:

$$Q = k \times i \times A \quad (10)$$

Siendo Q el caudal de descarga, k el coeficiente de permeabilidad, i el gradiente hidráulico (h/L) y A el área bruta de la cimentación a través de la cual se produce el flujo. Los resultados de esta fórmula deben considerarse como un orden de magnitud, pero se deberán usar métodos más exactos como el modelamiento por elementos finitos para cálculos de proyecto. Más aún si la cimentación está estratificada, caso muy habitual, ya que entre otros aspectos, la permeabilidad vertical será mucho menor que la horizontal y esto influirá en los resultados de las filtraciones.

2.4.3. Soluciones a las filtraciones

Para evitar las pérdidas de agua se pueden usar diversos métodos de control de filtraciones en función de las filtraciones máximas permitidas y de la naturaleza de la cimentación. Se definen a continuación los métodos más importantes:

Los dentellones de tierra son rellenos de materiales impermeables que se compactan de la misma manera que el núcleo de la presa. Pueden ser con costados inclinados o verticales, siendo estos últimos poco económicos debido al costo de la mano de obra para colocar y compactar el material de relleno. Estas zanjas deben ubicarse en paralelo al eje y a cientos de metros aguas arriba de la línea central de la presa, pero no más allá de la zona en la que provocaría una resistencia a la filtración como la que ofrece el propio núcleo de la presa. Siempre que se pueda se debe usar este método para cortar las filtraciones de una cimentación permeable y evitar la tubificación.

En los dentellones parciales, la reducción del caudal no es directamente proporcional a la parte de la capa permeable obstruida, sino que se ve influido por la pérdida de carga que esta obstrucción produce. Este tipo de dentellones puede ser efectivo en una cimentación estratificada interceptando los estratos más permeables y aumentando el recorrido vertical que las filtraciones deben hacer.

Los dentellones de tablestacas de acero son relativamente caros y se ha visto que las filtraciones en las uniones son considerables. Sin embargo, esta técnica sigue usándose en combinación con un dentellón parcial para incrementar su profundidad. Generalmente, estas tablestacas deben ser de acero debido a su resistencia. Sin embargo, su uso está restringido a cimentaciones de limo, arena y grava fina (materiales que no ofrecen gran resistencia a la penetración). En el mejor de los casos, usando compuestos para impermeabilizar uniones y con un correcto hincado, la eficiencia de este tipo de método no supera el 90%.

En el caso de dentellones con mezcla de cemento, la cortina es conseguida con el traslape sucesivo de pilotes individuales. Cada pilote individual consiste en una columna de suelo mezclado con mortero para formar una especie de pilote en el suelo. Cada pilote es construido inyectando mortero a través de una barrena giratoria hueca que en el extremo lleva una cabeza giratoria con aspas para mezclar el material de la cimentación con la lechada. Esta lechada se inyecta tanto cuando se introduce como cuando se saca para asegurar una buena mezcla. El resultado es la formación de un elemento cilíndrico de arena y grava unidas con cemento. Este método no es recomendado para suelos arcillosos ni bolonerías. Debido a sus restricciones, en los últimos años fue desarrollado un proceso similar llamado jet grouting. Este método depende de inyecciones a alta presión (3000 a 10000 lb/pulg²) más que de una cabeza para mezclar suelo y lechada.

Los dentellones de lodo bentonítico son efectivos cuando las condiciones son húmedas y la profundidad de la capa aluvial es grande. La localización de esta barrera debe ser siempre aguas arriba de la línea central del núcleo, pero la óptima depende de diferentes aspectos como el tipo y la localización del núcleo, la profundidad del estrato impermeable a lo largo de la cimentación, variaciones en los materiales de la cimentación, secuencia constructiva, requerimientos de desvío y operación del embalse. Las zanjas centrales tienen la desventaja de la inaccesibilidad en caso de rehabilitaciones necesarias. Por ello, se acostumbra colocar esta barrera aguas arriba, conectándola con el núcleo con una capa impermeable. En caso de encontrar bolonerías, su uso debe ser revisado cuidadosamente. Además, si el suelo está estratificado habría que asegurarse que el tratamiento alcanza una capa de suelo lo suficientemente impermeable para que la barrera cumpla con su función. La bentonita es seleccionada por diversas funciones en el caso de dentellones: prevenir las filtraciones por la cimentación con un “cake” impermeable, proveer presión hidrostática a la pared de la excavación y expulsar el material fino que no cumple con los requisitos. El relleno bentonítico puede ser de dos tipos: suelo-bentonita o cemento-bentonita. La diferencia es que en el primero se usa el propio material excavado para rellenar mezclándolo con el lodo, mientras que en el segundo el lodo se mezcla directamente con cemento.

Varios materiales pueden ser usados para inyecciones que mejoren la estabilidad y reduzcan la permeabilidad de cimentaciones permeables. Estos materiales son inyectados para que actúen como pegamento y rellenen los huecos. Entre ellos se encuentran el cemento, el asfalto, la arcilla y varios productos químicos. La inyección de cemento no es buena en muchos materiales granulares finos por el tamaño relativo de las partículas de cemento, pero dan buenos resultados en suelos aluviales usando el material solo o mezclado con arcilla. El asfalto tiene el mismo problema que el cemento. En cuanto a la arcilla, el mayor problema es su facilidad para ser arrastrada por fuerzas de filtración. Por último, los productos químicos dan buenos resultados, pero son muy caros.

Para mejorar la impermeabilización y a su vez reducir las filtraciones, es posible el uso de membranas impermeables aguas arriba o internamente. Entre ellas, es habitual el uso de PVC y HDPE aguas arriba, empleadas satisfactoriamente en presas de más de 40 metros. Estas membranas tienen un espesor de 3-4 mm y están ancladas a la coronación y al pie. Como el ancho de cada membrana es de 4-6 metros, se deben asegurar las uniones para que funcionen íntegramente, y normalmente se protege con una capa de material granular sobre ella para evitar su daño (Novak, P. 2007).

2.5. Elementos hidráulicos

Las presas de tierra requieren estructuras complementarias que sirvan de vertedores de demasías. La selección de los tipos de vertedores y obras de toma dependerá de muchos factores como la topografía, la anchura del valle, las características de la cimentación, los caudales a desaguar y derivar, etc.

2.5.1. Vertedores de demasías

La función de estas estructuras es dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento. Además de una capacidad adecuada, el vertedor debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado y debe estar localizado tal que sus descargas no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la presa. Es más, para presas de tierra se debe analizar con mayor detenimiento y se deben colocar estos en una estructura aparte, ya que un rebasamiento de la presa conduce a su destrucción. La selección de los tipos específicos de vertedores dependerá de las magnitudes de las avenidas que tengan que verterse, así como del espacio disponible para desaguar estas. Para determinar la capacidad del vertedor es necesario hacer un estudio económico y de viabilidad en relación a su almacenamiento de sobrecarga, todo mediante un análisis de gastos hidráulicos y económicos de los costos de las combinaciones vertedor-presa. Sin embargo, al hacer estos estudios se tendrá que tener en cuenta el tamaño mínimo del vertedor por seguridad. Para realizar una descarga segura no es necesario limitar las salidas al vertedor, sino que se puede completar las descargas con las obras de toma en caso fuese necesario y estas puedan ser usadas sin causar daños aguas abajo.

Por otra parte, la acumulación del agua almacenada en un vaso depende de la diferencia de gastos de aportaciones y descargas, que para un intervalo de tiempo puede expresarse como en la Ecuación (11):

$$\Delta S = Q_i \times \Delta t - Q_o \times \Delta t \quad (11)$$

En la que ΔS es el volumen acumulado durante Δt , Q_i el caudal medio de aportaciones durante Δt , y Q_o el caudal medio de descarga durante Δt . El caudal de aportaciones está representado por el hidrograma de la avenida de proyecto, el de salida por la curva de descarga del vertedor en función de la elevación del nivel de la superficie del vaso, y los almacenamientos los muestra la curva cota - volumen. La curva de descarga del vertedor es variable: depende del tamaño y tipo de vertedor, de su manera de operación o sistema de control, de las obras para regular la descarga, etc. En planta, los vertedores pueden ser rectos,

curvos, semicirculares, en forma de U o redondos. Además, pueden ser de pared delgada, con sección de cimacio, de pared gruesa o de sección irregular.

2.5.1.1. Elección del tamaño y tipo de vertedor de demasías

Para la elección de un vertedor de demasías deben considerarse todos los factores necesarios de hidrología, hidráulica, proyecto, costo y daños posibles. De hecho, algunos de los factores son las características del hidrograma de avenida, los daños que podrían resultar si ocurriera la avenida sin la presa, si la presa estuviera en su lugar, si se rompiera la presa o el vertedor, los efectos con las diferentes combinaciones de presas y vertedores, los costos relativos de aumentar la capacidad del vertedor y el uso combinado de obras de descarga.

Las características de descarga de un vertedor dependen de la forma especial de control que se haya elegido. Este vertedor puede ser de demasías, de orificio, de tubo corto o de tubo largo. Estos pueden carecer de medios de control o pueden estar provistos de compuertas o válvulas que regulen la descarga. Para presas de materiales sueltos, donde el vertedor se encuentra normalmente en una de las laderas, uno de los tipos más comunes es el vertedor con canal de descarga. Los factores que influyen en su selección son la sencillez de su proyecto y construcción, su adaptabilidad a casi cualquier cimentación y la economía que supone el uso de su excavación en el terraplén de la presa. Ordinariamente constan de un canal de entrada, una estructura de control, un canal de descarga, una estructura terminal y un canal de salida. Su perfil depende de la topografía del emplazamiento y de las condiciones subterráneas. Generalmente, la porción superior del canal de descarga se lleva con la pendiente mínima hasta que sale a la superficie de la ladera, para disminuir la excavación. La porción más inclinada del canal de descarga sigue el talud de la ladera. Generalmente, la circulación del flujo aguas arriba de la cresta es a velocidad subcrítica, siendo crítica al pasar por la sección de control. En el canal de descarga, esta circulación pasa a régimen supercrítico hasta llegar a la estructura terminal.

Para un buen funcionamiento, se deben evitar los cambios y curvas bruscas en dirección vertical, así como la convergencia y divergencia en planta, que si existe debe ser gradual para evitar la formación de ondas transversales, turbulencia excesiva o distribución irregular del agua.

2.5.1.2. Canal de llegada

Sirven para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. Pueden ser necesarios en el caso de vertedores colocados en las laderas. Las velocidades de entrada deberán limitarse, y las curvaturas y transiciones deberán hacerse graduales con el objeto de disminuir las pérdidas de carga en el canal (produciría una reducción en la descarga del vertedor) y para uniformar el caudal en la cresta del vertedor. La mala distribución de estos caudales también podría producir erosiones perjudiciales en el cauce.

2.5.1.3. Sección de control

Es uno de los componentes principales porque regula y gobierna la descarga. Este control limita o evita la descarga cuando el nivel del vaso llega a niveles predeterminados y la regula cuando llega a niveles mayores a los fijados. Esta estructura de control puede ser una cresta, vertedor, orificio, boquilla o tubo. La relación entre la carga hidráulica y la descarga puede fijarse como en el caso de un vertedor simple o puede ser variable como en un vertedor con compuertas. El tipo y tamaño de la estructura de control elegida depende de la característica de descarga de una estructura determinada, el clima, la frecuencia y naturaleza de las avenidas, los almacenamientos necesarios en el invierno, el almacenamiento necesario para el control de avenidas y suministro, la necesidad de dar paso al hielo o basuras, y a los requisitos especiales de operación (operador, electricidad, mecanismos de operación, puentes de operación, etc). Para presas que no son de grandes dimensiones y volúmenes almacenados, es contraproducente la instalación de crestas móviles, por lo que bastaría con el labio fijo como estructura de control. De hecho, el método de control más sencillo de un vertedor de demasías es la propia cresta. Las ventajas de la cresta sin control son la no necesidad de una atención constante y del ajuste de los controles de mecanismos reguladores por un operador, y la eliminación del mantenimiento y reparación de elementos.

Funcionamiento hidráulico de las estructuras de control

La cresta cuya forma se aproxima a la de la superficie inferior de la lámina que sale por un vertedor en pared delgada constituye la forma ideal para conseguir óptimas descargas. La forma de esta sección depende de la carga y la inclinación del paramento de aguas arriba de la sección vertedora sobre el suelo del canal de llegada. La forma más utilizada para la sección de la cresta vertedora para la porción que queda aguas arriba del origen se define como una curva simple y una tangente o como una curva circular compuesta. El esquema completo de la forma se puede visualizar en la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1. Respecto a aguas abajo, sigue la Ecuación (12):

$$\frac{y}{H_0} = -K \times \left(\frac{x}{H_0}\right)^n \quad (12)$$

En ella, K y n son constantes cuyos valores dependen de la inclinación de aguas arriba y de la velocidad de llegada, que a su vez depende de la relación entre la sobreelevación del agua y la carga total sobre la sección de control. Los valores para estas constantes se pueden obtener de diferentes ábacos.

A este tipo de estructura de control se le acostumbra llamar cresta de cimacio. La descarga sobre este tipo de estructuras se representa mediante la Ecuación (13):

$$Q = C \times L \times He^{3/2} \quad (13)$$

Donde Q es el caudal de descarga, C es un coeficiente de descarga variable, L es la longitud efectiva de la cresta y He es la carga total sobre la cresta (incluyendo la carga correspondiente a la velocidad de llegada, pero no las pérdidas por rozamiento al pasar por la sección de entrada, en la entrada o en la transición). Respecto a la longitud efectiva de la cresta (L), cuando las pilas y los estribos de la cresta tienen una forma que produce contracciones laterales sobre la descarga, esta será menor que la longitud neta de la cresta, como puede verse en la Ecuación (14):

$$L = L' - 2 \times (N \times Kp + Ka) \times He \quad (14)$$

Siendo L la longitud efectiva de la cresta, L' la longitud neta de la cresta, N el número de pilas, Kp el coeficiente de contracción de las pilas (afectado por la forma y ubicación del tajamar de las pilas, su espesor, la carga hidráulica en función a la del proyecto y la velocidad de llegada), Ka el coeficiente de contracción de los estribos (afectado por la forma de estos, el ángulo entre el muro de llegada de aguas arriba y el eje de la corriente, la carga con relación a la de proyecto y la velocidad de llegada) y He la carga total sobre la cresta. Para determinar los coeficientes Kp y Ka más usuales, se podría entrar en tablas recomendadas por directrices internacionales, las cuales se encuentran en la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1.

En el coeficiente de descarga (C) influyen numerosos factores como la profundidad de llegada, la relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal, la pendiente del paramento aguas arriba o el tirante de la corriente aguas abajo. En vertedores de cresta altos en pared delgada, la velocidad de llegada es pequeña y la superficie inferior de la lámina alcanza su máxima contracción vertical. Al disminuir la profundidad de llegada, la velocidad

aumenta y la contracción vertical disminuye. Para crestas cuyas alturas no sean menores de un quinto de las cargas que producen la corriente sobre ella, el coeficiente de descarga permanece aproximadamente constante en un valor de 3.3. Para alturas de vertedores menores de un quinto de la carga, la contracción disminuye cada vez más como el coeficiente de la cresta. Cuando la altura del vertedor es cero, la contracción se suprime por completo y el vertedor se convierte en un vertedor de cresta ancha o canal para los que el coeficiente de descarga es 3.087. Para determinar este C para el caudal de diseño, se pueden usar ábacos como el encontrado en la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1, en el cual se debe entrar con la relación de altura a la cresta y la sobreelevación del agua sobre la cresta.

Cuando a la cresta de cimacio se le da una sección de forma diferente a la ideal o cuando se le ha dado una forma, pero existe una carga mayor o menor que la que se considera, el coeficiente de descarga diferirá del mostrado anteriormente. Mayores alturas de carga darán presiones positivas a lo largo de la superficie de contacto de la presa reduciendo la descarga; mientras que alturas de carga más pequeñas producirían presiones negativas aumentando la descarga, pero pudiendo producir cavitación. Para calcular este coeficiente de descarga para una determinada avenida diferente a la de diseño, existen ábacos como el de la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1.

Para pequeñas relaciones de la profundidad de llegada respecto de la carga sobre la cresta, la inclinación del paramento de aguas arriba produce un aumento en el coeficiente de descarga, y al revés, como se puede comprobar en otro ábaco de la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1.

Cuando el nivel de aguas abajo de un vertedor es lo suficientemente elevado para afectar la descarga, se dice que el vertedor es ahogado. Según las posiciones relativas del lavadero y del nivel del agua aguas abajo, el flujo puede tomar cinco aspectos: continuar con régimen supercrítico, formar un resalto hidráulico parcial o incompleto inmediatamente aguas debajo de la cresta, formar un verdadero resalto hidráulico, formar un resalto ahogado o no formar resalto. Según el tipo de flujo y la relación de alturas de agua, existirá una reducción en el coeficiente de descarga, como se puede comprobar en el Ábaco 6 de la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1.

2.5.1.4. Canal de descarga

Usualmente, los volúmenes descargados por la estructura de control se conducen al cauce aguas abajo de la presa por un canal de descarga. La estructura de conducción puede ser un canal abierto excavado a lo largo del terreno, un canal cubierto a través o debajo de la presa o un túnel excavado en una de las laderas. El perfil puede tener tramos con poca pendiente o muy inclinados. La sección transversal puede ser rectangular, trapezoidal, circular o de cualquier otra forma. Las dimensiones del canal de descarga dependen principalmente de los requisitos hidráulicos, pero el resto de parámetros importantes del elemento dependen de otros aspectos como las características geológicas y topográficas del emplazamiento. Por último, es importante recordar que los canales de descarga deben cortarse en material resistente o revestirse con uno que lo sea ante el efecto erosivo de las grandes velocidades.

2.5.1.5. Estructuras terminales

Al pasar el agua del estado de reposo en el embalse al nivel del río aguas abajo, la energía potencial se convierte en cinética, manifestándose en altas velocidades que si se trata de disminuirlas producen grandes presiones. Por ello, se debe disponer de medios que permitan descargar el agua en el río sin erosiones o socavaciones peligrosas en el talón de la presa y que no produzcan daños en estructuras adyacentes. En algunos casos, la descarga se hace a altas velocidades directamente en la corriente, siempre y cuando exista roca firme con tirantes de poca profundidad en el canal o donde la salida del vertedor está suficientemente alejada de la presa u otras estructuras. De esta forma, la energía es disipada a lo largo del cauce por impacto, turbulencia y rozamientos. Por otra parte, se pueden usar trampolines, prolongaciones voladas o difusores para lanzar chorros a alguna distancia aguas abajo. Además, se puede disminuir la erosión en el cauce dando al chorro una forma de abanico usando un deflector abocinado.

Cuando se pueden prever grandes erosiones en el punto en que va a caer el chorro, se puede excavar un estanque en el cauce, revistiendo sus costados y el fondo con enrocamiento o concreto. En estructuras pequeñas, es usual la descarga directa al río siempre y cuando se proteja el vertedor con un dentellón que evite la erosión de este. Si se quieren evitar erosiones intensas en el cauce, se debe disipar la energía antes de descargar al cauce. Ello se puede realizar con estanques para la formación del resalto, trampolines sumergidos, lavadero con dados, una fosa con deflectores amortiguadores y muros o algún otro disipador de energía como el de tipo impacto. Cuando el tirante de agua de descarga es demasiado grande para la formación del resalto hidráulico, la disipación de la energía se puede efectuar con

deflectores de trampolín sumergido en el que se forman dos remolinos, uno en la superficie que se mueve en sentido antihorario y otro sobre el piso en sentido horario.

2.5.1.6. Vertedores de emergencia

Los vertedores de emergencia se construyen para dar una mayor seguridad en caso se produzcan emergencias que no se hayan tomado en cuenta en las suposiciones normales de proyecto. Estas situaciones pueden ser un mal funcionamiento de las compuertas, la falla de alguna parte del vertedor regular, el cierre de las obras de toma, etc. Debido a su escaso uso, no sería necesario proyectar toda la estructura con un grado de seguridad como el del vertedor de servicio. Por ejemplo, la porción de control debe proyectarse a prueba de falla, pero el canal puede no ser revestido (se permite cierto daño). Sin embargo, se debe hacer un importante estudio de la erosión para evitar complicaciones como las que se produjeron en 2017 en la presa de Oroville (California, USA) en la que unas fallas en el aliviadero principal supusieron el vertido por el aliviadero de emergencia, el cual también se vio gravemente afectado. Esta situación llevó al desalojo de toda la región aguas abajo por la posible falla general de la presa, que finalmente no sucedió.

Los vertedores de emergencia funcionarán como auxiliares si ocurre una avenida mayor que la elegida como avenida de proyecto. En la operación normal del vaso, no es necesario que funcionen. Por ello, la cresta de control se colocará en el nivel máximo de proyecto de la presa, por encima del nivel máximo normal para el cual sólo funcionaría el vertedor de servicio. Con frecuencia se forman bajando la cresta de una sección a una altura menor que la del terraplén principal, utilizando depresiones a lo largo de la línea de embalse de la presa o excavando canales en divisorias en que se apoya la presa. La magnitud del borde libre se determina en un nivel establecido suponiendo una descarga arbitraria que puede resultar en una posible emergencia.

2.5.2. Obras de toma

Las obras de toma sirven para regular o dar salida al agua almacenada en una presa. Pueden dejar salir caudales de forma gradual (presa reguladora), derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías (presa desviadora) o dar salida al agua con caudales que dependan de las necesidades aguas abajo de la presa, de las necesidades de evacuación o de una combinación. Sus estructuras se clasifican según su objeto, su distribución física y estructural o su operación hidráulica.

Es importante el uso de estas junto con los vertedores para desalojar la avenida de proyecto o su uso anticipadamente para controlar las avenidas. La disposición de la obra de toma y el vertedor puede arreglarse de manera que las descargas de ambas se hagan a un estanque amortiguador común. Por otra parte, en ocasiones, estas estructuras son usadas para proporcionar el caudal ecológico aguas abajo de la presa. Las descargas mínimas para disminuir la contaminación, para conservar los peces y otras necesidades, con frecuencia se suman a los caudales necesarios para otros conceptos. Las descargas para riego se determinan con estudios de operación y deben basarse en el estudio de un periodo crítico de poco escurrimiento, con poco volumen almacenado en el vaso y con un caudal de demanda máximo. Con frecuencia se usan las obras de toma para desviar el caudal del río durante el periodo de construcción, evitando instalaciones adicionales, lo cual podría determinar también el tamaño de la estructura tratada.

2.5.2.1. Posición de la obra de toma en relación con los niveles de agua del vaso

En primer lugar, para obtener la capacidad de descarga necesaria, la toma debe colocarse a una distancia mínima bajo el nivel de operación del vaso para poder disponer de la carga necesaria para la circulación en la obra de toma. En las obras destinadas a riego, las obras de toma deben colocarse lo suficientemente bajas para vaciar todo el espacio destinado a almacenamiento, pero a una altura mayor al lecho del río dependiendo del almacenamiento mínimo en el vaso en función de los sedimentos depositados, la conservación de los peces y de los animales salvajes. El tamaño de la salida de un conducto para una descarga dada varía de acuerdo a la relación inversa con la carga disponible, según la Ecuación (15):

$$H_T = K_2 \times \frac{Q^2}{a^2} \quad (15)$$

Siendo H_T la carga disponible, Q el caudal de descarga para la obra de toma y a el área necesaria del conducto. Cuando se colocan una toma al nivel del lecho del río para dejar lugar para la construcción del sistema de derivación, el umbral de operación puede colocarse a un nivel más elevado para dejar un espacio para sedimentos y basuras y otros almacenamientos inactivos. Después de la construcción se podría taponar esta entrada. Para vaciar el vaso, se puede instalar una derivación alrededor de la entrada en el lecho del río.

