

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL,
RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO
CUENCA PERALES - PRESA PERALES
VOLUMEN ESTRUCTURAS**

JUNIO 2020

INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO CUENCA PERALES - PRESA PERALES VOLUMEN ESTRUCTURAS



CANAL DE PANAMÁ

JUNIO 2020

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	7
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	9
3. CRITERIOS DE DISEÑO	10
3.1. CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO APLICABLES	10
3.2. MATERIALES	10
3.3. CARGAS ACTUANTES	11
3.3.1. Cargas muertas	11
3.3.2. Cargas Vivas	11
3.3.3. Empujes Hidrostáticos	11
3.3.4. Empuje lateral de tierra	12
3.3.5. Cargas sísmicas	12
3.3.5.1. Sismo de la estructura	12
3.3.5.2. Sismo en el agua	13
3.3.5.3. Sismo en los rellenos	13
3.3.6. Fuerza Hidrodinámica	15
3.3.7. Fuerzas Mecánicas	16
3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES	16
3.4.1. Estabilidad a Flotación	16
3.4.2. Estabilidad al deslizamiento	17
3.4.3. Estabilidad al Volcamiento	17
4. DISEÑO ESTRUCTURAL	18
4.1. PRESA CCR	18
4.1.1. Descripción de la estructura	18
4.1.2. Análisis de estabilidad	18
4.1.2.1. Caso I: Condición Usual de Operación:	20
4.1.2.2. Caso II: Condición Inusual de Operación:	20
4.1.2.3. Caso III: Condición Extrema de Operación:	20
4.2. VERTEDERO	20
4.2.1. Estructura del Azud	21
4.2.1.1. Descripción de la estructura	22
4.2.1.2. Análisis de estabilidad	22
4.2.1.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	22
4.2.1.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	22
4.2.1.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	22
4.2.1.6. Diseño estructural	23
4.2.2. Canal de descarga	24
4.2.2.1. Descripción de la estructura	24

4.2.2.2. Análisis de estabilidad	25
4.2.2.3. Diseño estructural	26
4.2.3. Deflector	27
4.2.3.1. Descripción de la estructura	28
4.2.3.2. Análisis de estabilidad	28
4.2.3.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	29
4.2.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	29
4.2.3.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	30
4.2.3.6. Diseño estructural	31
4.3. DESCARGA DE FONDO	32
4.3.1. Estructura de captación	32
4.3.1.1. Descripción de la estructura	32
4.3.1.2. Análisis de estabilidad	32
4.3.1.2.1. Casos Considerados	32
4.3.1.3. Diseño estructural	33
4.3.2. Cámara de compuertas y de válvulas	33
4.3.2.1. Descripción de la estructura	33
4.3.2.2. Análisis de estabilidad	34
4.3.2.2.1. Casos Considerados	34
4.3.2.3. Diseño estructural	34
4.3.3. Estructura de salida y deflector	35
4.3.3.1. Descripción de la estructura	35
4.3.3.2. Análisis de estabilidad	35
4.3.3.2.1. Casos Considerados	35
4.3.3.3. Diseño estructural	36
4.3.4. Caseta de operación de compuertas	36
4.3.4.1. Descripción de la estructura	36
4.3.4.2. Análisis de estabilidad	36
4.3.4.3. Diseño estructural	36
4.4. DESCARGA DE USOS	36
4.4.1. Estructura de captación	36
4.4.1.1. Descripción de la estructura	36
4.4.1.2. Análisis de estabilidad	36
4.4.1.2.1. Casos Considerados	36
4.4.1.3. Diseño estructural	37
4.5. TÚNEL DE DESVÍO	37
4.5.1. Estructura de entrada	37
4.5.1.1. Descripción de la estructura	37
4.5.1.2. Análisis de estabilidad	37
4.5.1.2.1. Casos Considerados	37
4.5.1.3. Diseño estructural	38
4.5.2. Estructura de salida	38
4.5.2.1. Descripción de la estructura	38