Cuando el agua debe almacenarse y después descargarse con caudales específicos, será necesario instalar compuertas o válvulas de control en algún punto del conducto. Estas se clasifican según la función que desempeñan. Por ejemplo, las compuertas de operación y las

válvulas reguladoras se usan para controlar y regular los caudales en la obra de toma. Las compuertas de urgencia o emergencia se proyectan para cerrar en el caso de una falla en las compuertas de operación o para reparación o revisión. Ocasionalmente, se dejan ranuras a la entrada del conducto para colocar plumas o tableros con los que cerrar el conducto durante una emergencia. Cuando una compuerta de control descarga en un conducto de circulación libre, se necesitará un acceso y un pozo de operación que vaya del conducto a un nivel arriba del máximo del agua en el vaso. En los conductos enterrados en presas de tierra, el punto para la colocación de las compuertas de control está situado inmediatamente aguas arriba de la corona de la presa.

Antes del conducto se deben colocar unas rejillas para basura dependiendo del tamaño del canal de descarga o conducto, del tipo de mecanismo de control usado, de la naturaleza de la basura, de la utilización del agua, de la necesidad de eliminar basuras pequeñas y de otros factores. Estos factores determinarán el tipo de rejillas y el tamaño de las aberturas de las mismas. La disposición de la rejilla dependerá también de la accesibilidad para quitar la basura acumulada. Los barrotes de las rejillas consisten en soleras delgadas de acero colocadas de canto con una separación de 3 a 6 pulgadas y arregladas en tableros. El área de rejilla necesaria la fija la velocidad límite a través de ella, que depende de la basura que debe quitarse. Cuando las rejillas son inaccesibles para su limpieza, la velocidad a través de ellas no debe exceder los 2 pies/segundo de forma ordinaria, pero con tolerancia de hasta 5 pies/segundo en casos extremos.

2.5.2.2. Proyecto hidráulico de las obras de toma

En el funcionamiento hidráulico de las obras de toma se produce uno de los dos tipos de circulación o una combinación de ambos en serie: libre (como canal abierto) y forzada (a presión).

Circulación libre

El análisis de la circulación libre se basa en los principios de la circulación estable variada, de acuerdo con la ley de conservación de la energía, semejante a lo usado para la de un canal abierto en los vertedores de demasías. Cuando se usan compuertas radiales sin sumergir o deslizantes, las descargas con las compuertas totalmente levantadas serán las correspondientes a la circulación libre por un vertedor, como ya se estudió en los vertedores, según la Fórmula (16):

$$Q = C \times L \times H^{3/2} \quad (16)$$

Cuando se controla el caudal con compuertas de superficie parcialmente abiertas, con compuertas radiales con empaque en el borde superior o con compuertas deslizantes parcialmente sumergidas, la descarga será la de un orificio sumergido, siguiendo la Ecuación (17):

$$Q = C \times A \times \sqrt{2gH} \quad (17)$$

Siendo A el área de la abertura, H la diferencia de los niveles de agua aguas arriba y aguas abajo, y C el coeficiente de descarga para orificios sumergidos, el cual puede ser obtenido de la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1. Los tirantes y velocidades para un canal abierto aguas abajo de la toma se pueden determinar con la ecuación de Bernoulli.

Circulación forzada

La circulación forzada se basa en la circulación a presión, con un estudio de las pérdidas hidráulicas para determinar las cargas totales necesarias para una descarga requerida. Si se coloca una compuerta de control en algún punto aguas abajo de la entrada del conducto, el tramo que queda arriba de la compuerta circulará a presión. Para la circulación del agua en un sistema de tubos cerrados se puede usar la Ecuación (18), más conocida como Ecuación de Bernoulli:

$$H_T = h_t + h_e + h_{b5} + h_{f5} + h_{ex(5-4)} + h_{f4} + h_{c(4-3)} + h_{g3} + h_{ex(3-1)} + h_{f1} + h_{b1} + h_{c(1-2)} + h_{g2} + h_{v2} \quad (18)$$

Siendo H_T la carga total necesaria para contrarrestar las pérdidas de carga para producir la descarga, h_t las pérdidas en las rejillas, h_e en la entrada, h_b por cambio de dirección, h_c por contracción, h_{ex} por ampliación, h_g en las compuertas o válvulas, h_f por rozamientos y h_v por carga de velocidad a la salida, refiriéndose los subíndices a los diversos componentes, transiciones y tramos a los que se refiere la pérdida de carga. Cuando las salidas son de descarga libre, H_T se mide de la superficie del agua del embalse al centro de la abertura. Si el portal de salida está sumergido, la carga se mide al nivel del agua de descarga. Como se explicó anteriormente, cada uno de los diferentes sumandos corresponde a un tipo de pérdidas. Dependiendo del tipo de pérdida, se puede obtener de una u otra manera:

- Para las pérdidas por rozamientos se sigue la Ecuación (19):

$$h_f = \frac{fL}{D} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (19)$$

- Para las pérdidas por ampliación o contracción se sigue la Ecuación (20):

$$h = K \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (20)$$

- Para las pérdidas por cambio de dirección, de entrada, de las rejillas, en las compuertas o válvulas y a la salida, se siguen ecuaciones similares a la Ecuación (21):

$$h = K \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (21)$$

Siendo f el coeficiente de rozamiento para la ecuación del movimiento del agua en tuberías de Darcy, L la longitud de tubería analizada, D su diámetro, v la velocidad de circulación en cada tramo (para las rejillas sería la velocidad neta) y K el coeficiente de pérdida (K_{ex} , K_c , K_t , K_e , K_b , K_g o K_v). El coeficiente f depende del diámetro del tubo, y de la velocidad, viscosidad y densidad del fluido que circule por él. Sin embargo, habitualmente la sección del conducto es rectangular, por lo que la fórmula de Darcy no es aplicable, pudiendo usarse la Fórmula (22), más conocida como la Fórmula de Manning:

$$h_f = 29.1 \times n^2 \times \frac{L}{r^{4/3}} \times \frac{v^2}{2g} \quad (22)$$

En la Tabla 3 se tienen los valores máximos y mínimos que usar para determinar el tamaño del conducto y la energía de la corriente:

Tabla 3. Valores máximos y mínimos de f según el tipo de tubería. Fuente: Bureau of Reclamation (2012)

Coeficiente de rozamiento (f)	Valor máximo	Valor mínimo
Tubería de concreto o conducto ejecutado in situ	0.01	0.008
Tubería de acero con juntas soldadas	0.01	0.01
Túnel excavado en roca sin recubrimiento	0.04	0.02

Respecto a las rejillas para basura, habitualmente consisten en miembros estructurales muy separados, sin barrotes, que producen poca pérdida de carga por lo que puede ser despreciada. Sin embargo, en otras estructuras se usan bastidores de barrotes y las pérdidas dependerán del grueso de los barrotes, su altura y su separación, como puede verse en la Ecuación (23):

$$K_T = 1.45 - 0.45 \frac{a_n}{a_g} - \left(\frac{a_n}{a_g}\right)^2 \quad (23)$$

Siendo a_n el área neta a través de la rejilla, a_g el área bruta de las rejillas y sus soportes. Para obtener los valores máximos de pérdidas, suponer el 50% del área obstruida.

Respecto a las pérdidas a la entrada de un conducto, son comparables a las pérdidas en un tubo corto u orificio. Usando la fórmula del orificio e igualando energías, se llega a la Ecuación (24):

$$K_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1\right) \quad (24)$$

Siendo C el coeficiente de descarga y K_e las pérdidas a la entrada, cuyos valores más típicos pueden ser encontrados en la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1.

En el caso de las pérdidas en las curvas, además de las debidas a rozamientos, son una función del radio, el diámetro del tubo y el ángulo central de la curva. Existen ábacos experimentales que proporcionan los coeficientes de pérdidas para diferentes tuberías para un ángulo de 90°, como uno de los ábacos de la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1. Además, en esa misma sección se puede acceder a otro ábaco que proporciona directamente el factor de influencia del ángulo de la propia curva cuando difiere de 90°.

Respecto a las pérdidas de carga en las contracciones o dilataciones en un conducto, se pueden considerar en relación al aumento o disminución de la carga de velocidad, y variarán en función de la variación del área y la longitud de la transición. En las contracciones, K_c varía entre 0.1 para las contracciones graduales a 0.5 para las bruscas. Un cambio de área se puede considerar gradual siempre y cuando se cumpla la Ecuación (25):

$$\tan \alpha = \frac{1}{U} \quad (25)$$

Siendo α el ángulo de las superficies y de las paredes del conducto con su línea central y U un parámetro arbitrario $\frac{v}{\sqrt{gD}}$, siendo v y D los promedios de las velocidades y diámetros al principio y fin de la transición. Las dilataciones deben ser más graduales que las contracciones debido al peligro de cavitación cuando se producen cambios en las paredes laterales. Además, los coeficientes de pérdidas por dilatación aumentan rápidamente cuando los ángulos exceden de 10°. Estas dilataciones deberían seguir la norma: $\tan \alpha = \frac{1}{2U}$ y las más importantes pueden verse en la sección de Elementos hidráulicos del Anexo 1.

Cuando una compuerta está montada en un conducto de manera que el piso, costado y techo, tanto aguas arriba como aguas abajo forman un conducto continuo con la abertura de la compuerta, sólo se considerarán pérdidas por las guías de la compuerta, con un valor de k_g de 0.1. En las compuertas parcialmente abiertas, el coeficiente dependerá de la contracción en la parte superior: en las aberturas menores se aproximará a 1. En las compuertas muy abiertas k_g será aproximadamente 0.19. Para las válvulas de compuerta abiertas al 75% su coeficiente es de 1.15, al 50% es 5.6 y para el 25% es 24. Para válvulas mariposa, los valores son de 0.15 si están completamente abiertas, variando de 0.1 a 0.5 dependiendo del espesor de la hoja de la compuerta con relación al área bruta.

En lo que consta al coeficiente de pérdidas a la salida, cuando un tubo de presión descargue libremente, esté sumergido o corra sobre un piso, será de 1. Será menor que 1 en la cantidad de carga recuperada cuando se construya un tubo divergente en el extremo con ampliación gradual y con el extremo del tubo sumergido. Esta pérdida se correspondería con la siguiente Fórmula (26), siendo a_1 el área donde comienza el tubo divergente y a_2 el área en el extremo del tubo:

$$K_v = \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^2 \quad (26)$$

Para la salida, normalmente se disminuyen los radios de los cuadrantes circulares con una longitud de transición relacionada con la velocidad de salida v y el diámetro del conducto D , como puede verse en la Fórmula (27):

$$L = \frac{vD}{5} \quad (27)$$

Para las obras de disipación de energía, generalmente se usa la ley de conservación de la cantidad de movimiento para su diseño, con un marco teórico similar al de la disipación para los vertedores.

3. TÉCNICAS Y MÉTODOS

3.1. Diseño

Para proceder al diseño correcto de la presa, primero se debe realizar un prediseño con valores referenciales recomendados por libros, normas o experiencias anteriores. En primer lugar, se debe elegir el tipo de presa a usar según los datos preliminares conseguidos del Estudio de Factibilidad (UNI, 2011). Dependiendo principalmente de la cimentación que se encuentre en el lugar, así como de la disponibilidad de materiales y su distancia al eje, se elige el tipo de presa que corresponda.

Además, sabiendo los requerimientos de agua a lo largo del año gracias al estudio hidrológico y conociendo la topografía de la zona del futuro embalse, se deberá calcular la cota del Nivel Máximo Normal, con lo que más tarde se podrá calcular la cota de la coronación.

Para hacer las proyecciones de los taludes y calcular los materiales necesarios se usará el software Civil3D®, programa utilizado para representar todos los pasos del diseño en plano.

3.1.1. Zonificación

Sabiendo que la presa a diseñar es de materiales sueltos (es decir, formada con rocas sueltas o tierra sin cementar), para su diseño se requiere realizar una zonificación dependiendo de la granulometría del material a usar. Para ello, gracias a los estudios del material de canteras se hará una distribución de zonas pensando en optimizar estos recursos y con el fin de producir una solución más económica. Para una correcta zonificación se deberá seguir el criterio de transiciones entre zonas, así como tomar los valores preliminares de dimensiones de cada región, principalmente del núcleo para evitar filtraciones.

3.1.2. Talud de los terraplenes

Según los materiales disponibles en cantera y excavaciones se podrá colocar un talud u otro. Por ello, se debe ver el estudio de materiales: tipo de suelo y calidad del mismo. Si un suelo es bueno colocaremos un talud más inclinado, mientras que si es malo o cohesivo el talud será más tendido.

3.1.3. Coronación

Sabiendo los materiales que se usarán, la distancia mínima de filtración admisible y la altura e importancia de la estructura, se determinará el ancho de la coronación. Por otra parte, la

altura de coronación se calculará mediante el análisis de las mayores olas que puedan producirse en el embalse tanto por viento como por sismo y dándole un margen de seguridad.

3.1.4. Cimentación

Con el estudio de suelos realizado por la Universidad Nacional de Ingeniería (2011), se puede llegar a la conclusión del tipo de cimentación de la obra. El requerimiento de mejorar la cimentación será analizado conjuntamente con el análisis de estabilidad, debido a que con el mismo programa de análisis por equilibrio límite se pueden detectar las zonas a mejorar. Para el cálculo de la estabilidad se deberán representar los estratos de la cimentación lo más parecido a la realidad para no falsear la solución.

3.1.5. Protección de los paramentos

Para la protección de los taludes se deberán analizar las situaciones más críticas para cada uno de ellos, tanto el de aguas arriba como el de aguas abajo. Para el de aguas arriba se debería calcular la fuerza del oleaje, con cuya expresión determinaremos el peso necesario de cada pieza, así como su tamaño para no ser desplazadas y evitar la erosión de las capas interiores. Sin embargo, existen tablas que establecen directamente el tamaño del enrocamiento necesario en función del oleaje, sin utilizar formulación compleja y dando resultados buenos. Por ello, se decidió elegir estos métodos. Además, se deben considerar las diferentes opciones de protección dependiendo de la disponibilidad de los materiales. Previamente se deben identificar los materiales con opciones de ser usados así como sus canteras o zonas de extracción para hacer un análisis económico de las soluciones.

Para el talud de aguas abajo se deberá analizar cuál es el tamaño del material de la zona exterior del terraplén. Dependiendo de este tamaño sería necesaria o no una protección, cuyas dimensiones deben seguir reglas generales sin necesidad de cálculos específicos.

3.1.6. Drenaje superficial

Sabiendo el escurrimiento de los terraplenes y los estribos, se deberían calcular las cunetas necesarias para evitar daño aguas abajo por el arrastre de material. Para este cálculo se haría un predimensionamiento usando Civil3D© y una hoja de cálculo con las fórmulas generales de la hidráulica que relacionase las pendientes y las dimensiones de las cunetas con los caudales drenados. Sin embargo, sólo se hará un predimensionamiento basado en la experiencia que me atribuyó mi anterior Tesis de España (Pérez, M., 2015). Además, se

diseñarán otros elementos necesarios (según sea el caso) como drenes abiertos que eviten la erosión, drenes de descarga, canales de descarga de filtraciones, etc. Para los drenes se seguirán las recomendaciones generales de filtros para evitar la fuga de materiales.

3.2. Estabilidad

Para el cálculo de la estabilidad se deberán analizar los siguientes estados críticos: en construcción, embalse lleno, desembalse rápido y carga sísmica con la combinación de cada uno de ellos. Para estos análisis se usará el software de GeoStudio© en el que se introducirán las características geotécnicas y geomecánicas de los estratos de la sección a analizar: la del cauce del río. Se utilizará el método de Spencer (1967) con el programa GeoSlope©, explicado en el Capítulo de Marco Teórico.

Además, para solucionar los diferentes tipos de falla se deberán acometer soluciones en caso de obtener factores de seguridad inferiores a los recomendados. Estas soluciones podrían ir desde colocar taludes más tendidos a mejorar el drenaje, impedir el paso de filtraciones o mejorar la cimentación. Para optimizar estas soluciones se realizará un proceso iterativo hasta que se obtenga un factor de seguridad que satisfaga las necesidades mínimas.

En cuanto a las cargas sísmicas, se deberán analizar los efectos de los sismos en los terraplenes mediante la combinación de estados anteriormente descrita. Para ello, se deberá obtener un sismo máximo creíble con el que pueda analizarse la estabilidad de la presa. Para analizar esta estabilidad, se podrá usar el programa GeoStudio© en el que se introducirá el coeficiente sísmico. Un análisis sísmico completo de la presa requeriría realizar diferentes pasos, entre los cuales está la aproximación pseudo-estática de estabilidad, la aproximación de licuefacción, la aproximación pseudo-dinámica de desplazamientos, la aproximación dinámica no lineal de licuefacción, la aproximación post-sismo de estabilidad residual y la evaluación final. Sin embargo, y debido al carácter de prediseño de este estudio, simplemente se analizará la estabilidad ante sismo con unas cargas pseudo-estáticas que mostrarán si el factor de seguridad con unas dimensiones y características de los materiales determinadas son suficientes.

3.3. Filtraciones

Para analizar las filtraciones que se producen tanto a través del cuerpo de presa como a través de la cimentación se usará la opción de SEEP© del programa GeoStudio©. Se deberá realizar una estricta representación de las permeabilidades de los estratos de la cimentación,

así como de la zonificación de la presa y de los parámetros determinantes para la succión de cada zona.

En primer lugar, se realizará un estudio de la situación de las filtraciones si se construyese la presa sin ningún tipo de medida frente a las fugas. Con un análisis de balance hídrico de la cuenca se deberán calcular las filtraciones máximas permitidas. Con este resultado, se propondrán diferentes tipos de soluciones para reducir las filtraciones variando las técnicas, combinándolas y modificando los alcances de cada técnica. Con todas estas propuestas, se debería hacer una evaluación económica de cada una de ellas para llegar a la solución óptima. Además, alguna de las posibles soluciones será descartada previamente dependiendo del tipo de cimentación de la presa, debido a que se sabe que algunas de ellas sólo funcionan bien en algún caso específico.

3.4. Elementos hidráulicos

Para los cálculos hidráulicos se utilizarán tablas y gráficas de libros, normas y recomendaciones, principalmente los documentos redactados o aprobados por el USBR, junto a las propias fórmulas más representativas de la hidráulica a través de hojas de cálculo. Según el tipo de estructura hidráulica a estudiar, el análisis será con las fórmulas de canales, vertedores o tuberías a presión.

3.4.1. Vertedor

Para el cálculo del vertedor, se realizará un proceso iterativo en el que se considera una longitud de vertedor según la disponibilidad de espacio por la topografía, según el tipo de vertedor elegido y según el tipo de control de caudal de salida. El procedimiento computacional para el cálculo de la variación de niveles es el siguiente:

1. Seleccionar un intervalo de tiempo Δt .
2. Obtener el caudal medio de aportaciones para Δt a partir del hidrograma de la avenida de proyecto.
3. Asumiendo la elevación en el embalse, calcular el caudal medio de salida para esa elevación.

- Para calcular este caudal de salida habrá que calcular el coeficiente de descarga y la longitud efectiva de la cresta. Para hallar la longitud efectiva de la cresta, primero se deben hallar los coeficientes de contracción de pilas y de estribos de la Tabla 4 de los Anexos. Se deberá obtener C_0 para la avenida de diseño mediante el Ábaco 3 de los Anexos, pero se deberá comprobar que el vertedero funciona bien para otro tipo de

avenidas, por lo que se obtendrá otro coeficiente C para esos diferentes casos mediante el Ábaco 4 de la misma sección. Si el paramento de aguas arriba está inclinado, también se deberá obtener la afección a C mediante el Ábaco 5 del correspondiente anexo. Por último, si el nivel del agua aguas abajo es alto y puede influir en la descarga, también habría que hallar esa influencia mediante el Ábaco 6 del citado apartado.

4. Obtener la variación de almacenamiento con la fórmula que relaciona las aportaciones y las descargas.
5. Obtener la elevación del vaso a través de la curva capacidad del vaso vs elevación.
6. Comparar la elevación obtenida con la elevación supuesta e iterar desde el punto 3.

Además, se deberá diseñar el propio vertedor con fórmulas o gráficas ya predeterminadas como la curva de Creager o la curva de la Figura 2 del Anexo 1. Según la curva utilizada, la descarga se verá afectada por un coeficiente u otro, así como dependiendo del caudal de análisis utilizado. Por otra parte, en el proceso iterativo anterior se deberá considerar la reducción en la longitud de la cresta debido a la presencia de estribos y pilas intermedias que reduzcan la velocidad de salida del agua.

Por otro lado, se estudiarán las estructuras de disipación de energía, así como los canales intermedios entre la zona de control y esta última. Para determinar el tipo de estructura final a utilizar se deberán descartar los casos imposibles debido a la debilidad de los suelos del cauce o a la topografía de la zona. Posteriormente se realizará un estudio de posibles soluciones por los métodos de energías y se elegirá la solución óptima en función de daños evitados, opciones técnicas y economía.

En caso la topografía lo permita y caso sea una solución eficiente, se podrá instalar un vertedor de emergencia en otra zona separada a la presa principal, el cual sólo actuaría en el supuesto de una avenida mayor a la de diseño. Para el diseño de esta estructura se seguirían los mismos criterios que para el anterior, pero con mayor tolerancia a la erosión de los suelos debido a su escasa utilización prevista.

3.4.2. Obras de toma

Para diseñar las obras de toma, lo primero sería identificar cuáles van a ser sus funciones y si intervienen en la descarga ante avenidas. Además, dependiendo de la topografía, del tipo de

presa y de otros parámetros se deberá ver para cada obra de toma si es mejor una solución en circulación libre o forzada, o una combinación de ambas.

Si es el caso de circulación libre, se deberá diseñar de una forma semejante al vertedor. Sin embargo, lo más probable es que funcione con compuertas, las cuales tienen un funcionamiento semejante al del orificio sumergido. Además, dependiendo el tipo de compuerta y su abertura, se obtendrá un coeficiente de descarga de la Tabla 5 del Anexo que determinará la descarga total.

Si es el caso de circulación forzada, se deberá calcular la carga necesaria para contrarrestar todas las pérdidas y obtener el caudal de salida necesario. Esta carga estará determinada por la profundidad a la cual esté instalado el conducto. Sin embargo, previamente hay que calcular la acumulación de sedimentos para establecer una cota mínima para estas. Con esta restricción, se hará el estudio de pérdidas. Entrando en cada una de las fórmulas de pérdidas con los valores correspondientes y con los coeficientes obtenidos de los respectivos ábacos y tablas, se llegará a la obtención de las velocidades de salida que determinarán el tamaño de la cuenca de disipación de energía.

Por último, si es que la obra de toma es independiente al vertedor, se deberá estudiar la instalación de una estructura de disipación de energía, a menos que los canales de derivación salgan a una cota cercana al nivel máximo normal y permanezcan casi horizontales para su distribución por la región.

4. DATOS DE CAMPO Y ESTUDIOS PREVIOS

La gran mayoría de datos de campo fueron obtenidos del Análisis de Factibilidad (Universidad Nacional de Ingeniería, 2011). La hidrología fue calculada para esa misma zona de embalse, las canteras propuestas serán las mismas por cercanía, mientras que la geología del eje sí cambiaría, pero para un estudio de diseño preliminar se tomará la sección más perjudicial (la del cauce) con el perfil de suelos que más se puede asemejar gracias a la inspección visual de ZER Geosystem Perú (2016).

4.1. Hidrología

Según el Análisis de Factibilidad (UNI, 2011), existían 6587 hectáreas en las comisiones de riego de la zona, de las cuales 3298 eran regadas con agua del río Callazas. Sin embargo, lo que se pretendía era aumentar estas hectáreas hasta 4369 regadas por el Callazas, cambiando a su vez el cultivo de la alfalfa por el de orégano y mejorando la eficiencia del sistema del 28 al 45%.

Siendo datos el caudal ofertado y las demandas de riego, se podría obtener el déficit actual y tras las consideraciones de cambio de cultivos y ampliación de área regada con el proyecto. Pueden verse los caudales y volúmenes respectivos en la Tabla 4 y la Tabla 5:

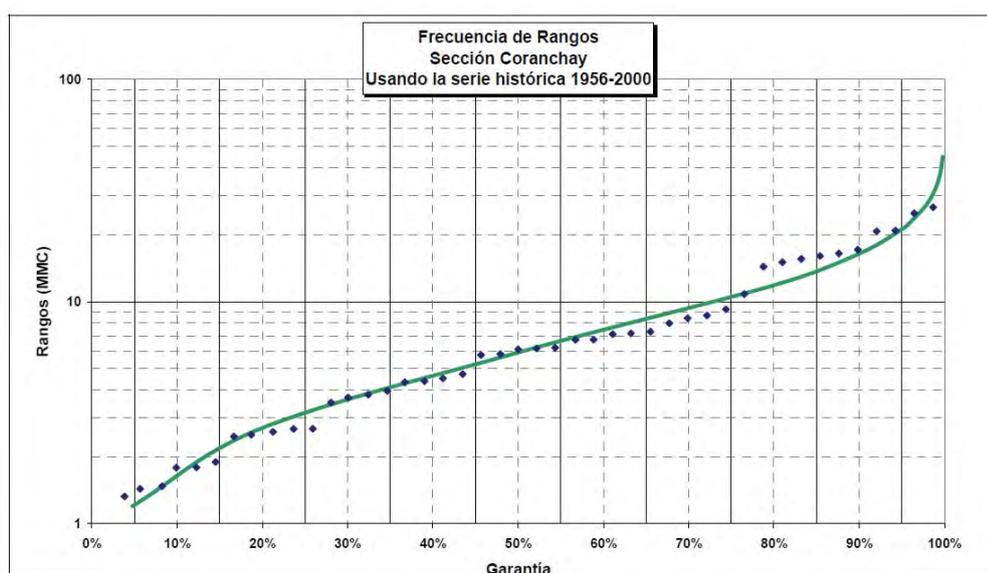
Tabla 4. Caudales ofertados y demandados antes y después del proyecto según el mes. Fuente: UNI (2011).

CAUDALES (m3/s)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MEDIA	DÉFICIT
Caudal ofertado al sistema de riego	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	-
Caudal demandado sin proyecto	1.14	1.68	1.76	1.50	1.17	1.10	1.13	1.20	1.27	1.48	1.77	1.79	1.42	0.22
Caudal demandado con proyecto	1.37	1.87	1.99	1.77	1.45	1.34	1.38	1.53	1.75	1.97	2.38	2.36	1.76	0.56

Tabla 5. Volúmenes ofertados y demandados antes y después del proyecto según el mes, y déficit en cada situación. Fuente: UNI (2011).

VOLÚMENES (MMC)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	DÉFICIT
Volumen ofertado	3.21	3.01	3.21	3.11	3.21	3.11	3.21	3.21	3.11	3.21	3.11	3.21	37.92	-
Volumen demandado sin proyecto	3.05	4.21	4.72	3.89	3.13	2.85	3.02	3.21	3.3	3.98	4.59	4.79	44.74	6.82
Volumen demandado con proyecto	3.68	4.69	5.34	4.58	3.88	3.46	3.7	4.1	4.54	5.28	6.17	6.32	55.74	17.82

Como se puede ver en la Tabla 5, la situación actual tiene un déficit de 6.82 MMC. Si se ejecuta el cambio de producción hacia el orégano, la situación se iría hasta los 17.82 MMC negativos. Por ello, aunque el Estudio de Factibilidad (UNI, 2011) consideraba la creación de un embalse de 10 MMC aprovechables, la propuesta actual sería cumplir con el déficit total del proyecto. En un principio, esos 10 MMC serían más que suficiente para cumplir con la demanda actual, pero sólo estaría satisfaciendo la demanda futura en un 75%, como se puede ver en el Ábaco 1. Ello se considera escaso debido a que el objetivo de esta presa es la mejora económica de la región que provocaría la mayor productividad de la agricultura. Por ello, no se ve razonable no cumplir con el volumen demandado en un 25% de los casos, incluso sin tener en cuenta las pérdidas que podría tener por filtraciones. Debido a esta situación, se propone al menos cumplir con un volumen utilizable del embalse de 17.80 MMC (el déficit anual), que daría para satisfacer la demanda con un 90% de garantía, como se puede ver en el Ábaco 1:



Ábaco 1. Garantía de cumplimiento de demanda anual según el volumen de almacenaje del embalse. Fuente: UNI (2011).

Por otra parte, en la ubicación inicial del eje de la presa se consideraba un volumen muerto de 1 MMC. Una de las razones por las cuales el eje de la presa se deseaba mover era por los daños que podían generar dos quebradas, una en cada margen, en el talud de aguas abajo. Por ello y ante la falta de datos para el cálculo exacto de la potencialidad de deslizamiento de cada quebrada, se pretende aumentar el volumen muerto hasta 1.2 MMC para poder albergar ese incremento de sedimentos que se generaría en la nueva ubicación. El volumen acumulado hasta la cota máxima normal sería de 19 MMC. Los volúmenes de crecida serán

estudiados en la sección de Elementos hidráulicos, ya que dependen de la acción laminadora del embalse y del aliviadero.

Por otra parte, para el estudio de la presa se necesitan saber otros datos relacionados con la climatología y la hidrología, como la evaporación total mensual, cuyo promedio es de 126.7 mm por mes. Además, existe una gran variación entre las temperaturas máximas y mínimas diarias, oscilando en torno a los 12 °C, siendo la mínima de 1.9 °C, la máxima de 16.7 °C y la media de aproximadamente 10 °C. Por otra parte, la velocidad de viento en la zona varía de 1.6 m/s en marzo a 2.14 m/s en julio, mientras que el promedio anual se sitúa en 1.9 m/s y la máxima en 4 m/s.

Por último, la precipitación media anual es de 417 mm. Para el caudal de diseño, en el Análisis de Factibilidad (UNI, 2011) se evaluaron dos modelos: el Modelo 1 dividía toda el área de la cuenca en 45 subcuencas y el Modelo 2 lo tomaba como un todo. Debido a ello, el primero era más representativo por lo que se decidió utilizar ese modelo para diseñar y evaluar. En la Tabla 6 se pueden ver los caudales pico a usar y los del modelo 2:

Tabla 6. Caudal de entrada al embalse para el eje del Estudio de Factibilidad. Fuente: UNI (2011)

Tr (años)	Qent. Eje Estudio Factibilidad (m3/s)	
	Modelo 1	Modelo 2
50	19.50	16.90
100	24.80	22.80
500	37.80	39.70
10000	60.90	75.30
100000	76.60	100.30

4.2. Geología, geotecnia y estudio de materiales

4.2.1. De la presa

Las unidades estratigráficas presentes en la zona de estudio, en orden de antigüedad son la Formación Maure, Volcánico Sencca, Formación Capillune, Grupo Barroso, Depósitos de Derrumbe y Deslizamiento, Aluviales, Fluviales y Bofedal. Según el mapa geológico de la región, para la estabilidad de la presa en la ubicación elegida interesarían las siguientes formaciones: Grupo Barroso (NQ-ba), Depósito de Derrumbe (NQ-derr) y de Deslizamiento (NQ-desl). El Grupo Barroso está constituido por varios miembros, aunque en el área de estudio se corresponde principalmente por una fase volcano-sedimentaria de areniscas de grano medio de color café claro, sobre la que yacen andesitas de pasta afanítica. En cuanto a

los Depósitos de Derrumbes y Deslizamientos (NQ-des, derr), se formaron debido al levantamiento y posterior colapso por gravitación de grandes masas rocosas, que forman extensas mesetas planas y onduladas en forma de terrazas. Están constituidos por bloques subangulares y cantos de rocas andesíticas, soportadas por matriz arena limosa. Estos depósitos se encuentran compactos, conformados por bloques de tobas, areniscas envueltas en matriz areno limosa, etc.

Por otro lado, aunque el mapeo geológico proporcione esta información, la zona para la reubicación del eje de la presa presenta incompatibilidades litológicas con lo establecido, ya que en la visita a la zona se encontró roca tipo andesítica y la falla que existe se detectó como inactiva (ZEN Geosystem Perú, 2016). Con esta contradicción surge un problema de datos, acrecentado por la falta de ensayos geotécnicos a lo largo del eje de la presa propuesta actualmente. Por ello, se consideró utilizar los ensayos ejecutados en el anterior eje comparando la descripción visual de la nueva zona y los perfiles de suelos encontrados en el anterior eje.

Después de realizar un ejercicio de comparación crítica entre la descripción visual de la visita especializada de campo (ZEN Geosystem Perú, 2016) y los perfiles de suelo y ensayos del Análisis de Factibilidad (UNI, 2011), se decidió utilizar el suelo encontrado en la perforación P-12 para modelar el subsuelo del nuevo eje, además de la línea sísmica L-08. Esta elección se decidió, principalmente, por la cercanía de los ensayos (son los más cercanos, con todos los datos a menos de 150 metros del nuevo eje), como se puede ver en la Ilustración 1.



Ilustración 1. Ubicación de las perforaciones respecto al eje antiguo de la presa Callazas, con la perforación P-12 y el nuevo eje propuesto localizados. Fuente: propia, basado en UNI (2011).

Además, como se puede ver en la Ilustración 2, existe similitud geológica pues son semejantes en el plano geológico y en la descripción visual. No obstante, es importante recalcar que esta consideración será tomada solamente para hacer un estudio con alcance de Pre-diseño. Para un correcto diseño se deberían realizar perforaciones a lo largo del nuevo eje para comprobar las características reales del suelo, pero estos datos aún no habían sido obtenidos. Además, en la zona del cauce del río se encuentra con total seguridad una capa de cantos rodados que en la construcción debería ser retirada. Estas gravas se pueden ver en las perforaciones P-07 y P-10 del Estudio de Factibilidad (UNI, 2011). Debido al escaso espesor esperado en el estrato gravoso y a la inexistencia de datos exactos se modelará todo el subsuelo del eje como el encontrado en la perforación P-12 y la línea sísmica L-08, como explicado anteriormente.



Ilustración 2. Vista de la ubicación del nuevo eje y de la zona de la perforación P-12 a medio plano, en la izquierda. Fuente: UNI (2011).

Respecto a los estudios de suelo elegidos como representativos, los perfiles y resultados de los ensayos realizados pueden comprobarse en el Anexo 2, que engloba los datos geológicos y los ensayos de suelos. A continuación, puede encontrarse un esquema de los datos que van a ser usados para cada propósito:

- Línea Sísmica L-08: se usarán las velocidades calculadas en el ensayo para determinar la acción del sismo sobre la presa.
- Perforación P-12: se utilizará el perfil del suelo para modelar el subsuelo, tanto para estabilidad como para filtraciones. Además, se usarán los ensayos realizados en esta perforación para completar las características mecánicas que no estén reflejadas en el propio perfil.

Para terminar esta sección, es importante recalcar que las aceleraciones sísmicas de diseño fueron tomadas del Estudio de Factibilidad (UNI, 2011). Estos datos servirán para obtener la

altura de ola por sismo en la zona y verificar la estabilidad. Por su parte, el estudio propone un periodo de retorno para la aceleración de diseño de 475 años. Ello se debe a que es una obra de 50 años de vida útil con una probabilidad de excedencia del 10%. Sin embargo, otras referencias proponen utilizar una aceleración de 1000 años de periodo de retorno como sismo de proyecto si no se tienen estudios específicos del suelo del eje para evaluar la estabilidad de presas de categoría C en zonas de sismicidad alta (Sánchez Caro, 2008). Por ello, al no tener las condiciones exactas de la cimentación del nuevo eje, se propone utilizar el sismo de 1000 años para las verificaciones de estabilidad. No obstante, se analizará la ola de diseño por sismo para un periodo de 500 años, ya que el estudio de la UNI (2011) puede aprovecharse en ese caso al no suponer una variación de las condiciones geológicas generales del embalse, sino solo del eje. Se pueden ver en la Tabla 7 las aceleraciones para diferentes periodos de retorno, incluidos los seleccionados, en función del tipo de terreno:

Tabla 7. Aceleraciones horizontales máximas según período de retorno y tipo de terreno. Fuente: UNI (2011).

Aceleración Horizontal Máxima según Tr y terreno (g)						
Período de Retorno (Tr)	30 años	100 años	200 años	500 años	1000 años	2500 años
Para roca	0.11	0.17	0.21	0.28	0.33	0.43
Para suelo (según modelo CISMID)	0.16	0.26	0.33	0.43	0.54	0.69

4.2.2. De las canteras

En la construcción de una presa de materiales sueltos es de vital importancia estudiar los materiales aprovechables en la zona para su construcción. En el Análisis de Factibilidad (UNI, 2011) se realizó un estudio exhaustivo. Los resultados de las investigaciones y los ensayos, así como las diferentes características de los suelos, se pueden comprobar en el anexo citado anteriormente. A continuación, se puede observar un pequeño resumen de cada una de las canteras:

CANTERA C-1 (a 8.6 km): presenta un material que consiste en arena gruesa con regular porcentaje de gravilla (cercano al 30%) y con presencia de clastos de manera aislada, con un total aprovechable de 1'765,088 m³. El material de interés se encuentra a una profundidad de 0.15 m y se podría extraer a cielo abierto.

CANTERA C-1A (a 4.8 km): el material consiste en una arena fina a media, bajo porcentaje de grava (menor del 15%, y en algunas zonas menor incluso del 4%), con presencia de clastos sub redondeados de manera aislada, con un total aprovechable de 557,180 m³. El material de interés se encuentra a 0.20 m y la exploración sería a cielo abierto.

CANTERA C-2 (a 6.2 km): presenta una arena arcillosa, con presencia aislada de gravas, clastos y bloques sub-angulosos, de consistencia densa, con un total aprovechable de 382,724 de m³. Extracción a cielo abierto, igualmente.

CANTERA C-2A (a 7.4 km): material similar a C-2, pero con 267,102 m³ aprovechables.

CANTERA C-4 (a 26.8 km): cantera de roca volcánica ígnea ignimbritas, de muy buena calidad, con un total de 655,530 m³ aprovechables. Explotación a cielo abierto, con afloramientos a 6.0 m de profundidad.

CANTERAS C-5A y C-5B (a 28.2 km): se encuentra cubierta en su superficie por bloques de piedra de diferentes tamaños, superando algunos de ellos las 15". Por debajo se encuentran dos capas de importancia: una de arcilla de alta plasticidad, de consistencia rígida; y otra de arena arcillosa. Se extraerá la piedra gruesa desbrozando la cobertura, y posteriormente se explotará a cielo abierto. El total aprovechable es de 104,400m³.

CANTERA C-7 (a 12.3 km): grava de tamaños diversos con matriz de arena y limos, con piedras y bloques en forma aislada. Explotación a cielo abierto, para un total de 526,872 m³ aprovechables.

CANTERA TURÚN TURÚN (a 26.3 km): limo de alta plasticidad, con consistencia rígida. Explotable a cielo abierto, para un total de 129,604 m³ aprovechables.

CANTERA DE ROCAS (a 34.1 km): rocas de origen volcánico, andesitas grises de pasta afanítica. Se puede obtener un volumen explotable al 60% de rendimiento de 82,572 m³. Además, es importante saber que la andesita presenta una resistencia a la compresión siempre alta a muy alta (100 MPa a 250 MPa).

CANTERA ARICOTA (a 54.4 km la de arena y a 59 km la de piedra): 10,000 m³ de arena de río y 10,000 m³ de piedra para concreto aprovechables. El agregado fino está conformado por un 13.52% que se retiene en el tamiz 3/8", con un peso unitario suelto de 1.517 gr/cm³, y 1.640 gr/cm³ compactado. El agregado grueso se compone de gravas pobremente graduadas, con 1.451 gr/cm³ de peso unitario suelto, y 1.630 gr/cm³ compactado.

Según la oferta y la necesidad de cada tipo de material por sus propiedades físicas, mecánicas y/o químicas, se elegirá la mejor combinación de canteras para aprovechar al máximo lo explotado y reducir los costos y la afeción ambiental.

5. CÁLCULOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Geometría inicial

Debido a la geotecnia de las inmediaciones (aunque la nueva ubicación mejora en parte el problema relacionado con esta) y a la abundancia de materiales útiles en la zona, se optó por una presa de materiales sueltos. Dentro de este tipo, se eligió el subtipo de sección compuesta que consta de un núcleo central, paramentos exteriores de rip-rap y el resto de material es árido de diferente tipología que forma los espaldones, usando una distribución que aproveche al máximo las canteras de la zona y mejore la estabilidad y las filtraciones.

5.1.1. Borde libre y alturas características

Para calcular el borde libre es necesario conocer las alturas características para los diferentes tipos de llenado de la presa. Según lo estipulado en los datos preliminares, para cumplir con el déficit total con la demanda de proyecto sería necesario tener un Nivel Máximo Normal en la cota 4372.3 msnm. Además, es necesario determinar el efecto y la altura de las olas, tanto por el viento como por sismo.

Para el caso de oleaje por viento, existen algunas tablas que directamente relacionan el fetch y la velocidad del aire con la altura de ola, como la que se puede encontrar en la Tabla 2 de los anexos. La velocidad máxima del viento medida en la estación de Candarave era de 14.4 km/h (INDECI, 2002). Sin embargo, comprobando en diferentes fuentes atmosféricas se observaron vientos de hasta 20 km/h en la zona. No obstante, existe una velocidad mínima de viento a considerar para el diseño de las presas, como se puede ver en la Tabla 8. Estas velocidades mínimas fueron escogidas debido a que eran más críticas y que existía incongruencia en los documentos con información de la región.

Tabla 8. Velocidad máxima del viento en la zona y mínimas a considerar según el Bureau of Reclamation. Fuente: propia.

Velocidad máxima del viento	12,5 millas/hora
Velocidad mínima a considerar para borde libre normal	100 millas/hora
Velocidad mínima a considerar para borde libre mínimo	50 millas/hora

Según lo calculado en los planos del embalse, el fetch es de aproximadamente 2660 metros, lo que correspondería a 1.65 millas. Siguiendo la tabla del Anexo y considerando el fetch de

2.5 millas (del lado de la seguridad) y las diferentes velocidades del viento, se obtienen las alturas de ola de la Tabla 9:

Tabla 9. Alturas de ola por viento para NMN y NAE. Fuente: Propia

Altura de ola para borde libre normal	1.20 m
Altura de ola para borde libre mínimo	0.98 m

Otros diseñadores utilizan la conocida formulación de Stevenson para el cálculo de la altura de ola, reflejada en las Ecuaciones (28) y (29):

$$h_v = \sqrt[4]{F} \quad (28)$$

$$h_v = 0.76 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (29)$$

Siendo F el Fetch en km. Según las Fórmulas (28) y (29), la altura de ola para el borde libre normal sería de 1.28 m y de 0.98 para el borde libre mínimo. Por ello, se consideran más restrictivas que las condiciones de la tabla, y son las elegidas.

Además, se debe incrementar la altura por la influencia del talud de aguas arriba, conocida popularmente como Run-Up. Al ser de enrocamiento, este ascenso de la ola es menor que si la pared del talud fuese lisa, por la mayor disipación de energía que produciría. No obstante, las simplificaciones de diferentes autores y libros proponen un incremento del 50% en la altura de ola para este tipo de taludes. Por tanto, para el borde libre normal se considera una sobrelevación de 1.92 m sobre el NMN, mientras que para el borde libre mínimo se considera una sobrelevación de 1.5 m sobre el NAE, que resulta ser 4373.13 msnm como se puede ver en la sección 5.4. Elementos hidráulicos.

Por otra parte, habría que considerar la creación de oleaje por sismo. Para ello, se utilizará la Ecuación (30) que relaciona la intensidad de sismo (según la escala MKS, Mercalli Modificada o EMS) y el resguardo por ola sísmica (Razkazov et al, 2008)

$$d = 0.4 + 0.76 (I - 6) \quad (30)$$

Sin embargo, el Estudio de Factibilidad (UNI, 2011) sólo proporcionaba la aceleración de diseño del suelo. Por ello, se debe encontrar una relación entre la aceleración del suelo y la Intensidad en una de esas escalas. Se decidió usar el paso a la escala Mercalli Modificada

mediante la Ecuación (31) por tener una buena ecuación de correlación (con desviación estándar de 1.06), al encontrarse la intensidad por debajo de VIII (Wald, D. et al, 1999):

$$Imm = 3.66 \log(PGA) - 1.66 \quad (31)$$

Siendo PGA (cm/s^2) la aceleración pico del sismo e Imm la intensidad en la escala de Mercalli Modificada. Con estos datos, y para la aceleración pico de diseño de la zona para suelos (por dar malos resultados y estar del lado de la seguridad) se obtuvo una intensidad de diseño de 7.95. Con esta intensidad, la ecuación (30) proporciona un resguardo de 1.88 metros. Para el cálculo de la coronación, se deben considerar las tres opciones y elegir el mayor resguardo, según se muestra en la Tabla 10:

Tabla 10. Cotas máximas según situación de cálculo. Fuente: propia

Situaciones de cálculo	Cota nivel agua (msnm)	Sobrelevación (m)	Cota máxima (msnm)
NMN + Sobrelevación oleaje máximo por viento	4372.3	1.92	4374.22
NMN + Sobrelevación oleaje máximo por sismo	4372.3	1.88	4374.18
NAE + Sobrelevación por oleaje en avenidas	4373.13	1.5	4374.63

Esta cota, según algunas referencias, se acostumbra a aproximar al medio metro superior por un motivo de seguridad. Por ello, la cota de coronación final será de 4375 msnm. Sabiendo que la base de la presa está en la cota 4315 msnm, tenemos una altura de presa de 60 metros, 13 metros más alta que la presa del Estudio de Factibilidad (UNI, 2011), pero con una capacidad de prácticamente el doble de volumen, cumpliendo con la mitigación del déficit de agua a largo plazo. Es importante resaltar, a su vez, que la altura de presa anterior era menor por problemas geotécnicos, para no establecer grandes cargas sobre el terreno y presiones de agua que aumentasen las filtraciones.

Por último, se debe dejar claro que esta cota es para la coronación de la presa. El núcleo no llegará hasta esa altura, pero se debe considerar colocarlo tan alto como se pueda para evitar filtraciones a lo largo de la presa. Esta ubicación de la coronación del núcleo dependerá del uso de la superficie de la coronación de la presa. Para este proyecto se considera la cota del núcleo a 4373.5 msnm, altura suficiente para evitar filtraciones por el nivel del agua cuando se encuentre en el NAE, ya que las olas no van a filtrarse hasta aguas abajo.

5.1.2. Taludes de los terraplenes

La consideración inicial para el talud de aguas arriba será de 2:1 por ser de núcleo impermeable mínimo, siguiendo las consideraciones de la Tabla 1 de los anexos.

Para el caso del talud aguas abajo, se considerará asimismo un talud de 2:1. Ambos taludes de los terraplenes deberían ser más tendidos si el análisis por estabilidad fallase, siendo ello verificado en la sección de Cálculo de Estabilidad.