4.5.2.2. Análisis de estabilidad	38
4.5.2.2.1. Casos Considerados	38
4.5.2.3. Diseño estructural	39
4.5.3. Caseta de operación	39
4.5.3.1. Descripción de la estructura	39
4.5.3.2. Análisis de estabilidad	39
4.5.3.3. Diseño estructural	39
4.5.4. Tapón	39
4.5.4.1. Descripción de la estructura	39
4.5.4.2. Análisis de estabilidad	39
4.5.4.3. Diseño estructural	40
4.6. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO	40
5. REFERENCIAS	40
6. ANEXOS	41

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1. Coeficiente de Presión C
- Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.
- Figura 3. Sección Transversal de la Presa.
- Figura 4. Modelo de la Presa RCC para análisis de estabilidad
- Figura 5. Planta vertedero.
- Figura 6. Planta Presa - Vvertedero
- Figura 7. Sección transversal Azud.
- Figura 8. Modelo de estabilidad del azud del vertedero.
- Figura 9. Sección transversal canal de descarga.
- Figura 10. Sección longitudinal canal de descarga.
- Figura 11. Sección longitudinal deflector,
- Figura 12. Sección transversal deflector.
- Figura 13. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.
- Figura 14. Esquema cámara de compuertas y cámara de válvulas.
- Figura 15. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1. Pesos volumétricos de materiales utilizados.
- Tabla 2. Factores de seguridad a flotación..
- Tabla 3. Factores de seguridad al deslizamiento.
- Tabla 4. Seguridad al volcamiento.
- Tabla 5. Resumen estabilidad Presa RCC (Fuente: Elaboración propia)
- Tabla 6. Resumen estabilidad Azud del Vvertedero
- Tabla 7. Resumen estabilidad estructural de captación - Descarga de fondo
- Tabla 8. Resumen estabilidad cámara de compuertas y cámara de válvulas
- Tabla 9. Resumen estabilidad estructura de salida - Descarga de fondo
- Tabla 10. Resumen estabilidad estructura de captación - Descarga de usos

Tabla 11. Resumen estabilidad de entrada - Túnel de desvío

Tabla 12. Resumen estabilidad estructura de salida - Túnel de desvío

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde al diseño estructural a nivel conceptual de las diferentes estructuras que conforman el reservorio multipropósito de la cuenca Perales - Presa Perales. Las estructuras mencionadas corresponden a las obras de captación, almacenamiento, transporte y entrega, las cuales se predimensionan en función de los criterios de diseño establecidos en el desarrollo del presente reporte.

El informe está conformado por 6 capítulos, los cuales se indican a continuación:

Capítulo 1: Introducción

Capítulo 2: Localización y descripción del proyecto

Capítulo 3: Criterios de diseño

Capítulo 4: Diseño estructural

Capítulo 5: Referencias

Capítulo 6: Anexos

2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto del reservorio multipropósito de la cuenca Perales - Presa Perales, comprende principalmente las siguientes estructuras.:

- Presa en CCR (Concreto Compactado con Rodillo) sobre la EL. 35.00 msnm, extendiéndose esta hasta la EL. 110.00 msnm, conformando por tanto una estructura de 75.00 m de altura. En sentido perpendicular al flujo del río, la estructura se proyecta con 440.00 m de longitud. En su sección transversal máxima, la estructura cuenta con una base de 88.97 m.
- Estructura del vertedero localizada sobre la presa, la cual es conformada por el azud, el canal de descarga y el deflector.
- Estructura de descarga de fondo, la cual se conforma por la estructura de captación, cámara de compuertas y de válvulas, estructura de salida y deflector y caseta de operación de compuertas.
- Estructura de descarga de usos, la cual se conforma por la estructura de captación.
- Túnel de desvío, el cual se conforma por la estructura de entrada, la estructura de salida, caseta de operación y el tapón.
- Sistema de bombeo, el cual se compone del dique - vertedero, canal de limpia, bocatoma, conducción, desarenador, tanque de carga, casa de bombeo y tanques de almacenamiento.