En el encuentro con las laderas, lo recomendado es tender los taludes para que ayuden a evitar filtraciones y a mejorar la estabilidad. Sin embargo, los taludes naturales de la zona considerada para la nueva ubicación del eje son de gran pendiente (superiores al 100% en algunos casos). Por ello, y sabiendo que se va a elegir una solución a base de geosintéticos para impermeabilizar la junta entre la presa y la ladera rocosa, no sería necesario tender más los taludes.

5.1.3. Coronación

El mínimo ancho de coronación debe dar una pendiente que sea segura ante filtraciones cuando el vaso se encuentre lleno. Sin embargo, no podría ser determinado hasta la fase del cálculo de filtraciones. Además, este cálculo es complejo e iterativo por lo que comúnmente se utilizan aproximaciones como la de la Fórmula (5), proporcionada por el Design of Small Dams (Bureau of Reclamation, 2012). Con ella podemos obtener una anchura de coronación de 49.3 pies (15.03 m), que es mayor al mínimo de 12 pies (3.66 m). No obstante, este método es efectivo para presas pequeñas. A partir de cierto ancho de la coronación, la anchura añadida no es significativa. En el caso de estudio se obtendría un ancho de presa demasiado grande que aumentaría los costos de la obra de manera no justificada al no ser proporcional a la reducción de filtraciones. Por ello, se propone utilizar una anchura de coronación de 10 metros que facilitaría la construcción y permitiría el futuro paso de una carretera con arcenes a lo largo de su eje, no solo como un camino de mantenimiento. Ello mejoraría la comunicación de la región sin aumentar excesivamente el costo.

A la conclusión del proyecto, se considera la colocación de gravilla seleccionada con tamaño comprendido entre 3/8" y 1 1/2", que sirva de base para el asfalto de una futura carretera sobre la coronación. Este material será obtenido de la cantera C-7 mediante un proceso de criba

que separará los tamaños de los áridos gruesos en dos y eliminará el material fino para mejorar la calidad de estas capas.

El drenaje superficial de la corona se obtiene dándole un bombeo transversal del 2%, el mínimo recomendado por el MTC (2013) para el transporte hacia el talud de aguas arriba, lo que ocasiona un buen funcionamiento drenante, a la vez que no desperdicia el agua que se precipite sobre esa superficie, acumulándola en el vaso.

No será necesario considerar una contraflecha extra, debido a que se prevé consolidar el núcleo conforme se construye. Al no existir grandes precipitaciones en la zona que dificulten este proceso en los núcleos de arcilla, es viable. Además, la cimentación es buena según la inspección visual realizada en la visita especializada de campo (ZER Geosystem Perú, 2016). El escaso asentamiento que pueda tener será absorbido por los decímetros que se añadieron a la consideración de borde libre frente a oleaje.

5.1.4. Protección de los paramentos

5.1.4.1. Protección del paramento aguas arriba

Según los cálculos de la ola de diseño, se prevé oleaje en el rango de 4 a 6 pies. Por ello, será necesaria una protección con enrocamiento de 15 pulgadas de tamaño medio, y un espesor de 24 pulgadas según lo establecido por Sherard et al (1963). Esta recomendación considera ese espesor incluyendo tanto el propio rip-rap como la transición gradual hasta el filtro. Sin embargo, otras referencias recomiendan 36 pulgadas de espesor, por lo que se usará enrocamiento de 15 pulgadas hasta 24 pulgadas de espesor, a partir del cual se considerará el uso de grava que haga de transición entre la capa externa y el resto de la presa, lo que evitará la fuga de material interno.

Para cumplir con la resistencia al oleaje, se considerará el uso de rocas de la cantera C-4, rocas ígneas de buena calidad con un peso específico de 2.62 ton/m^3 . La colocación del rip-rap será a volteo debido a la cantidad necesaria y el mejor desempeño de este comparado con la colocación manual. Para la transición, se usará la grava que es retenida en el tamiz de 2" de la cantera C-7, la cual corresponde a un 20% en peso del total.

Como el oleaje es mínimo debido al escaso viento, se desconsideró el uso de la pantalla de concreto, debido a que además se estarían causando mayores presiones en la cimentación.

Además, se tiene el material de la cantera C-4 que puede ser usado para este fin, por lo que sería más barata la opción elegida.

5.1.4.2. Protección del paramento aguas abajo

Debido a que la zona es árida, y para evitar el consumo de agua en posibles épocas de escasez, se descarta el uso de cubierta vegetal aguas abajo. Por ello, se usará un recubrimiento a base de roca de la cantera C-4, de 12 pulgadas de espesor y con menores necesidades de tamaño debido a la no existencia de oleaje en este talud (se considera 7.5” de diámetro medio).

5.1.5. Transición entre zonas

Según lo revisado en el marco teórico, entre zonas de finos y zonas de áridos gruesos se deberá colocar un filtro si es que no cumple con los criterios de transición. Estos criterios se basan en la relación entre diámetros característicos de los materiales usados para la presa.

Para el material del núcleo se usará una mezcla de las canteras C-2 y Turun Turun, por lo que se prevé lo suficientemente impermeable: un mínimo de 10^{-5} cm/s, aconsejándose de 10^{-6} a 10^{-7} cm/s (SPANCOLD, 2016). Para el resto de capas, empezando desde el exterior, entre el rip-rap y el resto del material grueso se colocará una capa de grava que sirva como transición y cama para el enrocamiento de protección. El tamaño y la procedencia de estos materiales ya está reflejado en la sección de protección de paramentos.

Bajo la capa de grava seleccionada irá el propio cuerpo de la presa con el material no necesario para los paramentos, dividido en dos zonas de diferentes características que se vayan acercando a las cualidades necesarias para retener el núcleo. En principio se podría proponer el uso de una única zona con material de la cantera C-7, pero es necesaria una transición debido a la relación entre los diámetros característicos del material de las canteras del núcleo y el espaldón, como puede verse en la Tabla 11:

*Tabla 11. Relaciones características de filtro entre el material de espaldón y de núcleo.
Fuente: propia*

Relación de filtro	C7 / C-2	C7 / Turun	Requerimiento	Cumple?
D15filtro/D15suelo	≥ 5	≥ 5	≥ 5	Sí
D15filtro/D85suelo	0.02	3.29	≤ 5	Sí
D50filtro/D50suelo	12.74	126.04	≤ 25	No

Como puede verse en la Tabla 11, el material de las canteras que forman el núcleo y los espaldones no cumple todas las relaciones de filtro. Por ello, se requiere una transición que será ejecutada con material de las canteras C-1, C-1A y Aricota. Para el análisis de filtro se consideró la cantera C-1 como característica al faltar datos del resto. En la Tabla 12 puede verse cómo esta transición cumple con los requerimientos de filtro:

*Tabla 12. Relaciones características de filtro entre el material de núcleo y de transición.
Fuente: propia*

Relación de filtro	C1 / C-2	C1 / Turun	Requerimiento	Cumple?
D15filtro/D15suelo	≥ 5	≥ 5	≥ 5	Sí
D15filtro/D85suelo	0.01	2.53	≤ 5	Sí
D50filtro/D50suelo	2.41	23.82	≤ 25	Sí

Por último, se debe comprobar que no va a existir fuga del material de C-1 a través del espaldón (de la cantera C-7). Para ello, se deben comprobar las dos relaciones de filtro indicadas en la Tabla 13:

*Tabla 13. Relaciones características de filtro entre el material de transición y del espaldón.
Fuente: propia*

Relación de filtro	C7 / C-1	Requerimiento	Cumple?
D15filtro/D85suelo	0.02	≤ 5	Sí
D50filtro/D50suelo	5.29	≤ 25	Sí

5.1.6. Cimentación

La cimentación del eje actual de la presa es mejor que la del eje anterior (ZER Geosystem Perú, 2016). Por ello, a priori, teniendo una presa de materiales sueltos que se caracteriza por la necesidad de una escasa capacidad portante no será necesario realizar ninguna mejora de la cimentación, exceptuando el desbroce de la zona y la retirada del material perjudicial del cauce del río. Sin embargo, en la Sección 5.2. Estabilidad se verá si la capacidad portante de la cimentación es suficiente o si hay que realizar inyecciones de lechada u otras soluciones que la mejoren. En el caso de estudio, viendo el perfil de la perforación P-12, la cimentación de la zona está principalmente conformada por estratos con granulometría gruesa, aunque también existe una parte de roca blanda. De hecho, se puede ver que hasta la profundidad de 14 m destacan las arenas, mientras que a mayor profundidad sobresalen las gravas, bolones y bloques.

Por otro lado, las capas de arena de la cimentación podrían sufrir licuefacción. Sin embargo, según el SPT de la perforación P-12, correlacionándolo con su densidad relativa, estas arenas

tienen una densidad relativa alta, por lo que no sería necesario un tratamiento para evitar la licuación de estos suelos.

5.1.7. Núcleo

El núcleo considerado será el mínimo de los reflejados en la Figura 1 del Anexo 1, ya que se van a tomar medidas que reduzcan las filtraciones por la cimentación si fueran necesarias. Por ello, las dimensiones consideradas son de 10 pies (o 3 m en la aproximación a las medidas del Sistema Internacional) de anchura de coronación y un talud de 1/2H:1V, lo usado por la mayoría de presas compuestas con núcleo mínimo.

La anchura horizontal mínima del núcleo será de 3 m, situada a una altura tal que se eviten filtraciones cuando el embalse esté en el nivel máximo del agua, varios pies por encima. Además, se considerará el problema de congelación para núcleos de arcilla en ubicaciones frías debido a que se llega a temperaturas mínimas cercanas a los 0 °C. Por este motivo, se aumentará en parte esa altura hasta la cota de 4373.5 msnm. Con esta cota de la coronación del núcleo, conseguimos superar por casi cuatro pies el NMN (4372.3 msnm) y por poco más de un pie el NAE (4373.13 msnm).

5.1.8. Drenaje superficial

Para el pre-diseño, se considerará el uso de cunetas en el pie del talud aguas abajo y en los estribos. Estos elementos de drenaje longitudinal conducirán el agua hasta el cauce del río aguas abajo. Se podría estimar el uso de cunetas triangulares sin revestimiento de anchura total de 30 cm según la experiencia adquirida en proyectos anteriores (Pérez, M, 2015). Por otra parte, como explicado, la coronación tiene drenaje mediante el bombeo transversal de la capa superficial hacia aguas arriba para el máximo aprovechamiento del agua.

5.2. Estabilidad

Como se consideró en el Capítulo 3, la estabilidad se analizará mediante el método de rebanadas de Spencer (1967), gracias al uso del programa GeoSlope©. Debido a que el alcance de este trabajo es un diseño a nivel preliminar por la falta de datos geotécnicos exactos del nuevo eje, la estabilidad de la presa se estudiará para la sección que coincide con el lecho natural del eje. Esta sección es la de mayor altura, por lo que es la más desfavorable siempre y cuando no se tengan datos de la geotecnia que indiquen lo contrario.

La sección en cuestión será analizada para las diferentes situaciones críticas recomendadas, comparando los valores mínimos del factor de seguridad obtenidos con los proporcionados

por las normas, usando como primera referencia la del USBR. Estos coeficientes se pueden ver en la Tabla 2. Si los valores conseguidos del análisis fueran menores que los establecidos, se corregirá la sección proponiendo soluciones basadas en proyectos exitosos y referencias, tanto nacionales como internacionales.

Para analizar estos casos, primero se debe determinar la sección a analizar y las propiedades de los materiales característicos de cada una de las zonas de la infraestructura, además de las cargas inducidas en la zona: la de sismo es la más representativa.

5.2.1. Estabilidad en la construcción o a su final

En este caso se va a analizar hipótesis de falla en el proceso constructivo, con una probabilidad de fallo en la estabilidad del 5%. El Factor de Seguridad mínimo establecido en la Tabla 2 es de 1.25.

Según el Análisis de Factibilidad (UNI, 2011), la construcción de la antigua presa tenía una fase de construcción de 4 años. Para el caso, se va a proponer un periodo de estudio de 10 años por el tiempo de la propia construcción y el llenado del embalse, además de posibles retrasos en la ejecución de la obra. Para conocer la aceleración a utilizar, se debe determinar el periodo de retorno para este caso con la Ecuación (32):

$$P_{falla} = 1 - e^{-\frac{t}{T}} \quad (32)$$

Con la Fórmula (32) y sabiendo que el tiempo de exposición (t) para esta situación es de 10 años, con una probabilidad de falla (P_{falla}) del 5%, el periodo de retorno (T) a utilizar es de 200 años. Según este dato, la aceleración horizontal usada para el modelo será de 0.21g (ver Tabla 7). Una de las situaciones a analizar será con una altura de núcleo descubierta para analizar espesores estables sin protección que faciliten la construcción.

Además de analizar la estabilidad en estas situaciones, se deben seguir recomendaciones generales en la fase de construcción. Una de ellas es la consolidación del núcleo conforme se construye, así como la compactación de los materiales del manto para que protejan de forma eficiente la zona central. Ello debe ser ejecutado a la par que se realiza el propio vertido del material para evitar futuros asentamientos y agrietamiento, así como una reducción de las propiedades resistentes del cuerpo.

5.2.2. Estabilidad a largo plazo, embalse lleno

La condición estable producida con la máxima saturación del terraplén es la más crítica de las que se presentan después de la construcción para la estabilidad del talud de aguas abajo. Por tanto, uno de los datos de entrada al programa será que la salida de la superficie de falla esté en ese talud. El Factor de Seguridad mínimo establecido en la Tabla 2 es de 1.5.

Otra condición de contorno inicial es el nivel del agua: se propone el uso del NMN (4372.30 msnm). Podría pensarse en usar el NAE, pero este no debe considerarse porque son fluctuaciones puntuales de la cota que van a durar escasas horas. Debido a esa escasa duración y a que el núcleo tiene una permeabilidad baja, la influencia aguas abajo de esta fluctuación es nula.

5.2.3. Estabilidad tras desembalse rápido

Esta condición es la más crítica para el talud de aguas arriba. El Factor de Seguridad mínimo establecido en la Tabla 2 en este caso es de 1.2. Para analizar esta situación, clásicamente existían dos tipos de procedimientos de análisis: la aproximación no drenada basada en las tensiones (para materiales impermeables, calculando las presiones de poros inmediatamente después) y la aproximación de flujo (para materiales permeables rígidos como suelos granulares, con la aproximación de Darcy). Posteriormente, aparecieron los análisis acoplados que daban una solución razonable y consistente, solucionando casos generales en condiciones saturadas / no saturadas. El método elegido es uno que tiene preconfigurado el software GeoSlope©, formulado por Duncan et al. (1990).

Para el análisis de presas para riego, esta situación es de extrema importancia debido a razones operacionales: los desembalses de 0.1 m/día son usuales, de 0.5 m/día son significativos, y mayores a 1 m/día son excepcionales. La mayoría de fallas a lo largo de la historia sucedieron con el agua a mitad de altura, con desembalses nada excepcionales como 0.15 m/día. Sabiendo que existe un 10% de probabilidades de no cumplir con la demanda anual, se puede deducir que existirán años en los cuales el agua descienda hasta el nivel mínimo del desagüe de fondo.

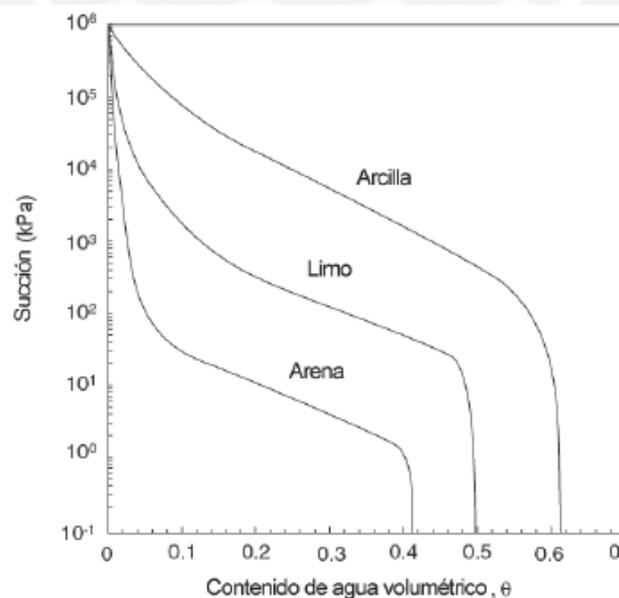
El cambio de nivel implica un cambio en las condiciones de tensión total del talud y en las condiciones de borde hidráulicas. El cambio en las tensiones totales produce una variación en la presión de poros, cuya intensidad depende del comportamiento constitutivo del suelo.

Si la permeabilidad del suelo es alta, la presión de poros se disipará rápido constituyendo una reacción drenada del talud.

Del Capítulo 4 se puede obtener que el máximo caudal demandado mensual es de $2.38 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual genera un volumen desembalsado en un día de $205,632 \text{ m}^3$. Suponiendo un caso de sequía extrema en la que no hay ingreso de agua (siendo esta situación improbable porque parte del caudal de ingreso es de deshielo, pero debido al cambio climático se debe tomar en consideración), el embalse podría bajar desde su cota de NMN (4372.3 msnm) hasta su nivel del desagüe de fondo (4342.1 msnm) en menos de 87 días. Ello genera un descenso medio de 34.3 cm al día, pero en las cotas próximas al desagüe se alcanzan picos mayores a 1 m/día .

Otro análisis interesante sería el de Desembalse Inmediato. Esta situación no se consideró para diseño porque no es escenario normal. De hecho, si existiese un desembalse inmediato sería porque la presa habría fallado ya. Por ello, sería interesante estudiarlo para el impacto de la falla de la presa aguas abajo, porque así podríamos determinar el tipo de falla de los terraplenes y el volumen masivo que saldría del embalse hacia la cuenca aguas abajo. Como en este trabajo sólo se analiza el diseño, no se comprobará esta situación.

Para poder definir la variación de presiones intersticiales a lo largo de la presa, se debe realizar un análisis transitorio de flujos en la sección. Este será realizado con SEEP/W©, de la misma compañía que el software utilizado para la estabilidad.



Ábaco 2. Curvas características de succión en función del contenido volumétrico de agua.
Fuente: Lu Ning y Likos W. J. (2004).

Las permeabilidades de las zonas pueden dar una aproximación de la napa freática dentro de la presa y de sus presiones, pero la succión es incluso más importante en este caso. Esta retrasará la disipación de las presiones intersticiales, generando grandes tensiones que pueden llevar a la falla de la presa. Esta succión fue aproximada siguiendo el Ábaco 2, utilizando la nomenclatura del SUCS y el contenido de agua volumétrico. No se sabe en cada momento cuál es el valor de ese parámetro, pero sí que en condiciones saturadas es equivalente a la humedad, de la cual sí se tienen datos:

5.2.4. Estabilidad en sismo

En el caso de sismo, en la Tabla 2 se propone un Factor de Seguridad de 1.1, aunque existen casos en los cuales se acepta 1. Por otra parte, como ya se estableció en el Capítulo 4, para los cálculos de estabilidad con sismo se usarán los sismos con probabilidad de falla del 5% debido a las investigaciones relacionadas con la presa del río La Leche (Sánchez Caro, 2008). Esto supone el uso del sismo de $T_r=1000$ años para situaciones normales. Sin embargo, para el caso de estabilidad en la construcción, se usará el de 200 años al ser el correspondiente para una idéntica probabilidad de falla teniendo en cuenta que el tiempo de exposición de esta última hipótesis va a ser menor.

Por otra parte, respecto al caso de desembalse rápido, al utilizar dos situaciones no habituales, con una probabilidad de falla independiente cada una, un procedimiento razonable para calcular el sismo de diseño sería combinar estas situaciones para tener una probabilidad de falla final del 5%. Para calcular los descensos de nivel representativos de determinadas probabilidades de falla se utilizó el Ábaco 1, el cual relaciona la garantía de suministro en función de la capacidad del embalse. En la Ecuación (33) se puede ver la relación entre los periodos de retorno de ambos eventos para un evento global del 5% de falla:

$$0.05 = \left(1 - e^{-\frac{50}{T_{sismo}}}\right) \times \left(1 - e^{-\frac{50}{T_{descenso}}}\right) \quad (33)$$

En la Tabla 14 se pueden ver los descensos de la línea piezométrica a utilizar en las diferentes situaciones analizadas, junto con su sismo correspondiente:

Tabla 14. Descenso de nivel máximo posible para combinar con cada sismo. Fuente: propia.

Tr sismo	Probabilidad de sismo	Probabilidad de descenso	Volumen útil necesario (MMC)	Cota final (msnm)	Descenso de nivel (m)
500 años	0.095	0.525	5.5	4367.15	5.15
200 años	0.221	0.226	11	4360.17	12.13
100 años	0.394	0.127	17	4345.68	26.62
30 años	0.811	0.062	Todo	4342.10	30.20

Respecto a la aceleración inducida por el sismo dependiendo del periodo de retorno, se debe determinar si el subsuelo corresponde con el modelo de una roca o de un suelo. Debido a que no se tienen análisis en el lugar de estudio, se eligió la línea sísmica L-08 como representativa por la similitud visual y geológica de la zona con la del nuevo eje. El perfil de velocidades de propagación de las ondas P puede verse en la Figura 4:

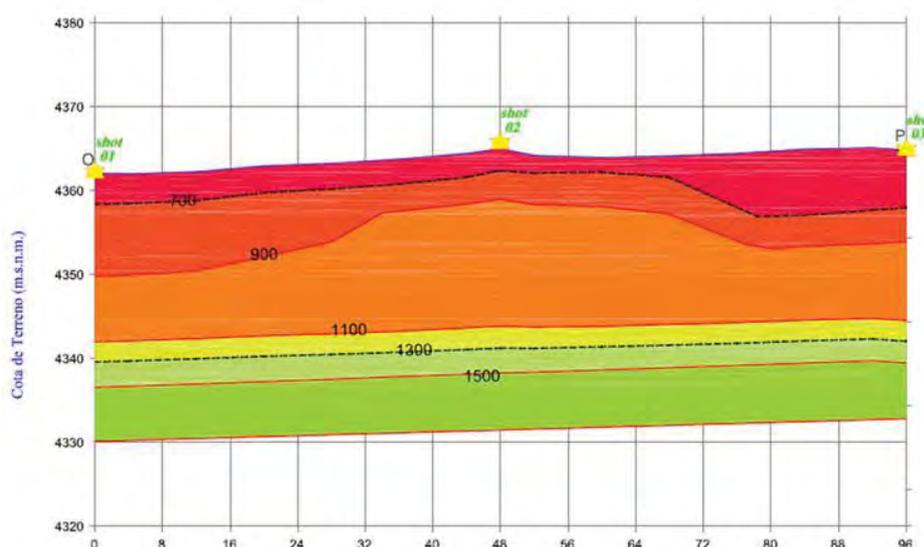


Figura 4. Línea Sísmica L-08, característica de la zona del nuevo eje. Fuente: UNI, 2011.

Según el perfil sísmico, se estimó que el terreno superficial tiene una velocidad de propagación de las ondas P de 700 m/s. Sabiendo que las ondas S van a una velocidad un poco menor, se puede estimar que el subsuelo es roca o suelo muy rígido (Norma E.030, 2016). De hecho, observando en el Anexo 1 el registro del sondeo rotativo de la perforación P-12, podemos ver que el subsuelo cercano a la superficie se compone de roca blanda y suelos muy compactos (con densidades relativas altas deducidas del rechazo en el SPT). Debido a ello, para el nuevo eje se utilizarán las aceleraciones correspondientes a roca.

Por último, en caso de utilizar métodos pseudo-estáticos para el diseño de los taludes, es de importancia saber que se estila utilizar un valor de coeficiente sísmico variable entre 1/3 y

2/3 de la aceleración máxima de diseño (PGA). Del mismo modo, de acuerdo a las recomendaciones del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (Hynes-Griffin M.E. & Franklin A.G., 1984), se sugiere el uso de un coeficiente sísmico pseudo-estático igual al 50% de la PGA. Sabiendo esto, las aceleraciones máximas horizontales y sus correspondientes coeficientes sísmicos pueden ser encontradas en la Tabla 15. A su vez, la aceleración horizontal es comúnmente utilizada como el doble de la vertical, aunque esta simplificación es demasiado conservadora. De hecho, en Chile normalmente se utiliza el factor de 1/3. Por ello, utilizando el 50% estaremos siendo conservadores.

Tabla 15. Aceleración horizontal máxima y coeficiente sísmico horizontal según periodo de retorno y situación de análisis. Fuente: propia.

SITUACIÓN	Tr	Aceleración horizontal máxima (g)	Coeficiente sísmico horizontal	Coeficiente sísmico vertical
Fin de construcción	200 años	0.21	0.105	0.053
A largo plazo	1000 años	0.33	0.165	0.083
Desembalse rápido de 5.15 m	500 años	0.28	0.140	0.070
Desembalse rápido de 12.13 m	200 años	0.21	0.105	0.053
Desembalse rápido de 26.62 m	100 años	0.17	0.085	0.043
Desembalse rápido de 30.2 m	30 años	0.11	0.055	0.028

5.2.5. Análisis previo

Para un análisis previo, se realizó una sección simplificada con núcleo y espaldón, utilizando los áridos de las canteras que se habían elegido para estas zonas. Además, las líneas piezométricas internas al cuerpo de presa se deducen. Más tarde se verá que estas suposiciones fueron tomadas erróneamente, pero sí sirvió para conocer de una forma simplificada cuál iba a ser la situación más crítica. En la Tabla 16 se pueden ver los diferentes Factores de Seguridad obtenidos en las situaciones estáticas. Además, en la Figura 15 se encuentran las correspondientes superficies críticas de deslizamiento:

Tabla 16. Factores de Seguridad según el análisis de estabilidad previo. Fuente: propia.

SITUACIÓN	FS Talud aguas arriba		FS Talud aguas abajo	
	Análisis	Mínimo	Análisis	Mínimo
Fin de construcción	1.46	1.3	1.44	1.3
A largo plazo	-	1.5	1.80	1.5
Desembalse rápido	0.58	1.2	-	-

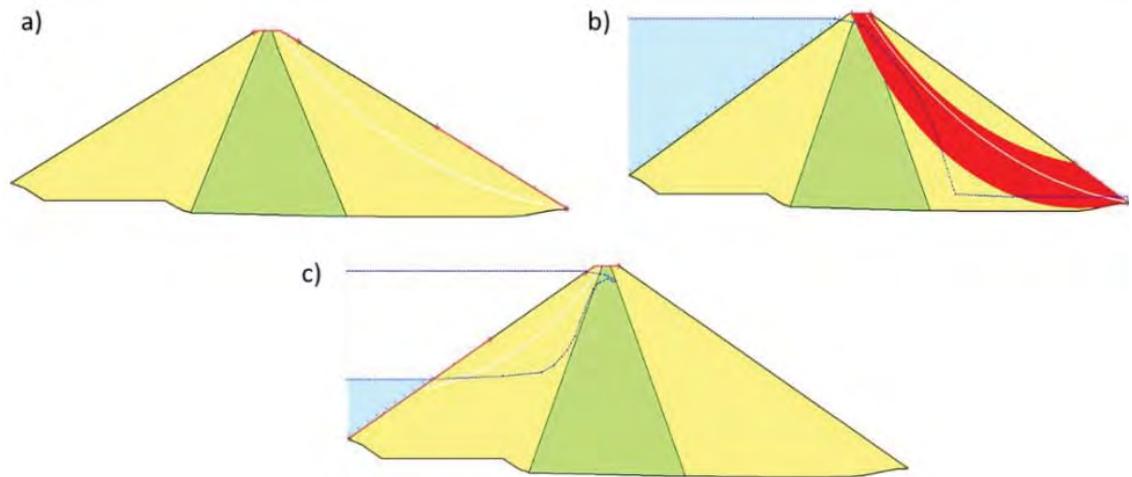


Figura 5. Superficies de deslizamiento de los taludes para las situaciones: a) Fin de construcción, b) A largo plazo, c) Desembalse rápido. Fuente: propia.

Como se puede ver en la Figura 15, el desembalse rápido va a ser la situación más crítica en comportamiento estático. Sin embargo, en este caso no se ha considerado todavía el efecto estabilizador que causa el enrocado aguas arriba o la distribución de presiones intersticiales real, pero tampoco se ha estudiado con la fuerza desestabilizadora del sismo. Además, en el siguiente análisis se introducirá la correcta zonificación de la infraestructura, colocando un dren aguas abajo que disipará las presiones intersticiales del espaldón correspondiente, generando una estabilización de ese talud.

5.2.6. Análisis completo

La sección del análisis completo seguirá las determinaciones establecidas en la sección “5.1. Geometría inicial”, como puede verse en la Figura 6:

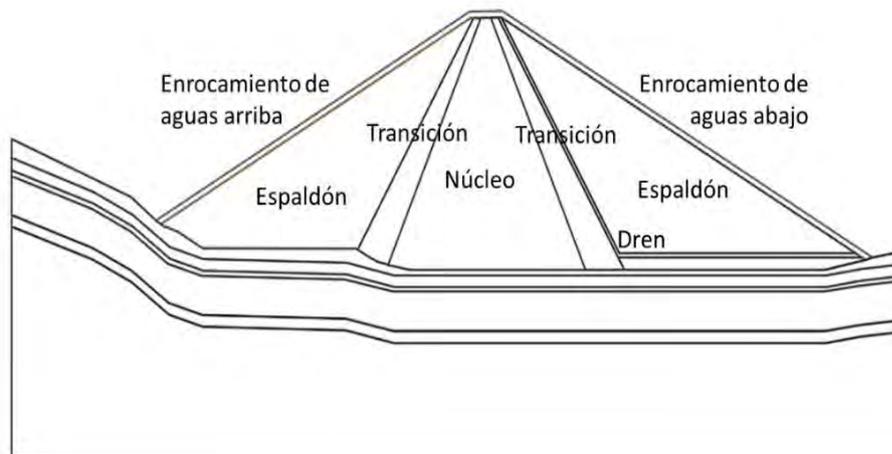
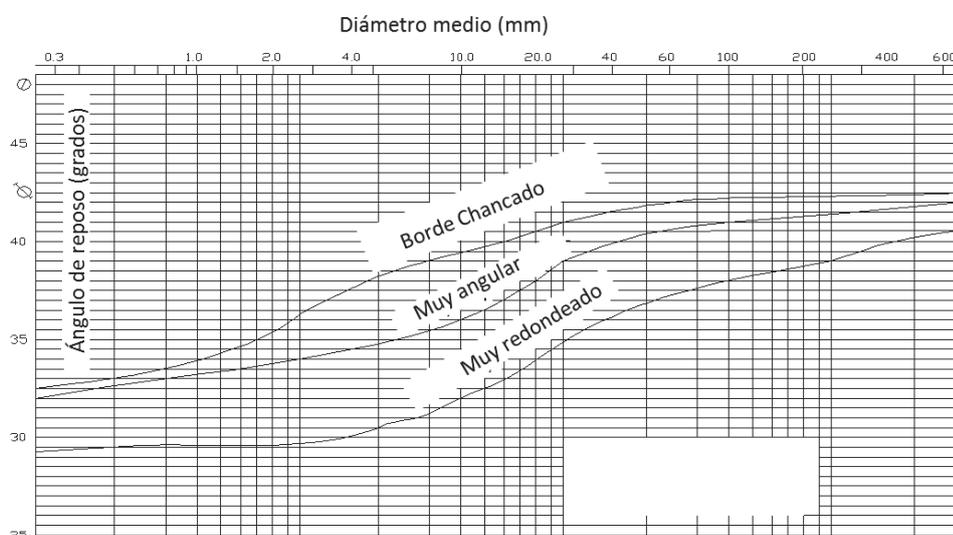


Figura 6. Sección transversal a analizar. Fuente: propia.

Sabiendo que el talud de aguas arriba está protegido con enrocamiento de 15" de diámetro y considerando que el de aguas abajo estará cubierto por uno similar, pero de 7.5" de tamaño medio, se puede calcular el ángulo de fricción equivalente de cada una de estas capas entrando en el Ábaco 3. Con 15" (381 mm) y borde chancado (al provenir de cantera), se obtiene un ángulo de rozamiento interno de 42.5°. Para el otro caso, se tendrá un equivalente de 42.2°. Además, algunas recomendaciones sugieren un coeficiente de esponjamiento de 1.3 (como media) entre la densidad de la roca y la densidad del propio enrocamiento colocado. Por ello, sabiendo que el peso específico de la roca es de 25.6 KN/m³, se puede deducir que el del enrocamiento será de 19.7 KN/m³.



Ábaco 3. Ángulo de fricción según forma y diámetro del enrocamiento. Fuente: Rojas, H. (2004)

Según todas las indicaciones anteriores y las propiedades de las canteras y mezclas propuestas en el Análisis de Factibilidad (UNI, 2011), en la Tabla 17 se pueden visualizar las propiedades determinantes para un análisis de estabilidad de cada una de las zonas características:

Tabla 17. Propiedades mecánicas de las zonas características de la presa. Fuente: propia.

ZONA	CANTERA	γ (KN/m ³)	RESISTENCIAS EFECTIVAS	
			c (KPa)	ϕ (°)
NÚCLEO	C-2 y Turun Turun	19	25	22
TRANSICIÓN	C-1, C-1A, Aricota	19	10	36
ESPALDÓN	C-2, C-2A, C-7	22	10	38
DREN CHIMENEA	Aricota	21	5	36
ENROCADO AGUAS ARRIBA	C-4	19.7	0	42.5
ENROCADO AGUAS ARRIBA	C-4	19.7	0	42.2

Por otra parte, es necesario determinar las propiedades del propio subsuelo existente bajo el eje. Como se comentó anteriormente, en el caso de estudio se usó el perfil de la perforación P-12 (UNI, 2011) como el encontrado bajo el actual eje. Este perfil se ubicó en el centro del núcleo y se hizo una proyección del perfil del suelo aguas arriba y aguas abajo, según los criterios utilizados para proyectar la geología en la enseñanza universitaria de la Universidad de Cantabria. Debido a que esta perforación estaba en un lateral del antiguo eje, no existe un análisis completo de sus propiedades, pero existen algunas correlaciones que pueden proporcionar las propiedades mecánicas de cada capa para un Modelo Mohr-Coulomb. Una de estas correlaciones es la de Karol (1960), que se puede ver en la Tabla 18:

Tabla 18. Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno en función del SPT. Fuente: Department of the Navy (1982).

TIPO DE SUELO Y GOLPES DE SPT	Cohesión (KPa)	Ángulo de rozamiento interno (°)
SUELOS COHESIVOS		
Muy blandos (SPT < 2)	12	0
Blandos (2-4)	12-24	0
Firmes (4-8)	24-48	0
Rígidos (8-15)	48-96	0
Muy rígidos (15-30)	96-192	0
Duros (>30)	192	0
SUELOS GRANULARES		
Sueltos (<10)	0	28
Medios (10-30)	0	28-30
Densos (>30)	0	32
SUELOS INTERMEDIOS		
Sueltos (<10)	4.8	8
Medios (10-30)	4.8-48	8-12
Densos (>30)	48	12

Tabla 19. Propiedades mecánicas de los estratos del subsuelo en la zona del eje de la presa. Fuente: propia.

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS CAPAS DEL SUBSUELO						
Profundidad (m)	SUCS	Litología	Peso específico (KN/m ³)	Nspt	c (Kpa)	Ø (°)
0.00 - 1.30	Roca blanda	Toba redepositada compacta. Impermeable	16.6	-	9.81	36.5
1.30 - 4.00	SP	Arena suelta de grano grueso. Permeable	14	Rechazo	0.00	32
4.00 - 5.00	SM	Arena tobacea suelta. Semi permeable	16	Rechazo	0.00	32
5.00 - 14.20	SP	Arena suelta de grano medio a grueso, con 10% de grava media. Permeable	15	Rechazo	0.00	32
14.20 - 17.00	GP - GW	Bloques y bolones centimétricos y métricos de andesitas de forma angulosa, en matriz de limos arenosos compactos. Semi permeable a impermeable	20	Rechazo	19.61	37
17.00 - 21.00	GP - GW	Cantos y gravas sueltas de andesitas de forma angulosa, en matriz arena limoso. Semi permeable	20	Rechazo	48.00	12
21.00 - 50.00	GP - GW	Bloques y bolones centimétricos de andesitas de forma angulosa, en matriz de arena limosa. Semi permeable a permeable	20	-	14.22	29.23

Realizando una aproximación de los parámetros faltantes según la correlación de Karol (1960), se pueden obtener las propiedades mecánicas del subsuelo, como se puede observar en la Tabla 19. En ella, se pueden ver sombreados de verde los datos que tenemos del informe de la UNI (2011), y en blanco los datos que se han correlacionado o deducido de otras inspecciones. Eso sí, la Tabla 19 contiene valores que pueden llevar a la controversia. Sin embargo, los valores de cohesión y ángulo de fricción que no partían como datos iniciales fueron calculados por medio de las directrices de la Tabla 18. Aunque se sabe que estos valores no son reales, sino simples aproximaciones, se decidió su uso por la necesidad de completar todos los datos para el ingreso al software Geoslope©.

La Tabla 17 y la Tabla 19 indican los parámetros en la situación estática. Sin embargo, cuando se realiza un Análisis Pseudo-Estático usando condiciones no drenadas, se deben introducir los parámetros efectivos, pero además se debe establecer un acotado para la cohesión ($c_r > c$) y para el ángulo de fricción ($\phi_r < \phi$), que representan las condiciones de resistencia no drenadas. En una situación de proyecto real, se debería hacer un análisis de estos parámetros en diferentes situaciones por medio de los variados tipos de ensayos triaxiales. Sin embargo, sólo se poseen estos datos de alguna capa, los cuales serán considerados en las susodichas y deducidos de una manera equivalente para el resto de zonas y estratos. Asimismo, las condiciones no drenadas sólo fueron estipuladas en el subsuelo. Sin embargo, al considerar los parámetros no drenados cercanos a los efectivos, se estarían considerando prácticamente unas condiciones drenadas. Introduciendo todos estos parámetros y la sección de diseño en el análisis, se pueden obtener los Factores de Seguridad para los casos estáticos, según indica la Figura 7:

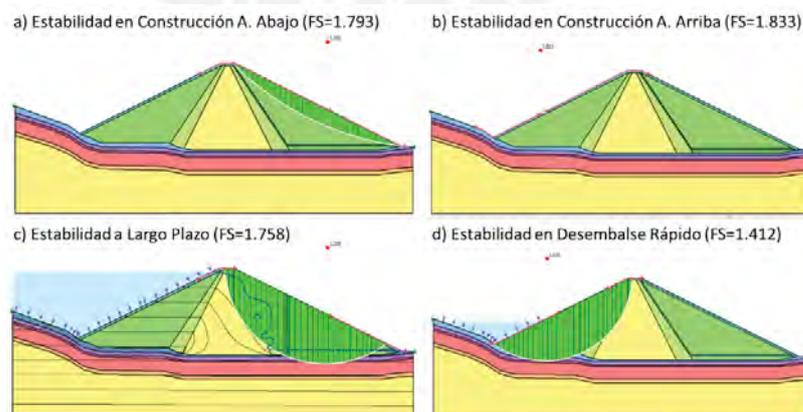


Figura 7. Resultados de los análisis de estabilidad en condiciones estáticas para la sección más vulnerable. Fuente: propia.

Por otra parte, analizando la sección durante su construcción con las cargas sísmicas, se obtuvieron los Factores de Seguridad de la Figura 8 y la Figura 9:

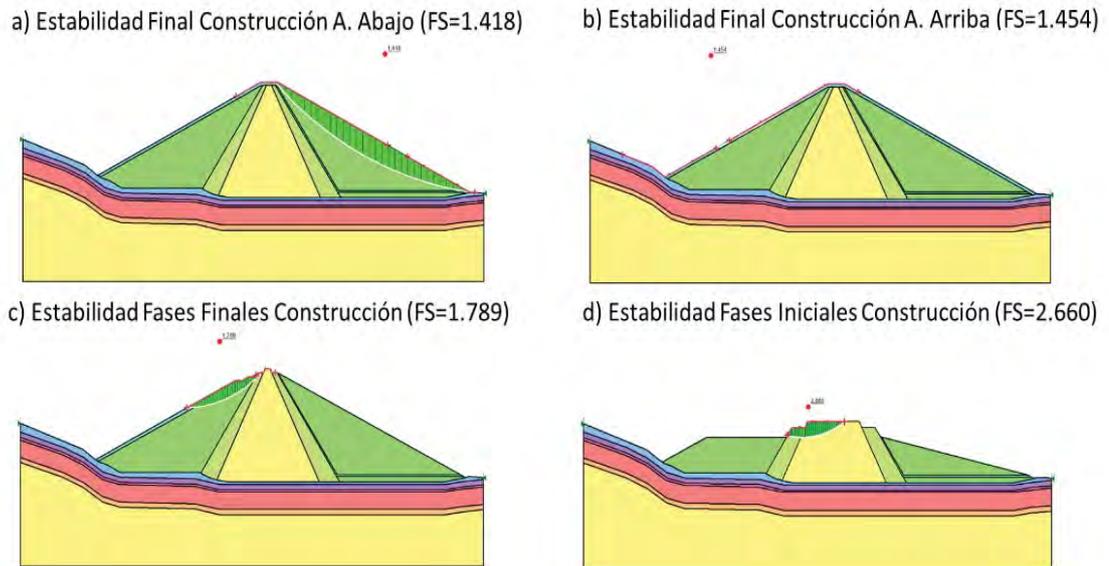


Figura 8. Resultados del análisis de estabilidad con cargas sísmicas para diferentes hipótesis durante la construcción. Fuente: propia.

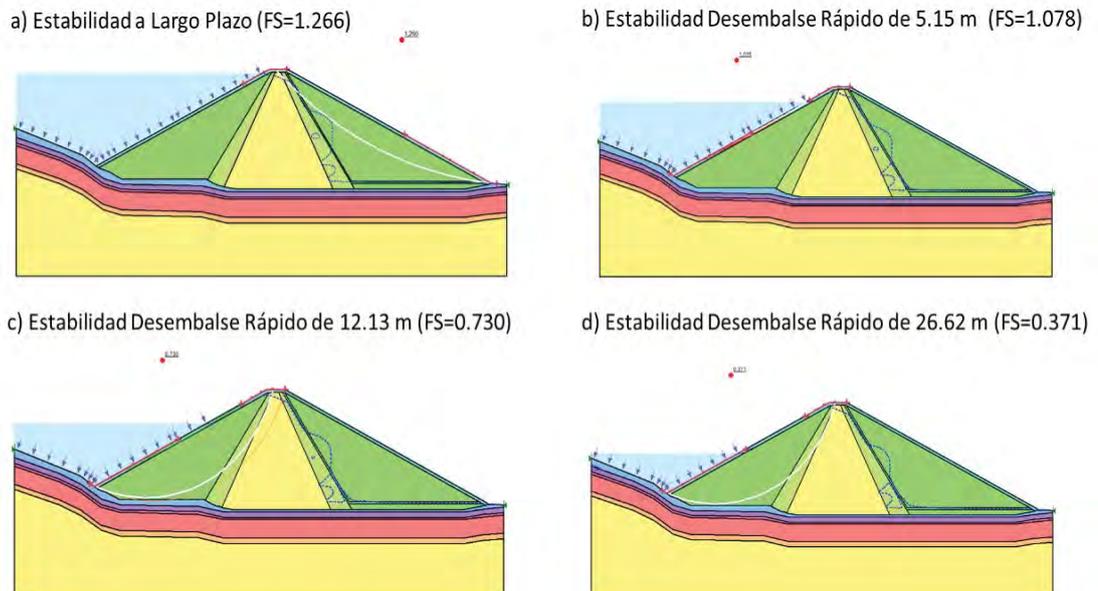


Figura 9. Resultados del análisis de estabilidad con cargas sísmicas para la situación a largo plazo y los diferentes desembalses rápidos.

Finalmente, los resultados favorables y desfavorables del análisis están expuestos en la Tabla 20. Como se puede ver, existe un incumplimiento en la situación de desembalse rápido con sismo. Por ello, en la siguiente sección se propondrán las soluciones, analizando su eficacia con un nuevo análisis de esa situación crítica.

Tabla 20. Factores de seguridad obtenidos del análisis y los respectivos mínimos. Fuente: propia

SITUACIÓN	FS Talud aguas arriba		FS Talud aguas abajo	
	Análisis	Mínimo	Análisis	Mínimo
Fin de construcción	1.83	1.3	1.79	1.3
A largo plazo	-	1.5	1.76	1.5
Desembalse rápido	1.41	1.2	-	-
Fin de construcción + sismo de T=200 años	1.45	1.1	1.42	1.1
A largo plazo + sismo de T=1000 años		1.1	1.27	1.1
Desembalse rápido de 5.15 m + sismo de T=500 años	1.08	1.1		1.1
Desembalse rápido de 12.13 m + sismo de T=200 años	0.73	1.1		1.1
Desembalse rápido de 26.62 m + sismo de T=100 años	0.37	1.1		1.1

5.2.7. Soluciones propuestas

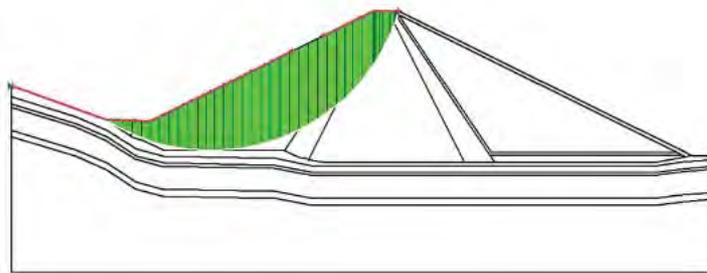
Como se puede ver en los resultados de la sección anterior, se produciría falla en diferentes situaciones de desembalse rápido. Es importante destacar que en el caso de descenso leve con sismo de 500 años de periodo de retorno, el Factor de Seguridad se encuentra entre ambos valores mínimos propuestos por las normativas y recomendaciones del USBR y de USACOE, entre otros (1 y 1.1). Sin embargo, para desembalses mayores con sismos más pequeños se producen fallas importantes con un diagnóstico común: estas fallas se producen siempre en el pie del talud y poseen Factores de Seguridad muy bajos. Por ello, se deben proponer soluciones que eliminen esta inestabilidad:

- En primer lugar, se propone el uso de micropilotes que funcionen a modo de cortinas o muros discontinuos para contener el terreno en el pie del talud, realizando un cosido de la superficie de deslizamiento. Estos micropilotes se propondrían de 100 mm (al ser un tamaño representativo y común en las obras reales, y sabiendo que el máximo para ser micropilote es de 150 mm), con uso de barra Gewi y doble protección contra la corrosión. Ello aseguraría su durabilidad en ambientes saturados y posibilidad de soportar grandes cargas. Estos micros deberían ser ejecutados por inyección por gravedad. Después de estudiar la solución de micropilotes a diferentes distancias se comprobó que la mejora era escasa para un alto número de micropilotes debido al tamaño de la cuña que deslizaría: estaría ocurriendo un deslizamiento de todo el espaldón delantero con parte del núcleo, lo que supone miles de toneladas de

material deslizando sobre la superficie de falla con el único impedimento de estos micropilotes.

- Por otra parte se estudió el comportamiento de la falla si se rellena el fondo del valle entre la ladera y el talud de aguas arriba con enrocamiento similar al que lo protege del oleaje. Sería como una banqueta en el fondo, de 4 m de altura. Se eligió esta altura al no suponer un volumen excesivo de roca, pero que sí sirve para modificar el plano favorable de rotura en buena medida. Las nuevas superficies críticas se pueden ver en la Figura 10, así como sus factores de seguridad asociados. Como se puede comprobar, con esta solución tampoco se alcanzaría una estabilidad suficiente, aunque sí mejoraría con creces los resultados de los micropilotes.

a) Estabilidad Desembalse Rápido de 12.13 m (FS=0.894)



b) Estabilidad Desembalse Rápido de 26.62 m (FS=0.651)

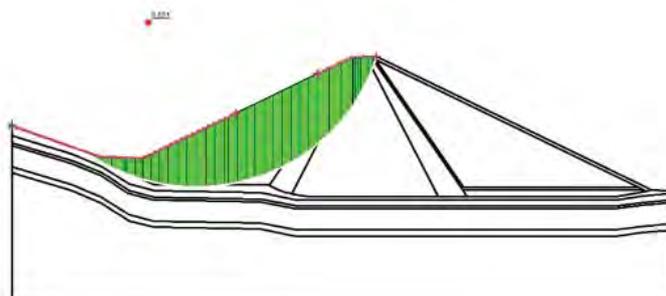
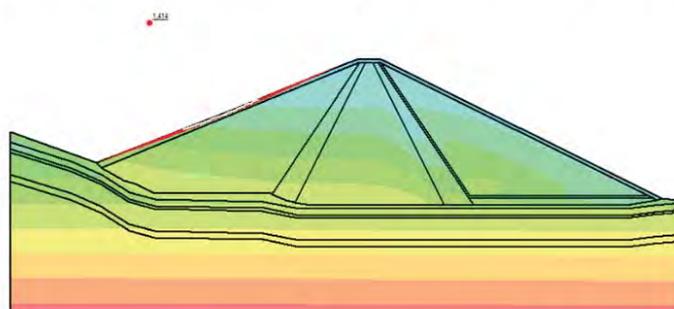


Figura 10. Nuevas superficies de deslizamiento y Factores de Seguridad asociados en el talud de aguas arriba ante desembalse rápido y sismo. Consideración de pie con enrocamiento. Fuente: propia.

Ante la ausencia de una solución estable para ese talud, se propone aumentar el talud a 2.5H:1V. Se analizó la estabilidad con este talud para ambos casos en los cuales fallaba y resultó favorable, como puede verse en la Figura 11:

a) Estabilidad Desembalse Rápido de 12.13 m (FS=1.414)



b) Estabilidad Desembalse Rápido de 26.62 m (FS=1.041)

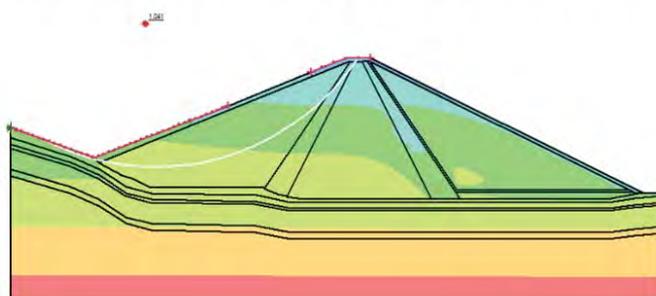


Figura 11. Superficies de deslizamiento y Factores de Seguridad asociados en el talud de aguas arriba ante desembalse rápido y sismo. Consideración de talud 2.5H:1V. Fuente: propia.

Resumiendo, el talud de 2.5H:1V aguas arriba es suficiente debido al incremento en el factor de seguridad. Se comprobaron todas las superficies de rotura críticas en desembalse rápido con sismo y no hubo ningún tipo de problema. En principio se había elegido la opción de la banquetta porque el programa no estaba considerando bien las líneas de falla. Este resultado era sospechoso y eso propició la modificación de algunos parámetros en la entrada y salida de esa superficie de rotura. Tras este chequeo, se observó que el incremento verdadero en la estabilidad no era suficiente. Los análisis de estabilidad que dieron resultados favorables con la propuesta inicial no se volvieron a analizar debido a que el tendido del talud todavía estabiliza más las superficies críticas consideradas.

5.3. Filtraciones

5.3.1. Filtraciones a través del cuerpo de presa

Para determinar las filtraciones a través del propio cuerpo de la presa, se necesitan los parámetros que intervienen en la hidráulica de la presa, los cuales se pueden ver en la Tabla 21:

Tabla 21. Propiedades hidráulicas según la zona de la presa y cantera de procedencia.
Fuente: propia.

ZONA	CANTERA	γ (KN/m ³)	K (m/s)
NÚCLEO	C-2 Y TURUN TURUN	19	6.00E-08
TRANSICIÓN	C-1, C-1A, ARICOTA	19	1.50E-04
ESPALDÓN	C-2, C-2A, C-7	22	5.00E-04
DREN CHIMENEA	Aricota	21	4.00E-04
ENROCADO AGUAS ARRIBA	C-4	19.7	-
ENROCADO AGUAS ARRIBA	C-4	19.7	-

En el caso de los materiales colocados en el cuerpo de presa, al ser consolidados y compactados, se consideró una distribución homogénea de permeabilidades en cada capa, así como isotropismo en ese aspecto.

5.3.2. Filtraciones bajo la presa

Para las filtraciones de la presa también se necesitan estos parámetros hidráulicos. De los ensayos usados en la inspección subterránea se pueden conseguir los de diferentes capas. Los de los estratos restantes fueron igualados con los de capas semejantes según su litología. Aun así, la primera capa es totalmente diferente al resto. La permeabilidad de esta se ha tomado como 10^{-5} cm/s , escogiendo la media del rango establecido para suelos impermeables según Terzaghi, Peck y Mesri (1996). Estas propiedades hidráulicas pueden verse en la Tabla 22. Las obtenidas directamente del informe de la UNI (2011) fueron sombreadas en verde, mientras que el resto fueron deducidas como explicado anteriormente.

Tabla 22. Propiedades hidráulicas de las capas del subsuelo del eje de la presa. Fuente: propia.

PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LAS CAPAS DEL SUBSUELO				
Profundidad (m)	SUCS	Litología	K (cm/seg)	Peso específico (KN/m ³)
0.00 - 1.30	Roca blanda	Toba redepositada compacta. Impermeable	1.00E-05	16.6
1.30 - 4.00	SP	Arena suelta de grano grueso. Permeable	2.04E-02	14
4.00 - 5.00	SM	Arena tobacea suelta. Semi permeable	1.54E-04	16
5.00 - 14.20	SP	Arena suelta de grano medio a grueso, con 10% de grava media. Permeable	2.04E-02	15
14.20 - 17.00	GP - GW	Bloques y bolones centimétricos y métricos de andesitas de forma angulosa, en matriz de limos arenosos compactos. Semi permeable a impermeable	5.20E-04	20
17.00 - 21.00	GP - GW	Cantos y gravas sueltas de andesitas de forma angulosa, en matriz areno limoso. Semi permeable	5.20E-04	20
21.00 - 50.00	GP - GW	Bloques y bolones centimétricos de andesitas de forma angulosa, en matriz de arena limosa. Semi permeable a permeable	2.04E-02	20

En el caso del subsuelo, la permeabilidad vertical es menor debido a la anisotropía, es decir, esta propiedad es diferente según la dirección porque los granos son usualmente depositados en una orientación preferente mientras son transportados por un fluido en movimiento. Por ello, se origina una anisotropía horizontal. Además, las formaciones pueden ser depositadas

en diferentes periodos geológicos, por lo que se originan capas con diferentes permeabilidades que dificultan el paso en vertical (Roscoe Moss Company, 2008).

Los datos de campo fueron tomados con ensayos Lugeon y Lefranc, por lo que las permeabilidades obtenidas son verticales. Al no tener datos exactos de las permeabilidades horizontales, siendo siempre estas mayores que las verticales por la estratificación del suelo, se consideró una permeabilidad cinco veces mayor en el plano horizontal que en el vertical, al ser la media de los extremos contemplados. Según experiencias internacionales, esta relación puede ser desde unitaria (caso isotrópico) hasta de diez a uno en las situaciones más usuales (Widarsono, B. et al, 2007) (Ayan, C. et al, 1994).

5.3.3. Análisis inicial

Después de introducir todos los parámetros necesarios, se realizó un análisis de filtraciones en estado estacionario, como puede verse en la Figura 12. Con este análisis, se obtuvo también la línea piezométrica que sirvió para el cálculo de la estabilidad de la presa. Cabe destacar que las filtraciones de la presa son menores de 0.17 l/s (14.69 m³/día o 5361. 12 m³/año). Se debe recalcar que en estos cálculos las aproximaciones siempre fueron con truncamientos superiores para hacer un análisis más conservador.

Además, se deben estudiar detenidamente las presiones de poros en la situación más crítica de la estabilidad. Ello sucede en años de largo estiaje: cuanto más baja el nivel del embalse, menores son las fugas por tener menor presión aguas arriba que genere ese movimiento. Ello puede verse con el análisis de filtraciones en desembalse rápido, como representan la Figura 13 y la Figura 14:

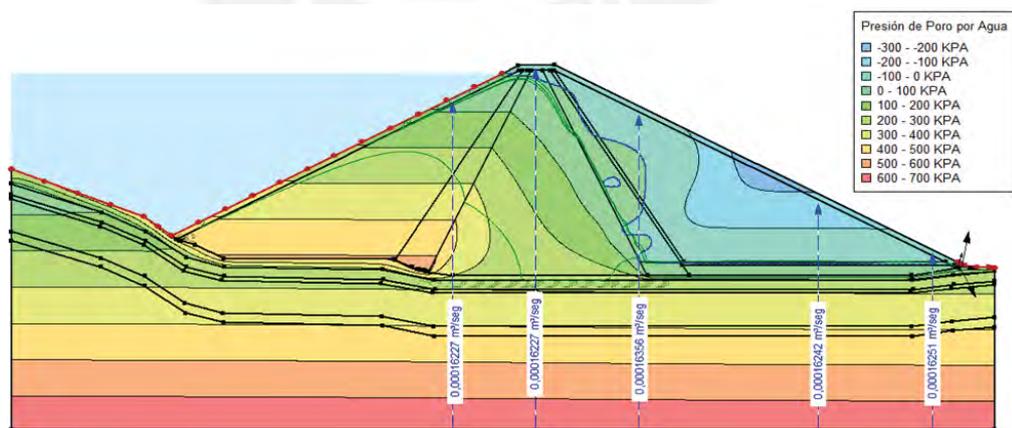


Figura 12. Presiones de poro por agua y filtraciones en situación de embalse lleno estacionario. Fuente: propia.

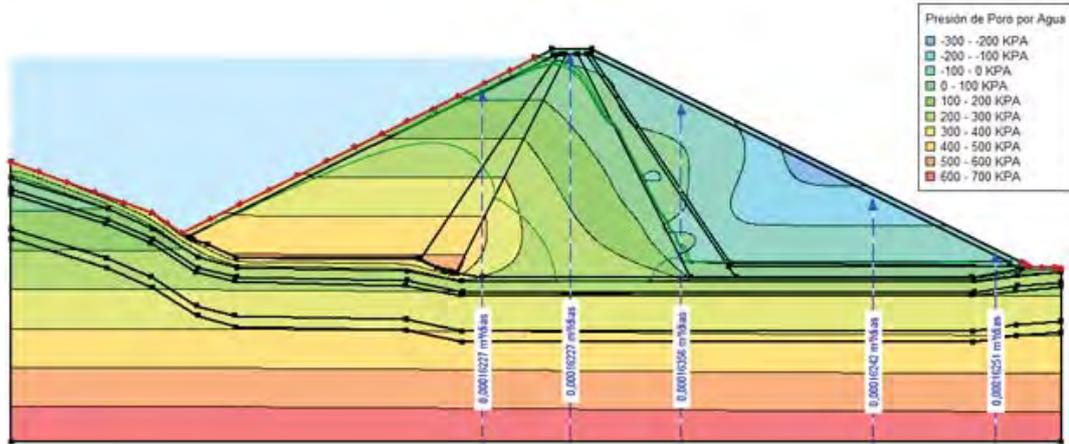


Figura 13. Presiones de poro por agua y filtraciones en situación de desembalse rápido, régimen transitorio en su situación inicial (comienzo de desembalse). Fuente: propia.

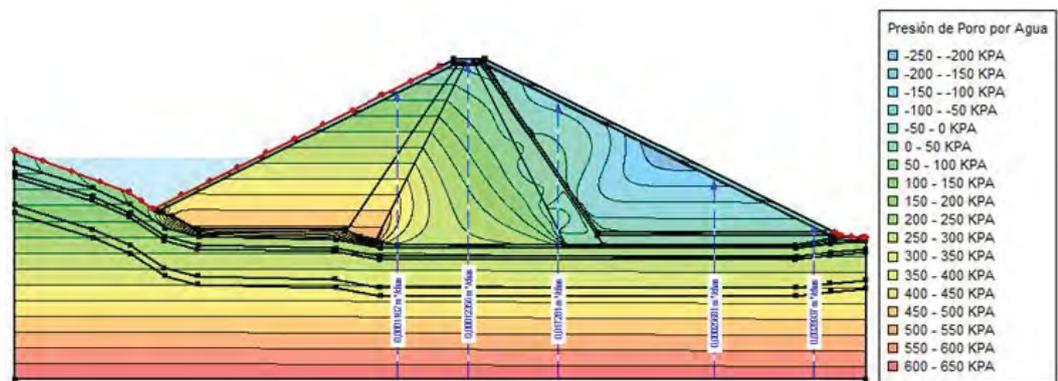


Figura 14. Presiones de poro por agua y filtraciones en situación de desembalse rápido, régimen transitorio en su situación última (desembalse del volumen útil total). Fuente: propia.

Considerando las filtraciones de la Figura 12 como representativas desde el lado conservador, podemos concluir que se filtrarán $5361.12 \text{ m}^3/\text{año}$ ($0.00017 \text{ m}^3/\text{s}$), por lo que son asequibles para el correcto funcionamiento de la presa. De hecho, suponen un 0.03% del volumen útil de la presa. Además, siempre y cuando las filtraciones se conduzcan por el río aguas abajo de la presa no habría problema en cuanto a la pérdida de agua. Es más, se deberían tener en cuenta estas pérdidas para calcular el caudal a extraer del embalse por el desagüe de fondo que alimenta el riego de la región de Candarave. Por todas estas razones, se puede concluir que la garantía anual no va a verse influida.

5.3.4. Soluciones a las filtraciones

Debido a que las filtraciones son reducidas en tal punto que la garantía no se ve influida, no se requieren soluciones añadidas para evitar flujos a través del propio cuerpo de la presa o

bajo ésta. Estas filtraciones son evitadas principalmente gracias a la capa de toba redepositada compacta que forma una pantalla prácticamente impermeable. Si durante la inspección del subsuelo se observan diferencias sustanciales respecto a los estratos considerados, se deberán proponer medidas para evitar flujos elevados que reduzcan la garantía. Existen diferentes métodos para evitar fugas, como los descritos en el Marco Teórico.

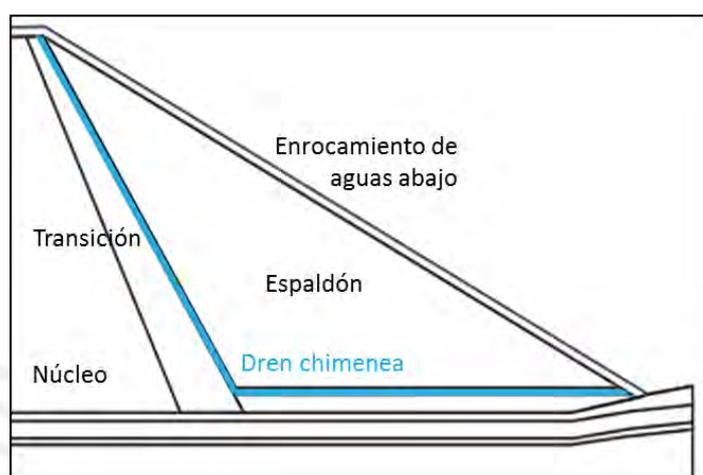


Figura 15. Detalle del dren aguas abajo de la transición posterior al núcleo. Fuente: propia.

Sin embargo, lo que sí se proponen son medidas para disipar las presiones intersticiales y así mejorar la estabilidad de la presa. Se colocó un filtro aguas abajo de la transición posterior al núcleo impermeable. Este dren se realizó con material de la cantera Aricota, con un espesor de 1 m, como puede verse en la Figura 15.

Además, en el talón aguas abajo se realizarán pozos de drenaje, como recomienda el *Design of Small Dams* (Bureau of Reclamation, 2012) para cimentaciones con una capa superficial impermeable sobre estratos permeables. Estos pozos se realizarán a la distancia máxima permitida por ser las filtraciones muy reducidas. Esta distancia corresponde a 100 pies (30.48 m). Además, el diámetro considerado para diseño es de 6", con un filtro de 6" de espesor, los mínimos establecidos por las recomendaciones (Bureau of Reclamation, 2012).

Resumiendo, no se necesitan soluciones para las filtraciones porque son muy reducidas. Ello se debe a que la capa superficial del suelo considerado es prácticamente impermeable: el núcleo tiene propiedades hidráulicas similares a ese estrato. Entonces, este es el motivo de pasar de unas filtraciones que comprometían el futuro de la presa en el eje anterior (UNI, 2011) a estas tan escasas en la presa actual. Por tanto, sabiendo que existen filtraciones en el eje anterior, se podría pensar que existirían fugas desde esa zona hasta aguas abajo de la

presa. Por ello es que se propuso el uso de pozos de alivio para evitar presiones que comprometiesen la seguridad de la presa.

5.4. Elementos hidráulicos

Para realizar el diseño de los elementos hidráulicos de la presa, el caudal de diseño correspondiente sería el de 500 años al ser una presa de materiales sueltos, pero de Categoría C en cuanto a riesgo generado aguas abajo (UNI, 2011). La avenida extrema para la cual deberá comprobarse la ausencia de colapso de la presa sería la correspondiente a 1000 años por ese mismo criterio. Sin embargo, se comprobará a 10000 años debido al escaso caudal que significa este aumento y a la falta de datos para el periodo de retorno que correspondía.

Según el Análisis de Factibilidad (UNI, 2011), los caudales pico de ingreso al embalse correspondiente a esas probabilidades de ocurrencia eran de 37.8 y 60.9 m³/s. Al estar los ejes de ambas propuestas separados por escasos 300 metros, se considerará el mismo caudal de ingreso como válido. El problema sería obtener el hidrograma de llegada al futuro embalse. Este dato no es proporcionado, sino que el Análisis de Factibilidad (UNI, 2011) sólo proporciona los caudales máximos a la llegada al embalse para diferentes periodos de retorno. Debido a que la cuenca es pequeña, se calculó el tiempo de concentración por Kirpich (1940), uno de los criterios recomendados por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú (2008).

Tabla 23. Datos iniciales y resultado final del tiempo de ocurrencia de la tormenta para la formulación de Kirpich. Fuente: propia.

KIRPICH		
Longitud cauce principal (m)	L	22700
Pendiente cauce principal (m/m)	S	0.0075
Tiempo de concentración (min)	tc	288.98

Con ese tiempo de concentración, posteriormente se obtuvo un tiempo de retardo de 173.4 minutos, correspondiendo al 60% del tiempo de concentración. Considerando una duración de la lluvia efectiva de 120 minutos, habitual en la zona, se obtendría un tiempo de ocurrencia del pico de 233.39 minutos, siendo este la suma del tiempo de retardo y la mitad de la duración de la lluvia efectiva. Con todo ello, y siguiendo el modelo del hidrograma adimensional del SCS (1986) que se puede ver en la Tabla 24, se obtuvieron los hidrogramas de entrada al embalse para 500 y 10,000 años de periodo de retorno de la Tabla 25:

Tabla 24. Relaciones de tiempos y caudales del Hidrograma Adimensional respecto a los valores pico. Fuente: SCS (1986).

HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DEL SCS (1986)										
t/Tp	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8
q/qp	0	0.1	0.31	0.66	0.93	1	0.93	0.78	0.56	0.39
t/Tp	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.5	4	4.5	5
q/qp	0.28	0.21	0.15	0.11	0.08	0.05	0.02	0.01	0.005	0

Tabla 25. Hidrograma de entrada al embalse para los diferentes periodos de retorno. Fuente: propia.

HIDROGRAMAS DE ENTRADA PARA 500 Y 10,000 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO										
t (min)	0.0	46.7	93.4	140.0	186.7	233.4	280.1	326.7	373.4	420.1
q ₅₀₀ (m ³ /s)	0.00	3.78	11.72	24.95	35.15	37.80	35.15	29.48	21.17	14.74
q _{10,000} (m ³ /s)	0.00	6.09	18.88	40.19	56.64	60.90	56.64	47.50	34.10	23.75
t (min)	466.8	513.5	560.1	606.8	653.5	700.2	816.9	933.6	1050.3	1166.9
q ₅₀₀ (m ³ /s)	10.58	7.94	5.67	4.16	3.02	1.89	0.76	0.38	0.19	0.00
q _{10,000} (m ³ /s)	17.05	12.79	9.14	6.70	4.87	3.05	1.22	0.61	0.30	0.00

Estos hidrogramas fueron representados en la Figura 16. Se puede ver que para ambos periodos de retorno son caudales pequeños. De hecho, comparando el caudal de ingreso con el de diseño de aliviaderos de algunas presas visitadas, que ascendían a miles de m³, se puede deducir que los órganos de desagüe no serán muy potentes.

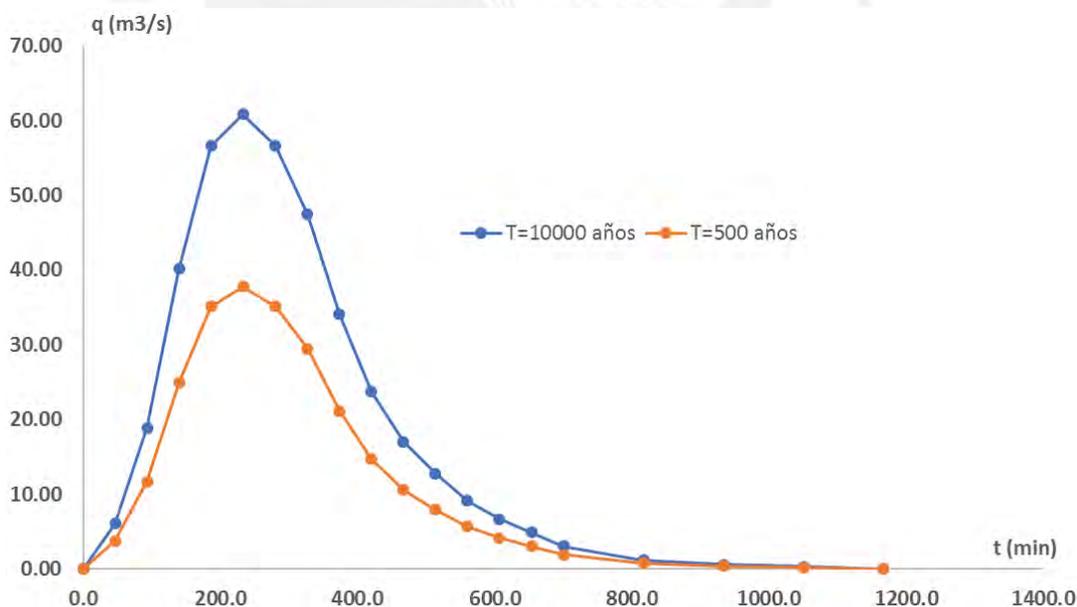


Figura 16. Hidrogramas de ingreso al embalse para 500 y 10,000 años de periodo de retorno. Fuente: propia.

Para el cálculo de todas estas obras de desagüe, además de los hidrogramas de ingreso es necesaria la curva cota volumen del embalse, que puede verse en la Figura 17:

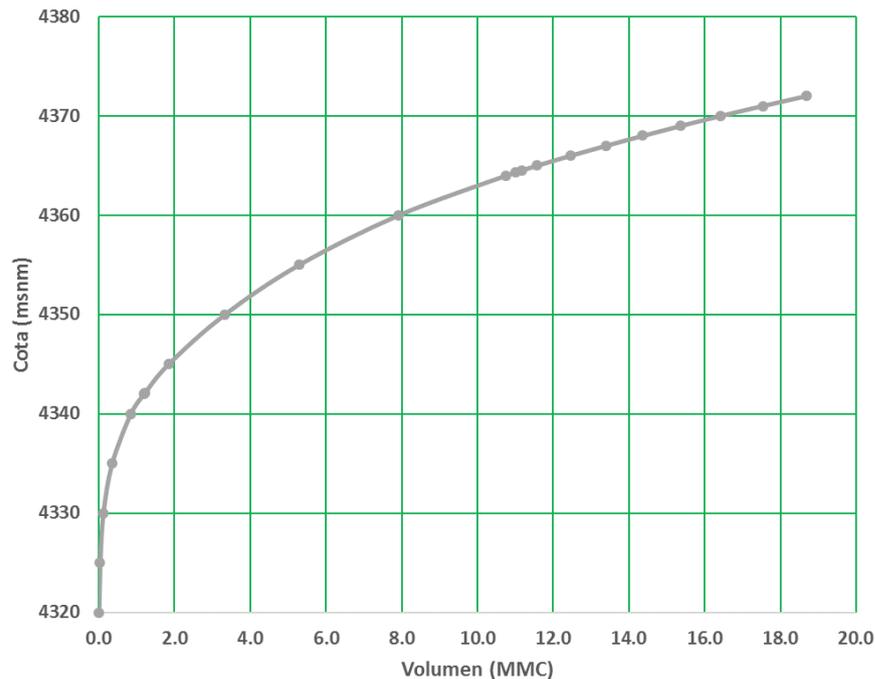


Figura 17. Curva Cota– Volumen del embalse para el nuevo eje. Fuente: propia.

Para el cálculo del desagüe de fondo, se sabe que debe ser colocado a una cota tal que se sitúe por encima del volumen de sedimentos esperados. Por ello, se situó la tubería del desagüe a la cota en que comienza el volumen útil del embalse: 4342.1 msnm. La salida de esta tubería debe estar a una altura determinada en la cual la parábola del agua en su salida en la situación de menos carga no afecte al talud aguas abajo de la presa. La cota del cauce del río en la punta donde termina el talud aguas abajo es de 4310 msnm. Por ello, se propone que la tubería salga de la presa a una cota de 4320 msnm y sea lanzado en ángulo horizontal sobre una cuenca construida con escollera en el cauce aguas abajo.

Por otra parte, se consideró que la situación crítica era el desembalse de 2.38 m³/s (el mayor caudal demandado en el escenario con proyecto) cuando el embalse se situaba justo por encima de esta tubería. Es decir, funcionaba como conducto a presión, pero partiendo de una presión aguas arriba muy reducida.

Para evaluar su viabilidad y la zona a mejorar con escollera, se deben comprobar las pérdidas de carga que existen en la conducción. En este caso, se consideraron pérdidas a la entrada, en la rejilla, en las compuertas y válvulas, por contracción, por cambio de dirección, por fricción y a la salida. Para evaluar los diferentes tipos de pérdidas, primero se debe proponer una geometría horizontal, como se ve en los planos anexados, así como las

propuestas de diámetros. Estos diámetros fueron propuestos para cumplir con el caudal demandado máximo hasta en el caso de tener el agua justo por encima del conducto. El resumen de la geometría horizontal y sus diámetros está reflejado en la Tabla 26:

Tabla 26. Geometría propuesta para el desagüe de fondo. Fuente: propia

Geometría del conducto			
D1 (m)	1.50	D2 (m)	1.00
L1 (m)	71.48	L2 (m)	126.39
Rcurva (m)	61.62	Dsalida (m)	0.75

Se deben estudiar las pérdidas continuas debido a la fricción existente entre el agua y el material de la propia tubería. Se propuso realizar el conducto en concreto, por lo que el coeficiente de rozamiento considerado fue de 0.014, como recomienda el Design of Small Dams (Bureau of Reclamation, 2012) como máximo. Estos resultados pueden comprobarse en la Tabla 27:

Tabla 27. Cálculo de las pérdidas por rozamiento para los dos tramos de tubería. Fuente: propia.

Pérdidas por rozamiento			
Tramo 1		Tramo 2	
hf (m)	0.06	hf2 (m)	0.83
f	0.014	f	0.014
L1 (m)	71.48	L2 (m)	126.39
D1 (m)	1.50	D2 (m)	1.00
v1 (m/s)	1.35	v2 (m/s)	3.03

Evaluando las pérdidas puntuales, en el caso de las pérdidas en la entrada se considera que va a ser ejecutada con una boquilla relativamente redondeada. De esta forma, se obtiene una caída de la línea piezométrica muy reducida, como puede comprobarse en la Tabla 28. Además, existe otra pérdida en esa zona por las rejillas: la situación más crítica a evaluar es cuando se encuentran obstruidas al 50% (Bureau of Reclamation, 2012), dando aun así unas pérdidas bajas como puede verse en la Tabla 29:

Tabla 28. Cálculo de las pérdidas a la entrada del conducto. Fuente: propia

Pérdidas a la entrada	
he (m)	0.06
Ke	0.602
v (m/s)	1.35

Coeficiente de pérdidas (Ke)	
Ke	0.602
Coeficiente de descarga por entrada relativamente redondeada	0.79

Tabla 29. Cálculo de la pérdida de carga inducida por las rejillas. Fuente: propia.

Pérdidas por rejillas	
ht (m)	0.09
Kt	0.98
v (m/s)	1.35

Coeficiente de pérdidas (Kt)	
Kt	0.98
an/ag	0.50

Además, en todo desagüe de fondo deben existir al menos dos sistemas de regulación del caudal: uno operacional y otro de emergencia, por si hay averías o para mantenimiento. Eso sí, en el caso que se está evaluando, ambas estarían completamente abiertas para tener la menor pérdida de carga posible. Se propuso las pérdidas de carga de la Tabla 30, considerando que las pérdidas de la válvula de emergencia podían asemejarse a las de una válvula mariposa.

Tabla 30. Cálculo de la caída de la cota piezométrica debido a la existencia de compuertas y/o válvulas. Fuente: propia, basado en Bureau of Reclamation (2012).

Pérdidas por compuertas y válvulas	
hg (m)	0.02
Kg	0.25
v (m/s)	1.35

Coeficientes de pérdidas (Kg)	
En compuertas tipo Taintor completamente abiertas	0.1
En compuertas tipo Bureau completamente abiertas	0.15

Después de las válvulas, dentro de una zona accesible para inspección y mantenimiento se propuso una reducción de diámetro para reducir los costes de la conducción. Esta contracción se consideró gradual para influir lo menos posible en las pérdidas, aunque estas se verán aumentadas en la tubería de menor diámetro aguas abajo. Los cálculos de las pérdidas en la reducción del área del conducto se presentan en la Tabla 31:

Tabla 31. Pérdidas en la reducción del conducto. Fuente: propia, basado en Bureau of Reclamation (2012).

Pérdidas por contracción	
hc (m)	0.04
Kc	0.10
v2 (m/s)	3.03
v1 (m/s)	1.35

Coeficiente de pérdidas	
Kc gradual	0.1
Kc brusca	0.5

Aguas abajo de la contracción, ya en la tubería de menor diámetro, existe una curva para corregir la salida del agua del conducto, para que sea en la parte más central del cauce y en su dirección, evitando así daños en las laderas. Como el radio de esta curva es más de diez

veces el diámetro del conducto, se eligió el coeficiente de pérdidas de 0.20, como se puede ver en la Tabla 32:

Tabla 32. Cálculo de las pérdidas en la curva existente en la presa. Fuente: propia, basado en SAGARPA (2012).

Pérdidas por cambio de dirección							
hb (m)	0.09						
Kb	0.20						
v (m/s)	3.03						
		Coeficiente de pérdidas (Kb)					
		Kb	0.52	0.29	0.23	0.18	0.20
		R curva / d tubería	1.00	2.00	4.00	6.00	10.00

El último caso de pérdidas puntuales es en la salida. Para aumentar la velocidad del flujo, se reduce la sección del conducto. Con ello, se generan unas pérdidas que relacionan las áreas inicial y final de la transición, como queda reflejado en la Tabla 33

Tabla 33. Cálculo de las pérdidas en la salida por la boquilla de salida. Fuente: propia.

Pérdidas a la salida			
hv (m)	1.48		
Kv	3.16		
v (m/s)	3.03		
		Coeficiente de pérdidas (Kv)	
		Kv	3.16
		a1 (m2)	0.79
		a2 (m2)	0.44

Con todos estos cálculos se evalúan las pérdidas totales en el conducto, que pueden comprobarse en la Tabla 34:

Tabla 34. Pérdidas totales, desglosadas por tipo, para el desagüe de fondo en su situación de menor carga. Fuente: propia.

Pérdidas totales (m)							
Rejilla	Entrada	Contracción	Cambio dirección	Compuerta/Válvula	Rozamiento	Salida	Total
0.09	0.06	0.04	0.09	0.02	0.89	1.48	2.67

Según los datos considerados, las cotas de origen y final son conocidas (4342.1 y 4320 msnm). Además, la velocidad de entrada se considera nula al estar el embalse en reposo, existiendo movimiento únicamente por la succión de la tubería. Por último, las presiones a la entrada y salida se consideraron nulas, la primera por estar en este caso el nivel del embalse a ras de conducto y la segunda porque expulsa el agua a la atmósfera. Con todo esto y utilizando la fórmula de Bernoulli, que se puede comprobar a continuación, se obtuvo una velocidad final en el conducto de 19.47 m/s:

$$\frac{P_1}{\rho_1 g} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho_2 g} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 \quad (34)$$

Una vez obtenida la velocidad de salida del flujo en el conducto, se debe comprobar la trayectoria parabólica del fluido. Para ello, se consideró un ángulo de salida horizontal y una diferencia de cota entre la salida del agua y la superficie sobre la que debe caer de 10 metros (sale a 4320 msnm y choca a 4310 msnm). Siguiendo la fórmula de la parábola, ingresando el ángulo y la velocidad de salida considerados, además de la altura sobre el lecho, se obtuvo una distancia recorrida de 28 m:

$$y = x \tan \theta - \frac{gx^2}{2v_0^2 \cos^2 \theta} \quad (35)$$

Realizando el mismo análisis en el caso de mayor carga, en la avenida extrema, y un desembalse similar considerando un coeficiente de pérdidas en las compuertas de 1 en la de control y de 0.1 en la de emergencia, se obtuvo una velocidad de salida de 31.38 m/s y una distancia máxima de 45 m. Se comprobó, previamente que el conducto funcionaría a presión para la apertura de la compuerta correspondiente, sabiendo la apertura necesaria de la compuerta y realizando Bernoulli aguas arriba y aguas abajo de esta.

Una vez conocida la longitud de impacto, se debe calcular la profundidad de la cuenca de impacto. Según Lopardo & Sly (1992), esta podría estimarse por:

$$t + y_2 = 2.5 \sqrt{\frac{q}{gh}} \quad (36)$$

Siendo:

t	Profundidad de la cuenca de impacto en m.
y_2	Nivel del flujo aguas abajo en m.
q	Caudal en m ³ /s, 2.38 m ³ /s para el caso
h	Sobrelevación de la salida sobre el cauce del río en m: 10 m

Considerando que el nivel del flujo aguas abajo es nulo, se tendría una profundidad en la cuenca de impacto de 0.4 m, mientras que la longitud total considerada del fondo de la cuenca será de 24 m a partir del talud de la presa. El propio talud será protegido con una pantalla de concreto en la zona de salida del desagüe de fondo, así como la propia cuenca de disipación de energía, para evitar cualquier tipo de erosión aguas abajo.

Para el diseño del aliviadero, se hicieron simulaciones hidrológicas de tránsito de avenidas determinando los caudales pico laminados. Para ello se determinó la curva Altura-Volumen en el eje de proyecto, considerando un volumen muerto de 1.2 MMC y un volumen útil de 17.8 MMC (ver la sección 4. DATOS DE CAMPO Y ESTUDIOS PREVIOS). Al ser una

presa de materiales sueltos, el aliviadero funciona aparte de la propia estructura de retención del agua. Como el valle no es muy ancho, la cimentación de la margen izquierda es buena y los caudales a descargar no son muy altos, se decidió por colocar este aliviadero de canal sobre esa ladera, aprovechando la topografía de esta para minimizar los desmontes y poder alejar el agua turbulenta del talud aguas abajo.

Primero se tanteó el hidrograma de salida en función de la longitud del aliviadero, sin considerar el efecto del desagüe de fondo. De hecho, la primera dimensión que se le dio fue de 15 m, sabiendo que esta dimensión iba a dar un hidrograma de salida muy plano (además de una sobrelevación mínima), como puede comprobarse en la Figura 18:

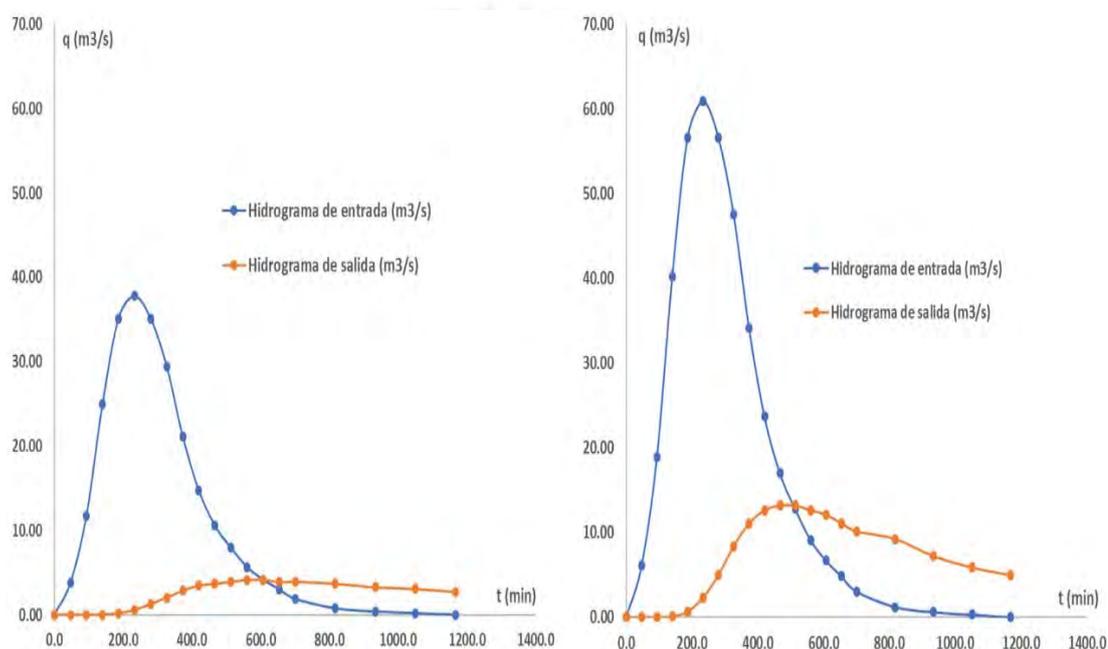


Figura 18. Hidrogramas de entrada y salida para los periodos de retorno de 500 (izquierda) y 10,000 años (derecha) sin el uso del desagüe de fondo, con un aliviadero lateral de 15 m. Fuente: propia.

Viendo estos resultados, esta longitud sobredimensionada se llevó hasta 5 metros. Para la comprobación de la laminación, se consideró que el desagüe comenzaba a funcionar desembalsando el caudal máximo demandado en el momento que comenzaba a llover. Esta consideración es una situación hipotética y conservadora, ya que el desagüe de fondo estará desembalsando constantemente para abastecer las demandas aguas abajo, pero no se conocerá el caudal exacto. Por ello se hizo esta suposición, para facilitar cálculos y evitar suposiciones que pongan en riesgo la seguridad de la presa. Los hidrogramas en estos casos se pueden ver en la Figura 19 y la Figura 20:

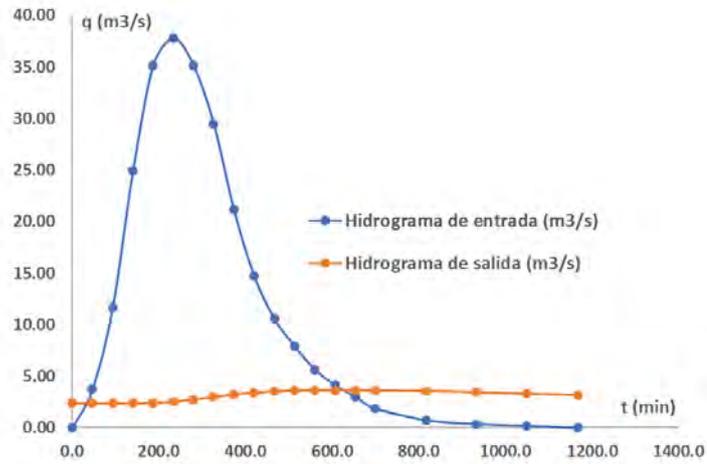


Figura 19. Hidrograma de entrada y salida para un periodo de retorno de 500 años, con aliviadero de 5 m y usando el desagüe de fondo con desembalse de 2.38 m³/s (demanda máxima aguas abajo). Fuente: propia.

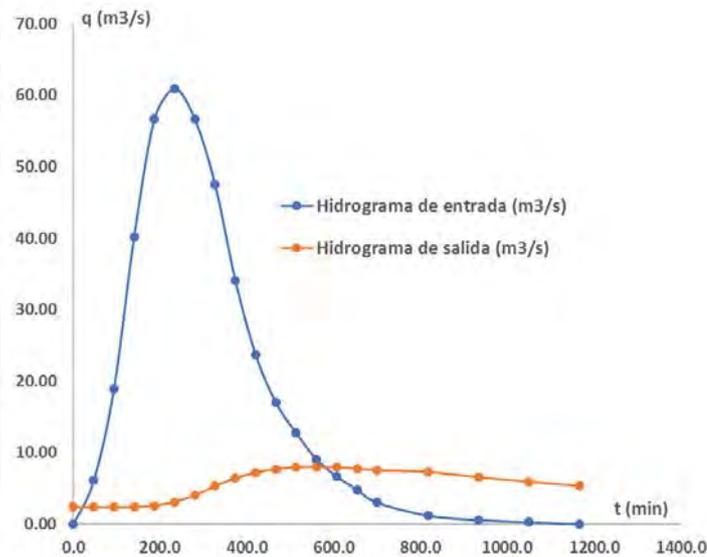


Figura 20. Hidrograma de entrada y salida para un periodo de retorno de 10,000 años, con aliviadero de 5 m y usando el desagüe de fondo con desembalse de 2.38 m³/s (demanda máxima aguas abajo). Fuente: propia.

Además, los cálculos se pueden comprobar en la Tabla 35, sabiendo que los subíndices i son de 'input' (entrada) y los o son de 'output' (salida). Para obtener esa tabla se tuvieron que determinar los coeficientes que influyen en el desembalse, como se comentó en el Marco Teórico. Considerando una altura vertical previa al aliviadero de 1.55 m por la forma de Creager tomada, y sabiendo la sobrelevación en la avenida de diseño (0.48 m cuando se mantiene abierto el desagüe de fondo), se podría obtener el coeficiente de descarga máximo de 4.55 según el Ábaco 3 del Anexo 1. Además, se consideran estribos redondeados en la entrada al canal, por lo que la longitud útil no se ve reducida en este caso.

Tabla 35. Proceso de cálculo de la laminación para $T=10,000$ años con desembalse por aliviadero y desagüe de fondo. Fuente: propia.

Qi (m3/s)	Tiempo acum (min)	Tiempo (min)	Vi (MMC)	Vacum (MMC)	Vembalsado (MMC)	Cota	He	He/H0	C/C0	C	Qo (m3/s)	Qtot (m3/s)	Vo (MMC)	Vneto (MMC)
0.00	0.0	0.0	0.000	0.000	19.042	4372.30	0.000	0.000	0	0.000	0.00	2.38	0.000	0.000
6.09	46.7	46.7	0.017	0.017	19.059	4372.31	0.014	0.030	0.8	3.640	0.00	2.38	0.007	0.010
18.88	93.4	46.7	0.053	0.063	19.105	4372.35	0.054	0.111	0.823	3.745	0.00	2.38	0.007	0.057
40.19	140.0	46.7	0.113	0.169	19.211	4372.44	0.143	0.295	0.88	4.004	0.03	2.41	0.007	0.162
56.64	186.7	46.7	0.159	0.321	19.363	4372.57	0.270	0.558	0.933	4.245	0.21	2.59	0.007	0.314
60.90	233.4	46.7	0.171	0.484	19.526	4372.71	0.406	0.839	0.977	4.445	0.74	3.12	0.009	0.476
56.64	280.1	46.7	0.159	0.634	19.676	4372.83	0.530	1.096	1.01	4.596	1.71	4.09	0.011	0.623
47.50	326.7	46.7	0.133	0.756	19.798	4372.93	0.630	1.303	1.037	4.718	2.96	5.34	0.015	0.741
34.10	373.4	46.7	0.096	0.836	19.878	4373.00	0.697	1.441	1.052	4.787	4.05	6.43	0.018	0.818
23.75	420.1	46.7	0.067	0.885	19.927	4373.04	0.737	1.524	1.062	4.832	4.84	7.22	0.020	0.865
17.05	466.8	46.7	0.048	0.912	19.954	4373.06	0.760	1.571	1.068	4.859	5.33	7.71	0.022	0.891
12.79	513.5	46.7	0.036	0.927	19.969	4373.07	0.772	1.595	1.07	4.869	5.59	7.97	0.022	0.904
9.14	560.1	46.7	0.026	0.930	19.972	4373.07	0.774	1.601	1.07	4.869	5.65	8.03	0.022	0.907
6.70	606.8	46.7	0.019	0.926	19.968	4373.07	0.771	1.595	1.07	4.869	5.58	7.96	0.022	0.904
4.87	653.5	46.7	0.014	0.918	19.960	4373.06	0.764	1.580	1.068	4.859	5.42	7.80	0.022	0.896
3.05	700.2	46.7	0.009	0.904	19.946	4373.05	0.753	1.557	1.063	4.837	5.16	7.54	0.021	0.883
1.22	816.9	116.7	0.009	0.892	19.934	4373.04	0.743	1.536	1.061	4.828	4.94	7.32	0.051	0.840
0.61	933.6	116.7	0.004	0.845	19.887	4373.00	0.704	1.455	1.055	4.800	4.18	6.56	0.046	0.799
0.30	1050.3	116.7	0.002	0.801	19.843	4372.97	0.668	1.380	1.047	4.764	3.54	5.92	0.041	0.759
0.00	1166.9	116.7	0.000	0.759	19.801	4372.93	0.633	1.309	1.039	4.727	3.00	5.38	0.038	0.722

Por otro lado, se comprobó también la laminación en caso de encontrarse el desagüe de fondo cerrado. Esta situación podría producirse en caso de una avería del desagüe de fondo o para realizar una laminación de caudales más prolongada en el tiempo. De esta forma, se empezaría a usar el volumen útil más adelante, pudiendo provisionar un caudal algo mayor al demandado simplemente con el volumen desembalsado por el propio aliviadero. En la Figura 21 y la Figura 22 se pueden ver los hidrogramas de entrada y salida para los periodos de retorno estudiados:

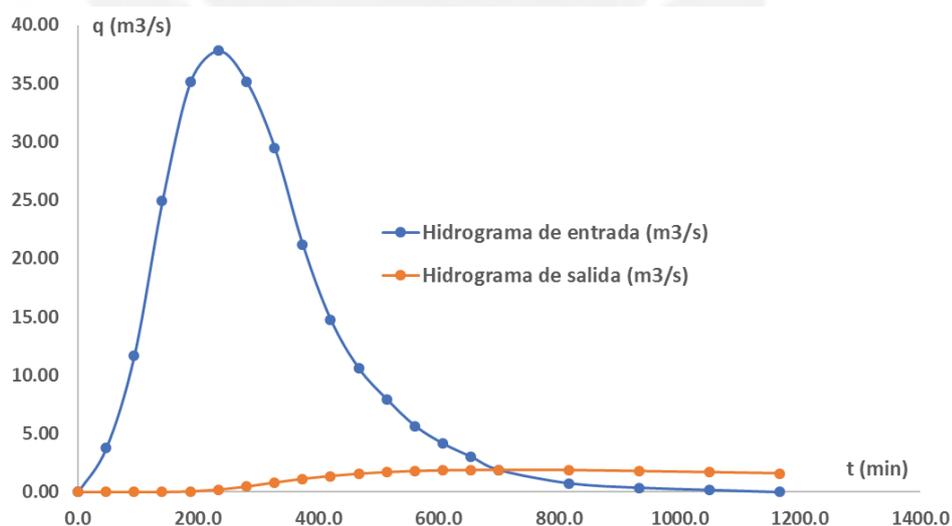


Figura 21. Hidrogramas de entrada y salida (caudal en m3/s vs tiempo en min) para un periodo de retorno de 500 años, con aliviadero de 5 m sin el uso del desagüe de fondo. Fuente: propia.

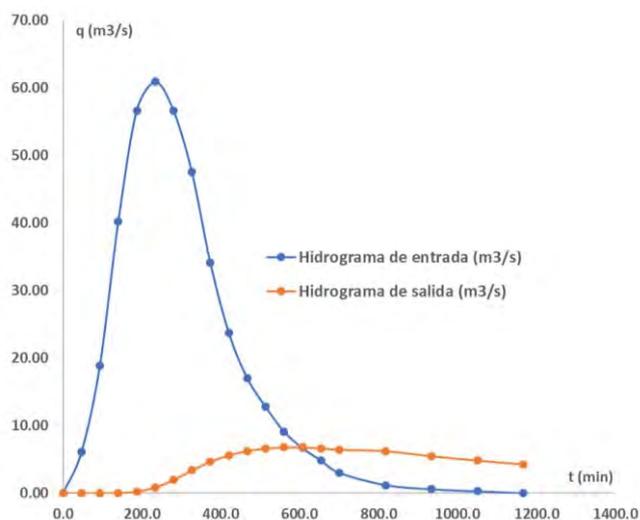


Figura 22. Hidrogramas de entrada y salida (caudal en m³/s vs tiempo en min) para un periodo de retorno de 10,000 años, con aliviadero de 5 m sin el uso del desagüe de fondo. Fuente: propia.

En la Figura 23 se pueden ver las cotas que se alcanzan a lo largo del tiempo según las avenidas de 500 y 10,000 años y dependiendo de los elementos hidráulicos utilizados para el desembalse. Como puede comprobarse, la mayor cota alcanzada es 4373.13 msnm (NAE), siendo esta para el caso de desembalse sin el uso del desagüe de fondo para la avenida de 10,000 años. Para el caso de las avenidas de 500 años, la mayor cota alcanzada sería de 4372.85 msnm (NAP). En la Figura 24 se pueden ver los caudales correspondientes a estas situaciones, siendo de 8.03 m³/s el mayor, referente al desembalse con desagüe para la mayor avenida:

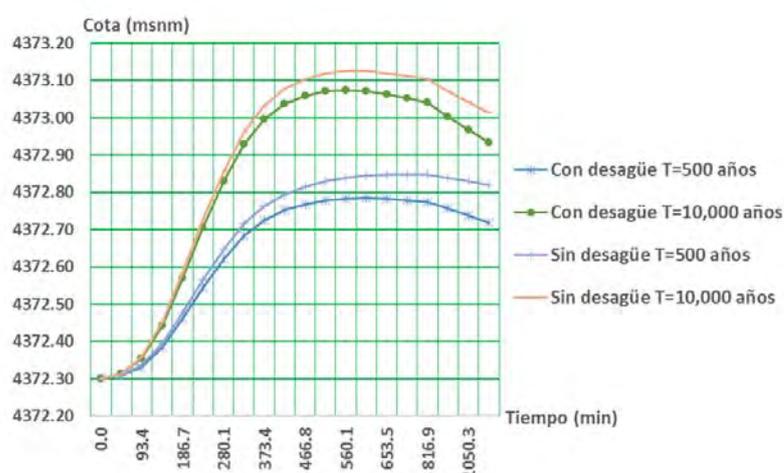


Figura 23. Cotas alcanzadas a lo largo del tiempo dependiendo de la situación de desembalse y el periodo de retorno. Fuente: propia.

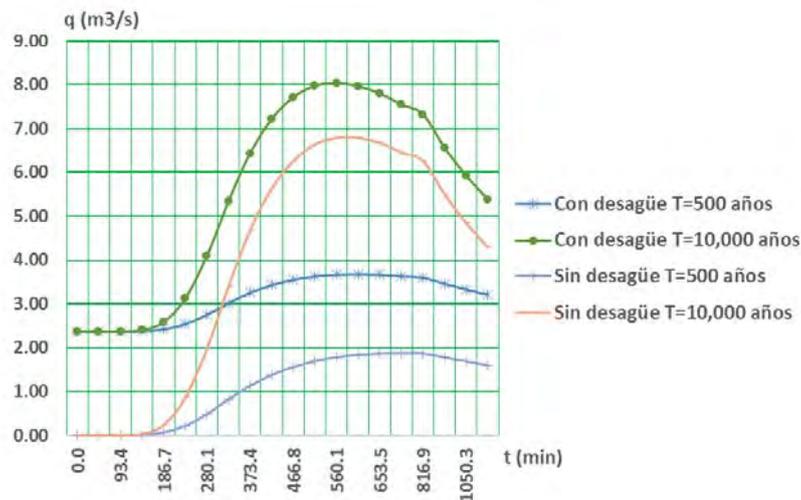


Figura 24. Caudales desembalsados a lo largo del tiempo según la situación y el periodo de retorno. Fuente: propia.

También se diseñó el comienzo del canal de salida para el aliviadero, utilizando la mayor cota (4373.13 msnm) alcanzada con el mayor caudal desembalsado sin el uso del desagüe de fondo (6.79 m³/s) y la dimensión del aliviadero de canal de 5 m. Además, se simuló que este canal sería de sección rectangular.

La sobrelevación para esta cota equivale a 0.834 m. Se propone tener el fondo de canal en la cota 4371 msnm. De esta forma, tenemos una profundidad del fondo del canal sobre el NAE de 2.114 m. Se propuso inicialmente una anchura de 3 metros para el canal en la zona de toma, aparte de lo ocupado por la curva Creager. Esta anchura inicial es una suposición a prueba, basada en la intención de reducir al máximo la anchura del canal para disminuir las excavaciones, pero a la vez no tener que recrecer en demasía las paredes del canal. De esta forma, utilizando la Fórmula (37), más conocida como la formulación de Manning, se obtiene el tirante correspondiente:

$$Q = \frac{A R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (37)$$

Siendo:

- A Área ocupada por el fluido en m²
- S Pendiente longitudinal del canal en m/m: 0.001 para ese tramo
- n Coeficiente de rugosidad: 0.015 para canales de concreto
- Q Caudal en m³/s
- R_h Radio hidráulico del canal en m. Para canales rectangulares, véase la Fórmula (38)

$$R_h = \frac{by}{b + 2y} \quad (38)$$

Donde:

b Ancho del canal en m
 y Calado en la sección en m

Se obtiene que el tirante en la sección sería de 1.35 m. Comprobando en el ábaco de los anexos la interferencia del tirante del canal sobre el desembalse, se puede afirmar que este tirante no va a influir en el coeficiente de descarga del aliviadero. Respecto al borde libre, el Bureau of Reclamation recomienda estimarlo con la Fórmula (39):

$$BordeLibre = \sqrt{CY} \quad (39)$$

Siendo $C=1.5$ para caudales menores a 20 pies³/s (0.566 m³/s) y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pies³/s (85 m³/s). De esta forma, se propone usar un coeficiente de 2 como punto medio entre ambos, al ser una situación que se encuentra entre ambos extremos. Además, los tirantes para esa fórmula son introducidos en pies. Por ello, teniendo el tirante de 1.35 m (4.43 pies), se obtiene un borde libre de 2.98 pies (0.90 m). Sin embargo, otras recomendaciones como la de la norma americana sugieren el cálculo del borde libre como un quinto del tirante, al ser la fórmula anterior demasiado conservadora. De esta forma, el borde libre sería de 0.27 m.

Teniendo el tirante y el borde libre, se obtiene la geometría final del canal, considerando una altura de canal de 1.65 m, salvo en el tramo de entrada que se considera una altura de 2.15 m para evitar problemas con las salpicaduras en la curva Creager y al pasar por la sección tipo cajón cruzando el camino de mantenimiento que discurre sobre la presa. Además, el radio de la curva horizontal del canal es 84.94 m, siendo el radio mínimo 3 veces el ancho de la base para caudales de menos de 10 m³/s, según ILRI (1978). Por ello, la sobrelevación del calado en la curva no será muy importante y estará considerada dentro del borde libre tomado.

Se propone seguir con esta geometría hasta después de la propia curva horizontal del canal. Allí, se cambia la pendiente al 41.015% (ver Plano D-01), pasando a régimen supercrítico. Debido a la alta velocidad que alcanzaría el agua en el desembalse (más de 30 m/s) por la fuerte pendiente, se propone el uso de bloques de impacto a lo largo del canal de descarga. Sin el uso de los bloques se necesitaría un concreto muy resistente para soportar las fuerzas del agua, como puede verse en la Tabla 36:

Tabla 36. Velocidades máximas en canales de concreto en función de su resistencia. Fuente: Krochin Sviatoslav (1978).

RESISTENCIA, (kg/cm ²)	PROFUNDIDAD DEL TIRANTE (m)				
	0.5	1	3	5	10
50	9.6	10.6	12.3	13.0	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	13.8	16.0	17.0	18.3
150	14.0	15.6	18.0	19.1	20.6
200	15.6	17.3	20.0	21.2	22.9

Para el diseño de estos bloques se siguieron las recomendaciones del Bureau of Reclamation (2012). Lo primero fue comprobar la velocidad que tendría el caudal al llegar al tramo de la rápida. Aplicando la Ecuación de Bernoulli entre el comienzo del canal (cota 4371 msnm) y el cambio de régimen de subcrítico a crítico (cota 4370.82 msnm), se obtiene una velocidad de 1.88 m/s antes de la influencia de la sección de control. Esta última velocidad sería considerando que en la entrada al canal y el pequeño resalto formado se disiparía prácticamente toda la energía por la diferencia de cotas aguas arriba y aguas abajo de la curva Creager. Obviamente, esto no sería así, sino que habría una pérdida parcial pero todavía conservaría el flujo parte de la energía en forma de velocidad. Según el Bureau of Reclamation (2012), las velocidades óptimas para el inicio de los bloques de impacto deberían calcularse a través de la Fórmula (40):

$$v = \sqrt[3]{gq} - 5 \quad (40)$$

Siendo:

- g Gravedad en pies/s²
- q Caudal por ancho de sección en pies³/s/pie
- v Velocidad recomendada en la entrada de la rápida en pies/s

En este caso, la velocidad recomendada sería de 4.22 pies/s (1.29 m/s). La velocidad crítica que nunca se debería superar sería 2.81 m/s. Si se superase, el flujo saldría por encima del canal tras golpear los bloques de impacto, dificultando el funcionamiento del canal. Si no se consideraran pérdidas en la entrada, la velocidad subiría por encima de ese límite, pero ello es totalmente irreal. Para evitar altas velocidades, se propone el uso de un azud en el cambio de pendiente, además de una fila de bloques aguas arriba de este. Considerando que la velocidad se encontraría entre las velocidades apropiadas, se estima la altura necesaria para estos bloques de impacto mediante:

$$H = 0.8Dc \text{ ó } 0.9Dc \quad (41)$$

Siendo:

H Altura del bloque
 Dc Profundidad crítica, siendo esta:

$$Dc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (42)$$

Para el caso, se obtuvo una altura crítica de 0.80 m. Por tanto, se tomó una altura de bloque de 0.65 m (entre ambas opciones propuestas). Además, la anchura recomendada por el USBR es 1.5 veces el ancho del dado de impacto, y nunca menos de la propia altura. Por tanto, el ancho considerado es de 1 m. Por otra parte, el espaciamiento entre filas sigue la Fórmula (43):

$$S = \frac{H (m)}{Pendiente \left(\frac{m}{m}\right)} \quad (43)$$

Sabiendo que la pendiente es de 0.4102 m/m y la altura de bloque considerada es de 0.65 m, se considera una distancia entre las caras de los bloques de 1.58 m. Además, estos bloques se construirán con la cara aguas arriba vertical para una mayor disipación de energía. La anchura mínima de la coronación de los bloques es el mayor de 0.2H y 9". Para el del presente trabajo se usará 9". El ancho de la base del bloque es H/2 más el ancho de la coronación, obteniendo en este canal 0.55 m. Por tanto, la separación entre las caras aguas arriba de los bloques será de 2.1 m. Sabiendo lo anterior, y que la rápida tiene una longitud de 149.13 m, se usarán 72 filas de bloques alternadamente: una fila tendrá un bloque completo en la sección central y la siguiente fila tendrá bloques de ancho 2/3H en los laterales junto a las paredes del canal. Estas paredes deben tener una altura mínima de 3 veces la altura de los bloques, por lo que 2 m sería suficiente.

Al final se considera el uso de una fila de bloques de impacto sumergida y rip-rap para evitar la erosión y la degradación de las laderas contiguas y la propia estructura del canal.

Resumiendo, se consideró que el caudal ecológico ya estaba incluido en las propias demandas según UNI (2011). Por ello se propuso diseñar el desagüe de fondo para el caudal máximo demandado. En el caso del aliviadero, parece raro que existan tantos dados de impacto en la rápida, pero esto se debe a la escasa altura de estos y la pronunciada pendiente del canal. Otra opción hubiera sido colocar un canal escalonado. Todas las dimensiones finales de la presa pueden ser revisadas en los planos anexados.

6. CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

CONCLUSIONES

- Si existen canteras naturales con materiales idóneos para resistir esfuerzos y para impermeabilizar, las presas de materiales sueltos son las mejores. Si no hubiesen existido estas canteras, una presa con pantalla de concreto hubiera sido una opción más viable económicamente hablando. Además, el subsuelo del nuevo eje podía proveer una mayor estabilidad. Sin embargo, se debe explicar que para la construcción de estas pantallas es usual la técnica de encofrado deslizante, la cual no está muy desarrollada en Perú, por lo que los equipos y la cualificación del personal iría contra los intereses económicos.
- Los cálculos de estabilidad por Equilibrio Límite dan buenos resultados para comprobar los Factores de seguridad, de una forma mucho más sencilla que la usada por Elementos Finitos. Sin embargo, nunca deben ser usados para calcular las tensiones y asentamientos. Por ello nunca se calcularon estos últimos parámetros.
- Las recomendaciones normas y recomendaciones internacionales, como las del USBR, recomiendan taludes de 2H:1V para es tipo de presa. Por eso se comenzó el análisis con esos taludes tanto aguas arriba como aguas abajo. Sin embargo, se comprobó que en zonas sísmicas como la de la presa se deben tender más los taludes, al menos el de aguas arriba. Este talud es más susceptible de falla en estas zonas debido a la combinación de sismo con desembalse rápido, situaciones hipotéticas que no son tan raras en embalses similares al del trabajo realizado.
- Las presiones intersticiales de los materiales no sólo dependen de la permeabilidad de las zonas. Existe un parámetro denominado succión que influye de manera significativa en la trayectoria de las filtraciones y las presiones del agua. Un error en la consideración de este dato estaba dando resultados irreales, mostrando que el agua se elevaba por encima del núcleo. Era obvio que algo estaba mal en el modelo porque el agua nunca va a subir capilarmente por una capa de grava limpia. El problema era que en un principio se desconocía dónde incorporar esa influencia en el software usado.
- Las filtraciones, tanto a través del cuerpo de la presa como a través del subsuelo, son escasas. Esto se debe a la baja permeabilidad del núcleo y del primer estrato de la cimentación. Debido a este motivo, la única mejora considerada para la cimentación es la realización de pozos de drenaje aguas abajo que filtren las posibles filtraciones que

existan bajo ese estrato impermeable. Si no se realizase, podría comprometer la estabilidad de la infraestructura a largo plazo, con una falla desde aguas abajo hacia aguas arriba.

- Respecto al comportamiento hidráulico, se puede comprobar que el aliviadero en canal lateral es una buena solución para presas de materiales sueltos en valles estrechos. Además, al ser un caudal muy bajo se pudo usar la solución de la rápida con bloques de impacto para evitar daños en las laderas del valle aguas abajo.

OBSERVACIONES

- Antes de proponer cualquier tipo de infraestructura para solucionar un problema, es importante saber la realidad nacional e internacional respecto a ese tema. Por ello, fue fundamental realizar un análisis exhaustivo del marco teórico de los diferentes temas para comprender cómo se diseñan las presas de materiales sueltos.
- Los programas de cálculo deben ser usados con extremado cuidado. Si no se posee un conocimiento suficiente de la teoría y no entendemos cómo funciona el programa se puede incurrir en errores de terribles consecuencias. Por ejemplo, el programa utilizado para calcular la estabilidad estaba exportando un resultado que mejoraba enormemente la estabilidad con una simple banqueta. Si no se hubiese conocido lo suficiente de geotecnia se habría considerado un talud aguas arriba de 2H:1V, lo que habría podido llevar a la falla en el talud aguas arriba con un sismo frecuente en un año de sequía extrema.
- Se observó que las densidades de los estratos del subsuelo no afectan prácticamente en la estabilidad de la presa. Esto se debe a la compensación de pesos de la zona activa y la zona pasiva de la cuña de la falla en el subsuelo. Lo que sí influyen son errores en los parámetros resistentes de la propia cimentación: cohesión y ángulo de rozamiento interno. Por otro lado, un error en la densidad de las zonas de la presa sí supondría un fallo grave: se estarían disminuyendo o aumentando los esfuerzos transmitidos a la cimentación.
- Para el diseño completo de la presa, no sólo habría que considerar la estabilidad del propio eje, sino de las laderas de todo el embalse. Si se produce un deslizamiento en un talud del embalse se podría producir una ola lo suficientemente grande que provoque

daños aguas abajo. Debido a la limitación del alcance de este estudio, esta parte no fue considerada, pero es importante tenerla en cuenta en diseños profesionales.



7. REFERENCIAS

- Ayan, C. et al, 1994. *Measuring Permeability Anisotropy: The Latest Approach*. Oilfield Review. Schlumberger.
- Bureau of Reclamation, 2012. *Design of Small Dams*. United States Department of the Interior. Tercera edición revisada.
- Cabrera, J. W., 2013. *Sequía agrícola, cambio climático y mitigación en Candarave, Tacna*. Segundo Encuentro de Investigadores Ambientales, Arequipa, Perú.
- Department of the Army, 1992. *Bearing Capacity of Soils*. U.S. Army Corps of Engineers. Washington.
- Díez Cascón J., 2015. *Curso de Especialización en Ingeniería de Presas*. Universidad de Cantabria.
- INDECI, 2002. *Plan de usos de suelo y medidas de mitigación ante desastres. Ciudad de Candarave*. Proyecto INDECI – PNUD PER/02/051.
- Fry, J.J, 2012. *Evaluating Seismic Stability of Embankment Dams*. Capítulo 10 del libro *Multiscale Geomechanics* de Hicher, P. Primera edición.
- Hynes-Griffin M.E. & Franklin A.G., 1984. *Rationalizing the seismic coefficient method*. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- ILRI, 1978. *Principios y Aplicaciones del Drenaje. Tomo IV*. Wageningen. Países Bajos.
- Kirpich, Z.P., 1940. *Time of concentration of small agricultural watersheds*. Civil Eng.
- Krochin Sviatoslav, 1978. *Diseño Hidráulico*. Ed. MIR, Moscú.
- Jambu, N., 1968. *Slope stability computations*. Soil mechanics and foundation engineering report, Technical University of Norway, Trondheim.
- Lopardo, R.A. y Sly, E.,1992: *Constatación de la profundidad de erosión aguas abajo de aliviaderos en salto de esquí*. Revista Latinoamericana de Hidráulica, São Paulo, Brazil, N° 4
- Lu Ning & Likos W. J., 2004. *Unsaturated Soil Mechanics*.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. 2008. *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Rimac (Lima, Perú).

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. 2013. *Manual de Carreteras. Diseño Geométrico DG-2013*. Rimac (Lima, Perú).

Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, 2016. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.

Novak, P. et al, 2007. *Hydraulic Structures*. University of Newcastle upon Tyne & University of Manchester (UK). Cuarta edición.

Pérez, M., 2015. *Variante de Lanestosa*. Universidad de Cantabria (España).

Razkazov et al, 2008. *Estructuras Hidráulicas*. Moscú (Rusia). Ed. Asociación de Entidades de Educación.

Rojas, H., 2004. *Estructuras de riesgo: Protección de riberas – Enrocados*. Universidad Nacional del Santa. Escuela de Ingeniería Civil.

Roscoe Moss Company, 1990. *Handbook of Ground Water Development*. John Wiley & Sons, Inc.

SAGARPA, 2012. *Obras de toma para aprovechamientos hidráulicos*. Subsecretaría de Desarrollo Rural y Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural. México.

Sánchez Caro, 2008. *Las guías técnicas y el control de avenidas en el río la leche (Lambayeque, Perú)*. VIII Jornadas Españolas de Presas. SPANCOLD.

Soil Conservation Service, SCS, 1986. *Urban hydrology for small watersheds*. Technical Release 55. Washington D.C. Departamento de Agricultura de EEUUA.

Spanish Committee on Large Dams (SPANCOLD), 2016. *Guía Técnica nº 2: Criterios para proyectos de preas y obras anejas*.

Spencer, E. 1967. *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces*. Géotechnique.

Universidad Nacional de Ingeniería, 2011. *Estudio de preinversión a nivel de factibilidad del proyecto de inversión pública: Proyecto de regulación del río Callazas y mejoramiento de la infraestructura de riego en la Provincia de Candarave*. UNI (Perú).

Wald D. et al, 1999. *Relationships between Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, and Modified Mercalli Intensity in California*. M.EERI.

Widarsono, B. et al, 2007. *Vertical – Horizontal Permeability Ratio in Indonesian sandstone and carbonate reservoirs*. Proceeding Simposium Nasional IATMI. UPN “Veteran”, Yakarta (Indonesia).

ZER Geosystem Perú, 2016. *Visita especializada de campo para la optimización de la presa Callazas*. Candarave, Tacna (Perú).