3. CRITERIOS DE DISEÑO

Este capítulo presenta los criterios estructurales generales de diseño que se tendrán en cuenta en el desarrollo de los trabajos previstos dentro del alcance del proyecto, el cual corresponde a la elaboración de la ingeniería a nivel de diseño conceptual.

Los criterios de diseño se basan en normas y guías de diseño internacionales, los cuales se describen en el presente documento. El sistema de unidades a utilizar es el sistema métrico internacional (SI). Los materiales a utilizar, las cargas actuantes y los factores de seguridad admisibles en el cálculo de la estabilidad de las diferentes estructuras se indican a continuación.

3.1. CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO APLICABLES

Para el análisis y evaluación estructural de las obras que hacen parte del proyecto se considerarán las siguientes normas y códigos:

- Reglamento Estructural de Panamá REP-2014.
- Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete. ACI 307.2R-95.
- Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7.
- Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318-08.
- Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures. ACI 350-06.
- Recommended Practice for Measuring, Mixing and Placing Concrete. ACI-614.
- Proposed Recommended Practice for Curing Concrete. ACI-612.
- Guide to Formwork for Concrete. ACI-347.
- Building Code Requirements for Structural Plain Concrete. ACI-322.
- Guide to Presenting Reinforcing Steel Design Details. ACI-315.
- Recommended Practice for Concrete Floor and Slab Construction - ACI-302.1R
- Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete. ACI 207.2R.
- Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete. ACI-214.
- International Building Code (IBC).
- Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges. AISC 303.
- Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360
- Structural Welding Code. AWS D1.1
- Design of Small Dams. U.S. Bureau of Reclamation.1987.
- Criterios de Diseño para Estructuras Hidráulicas U.S.B.R. United States Department of the Interior- Bureau of Reclamation
- The U.S. Army Corps of Engineers. Gravity Dam Design. Washington. EM 1110-2- 2200.
- The U.S. Army Corps of Engineers. Stability Analysis of Concrete Structures. EM 1110-2-2100.
- The U.S. Army Corps of Engineers. Strength Design for Reinforced Concrete Hydraulic Structures. EM 1110-2-2140.
- The U.S. Army Corps of Engineers. Planning and Design of Hydroelectric Power Plant Structures EM 1110-2-3001
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012.

3.2. MATERIALES

Se emplea hormigón armado para las distintas estructuras requeridas, con las resistencias que se indiquen en este documento.

- Se emplea hormigón armado con resistencia a compresión mínima de $f'c$ 28 MPa a los 28 días para las obras

hidráulicas ó la resistencia indicada particularmente para cada obra.

- Se emplea hormigón compactado con rodillo para la presa de CCR con una resistencia a compresión de 17.5 MPa a los 365 días.
- Acero de refuerzo: Se emplea acero para el refuerzo del hormigón Grado 60 con un esfuerzo de fluencia $f_y = 412$ MPa (4200 kgf/cm²), conforme a la norma ASTM-A-706.
- Acero estructural: Se utilizarán aceros estructurales de calidad ASTM - A36 y ASTM A572 grado 50 para los elementos estructurales

3.3. CARGAS ACTUANTES

A continuación, se indican los diferentes tipos de cargas a considerar en los análisis, las cuales corresponden a sollicitaciones a las que estarían sometidas las estructuras que conforman el desarrollo del proyecto durante su construcción, operación y ante el evento de un posible sismo y se describe la forma en la cual se determina su magnitud.

3.3.1. Cargas muertas

Se refiere al peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales que permanecerán en su posición durante la vida útil del proyecto. Estas cargas se determinan considerando las dimensiones geométricas de las estructuras con los pesos volumétricos indicados a continuación:

Tabla 1. Pesos volumétricos de materiales utilizados.

MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO (kN/m ³)
Hormigón	24.00
CCR	22.00
Acero	78.60
Agua	9.81

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2. Cargas Vivas

Se refiere a cargas de personas, materiales o equipos que pueden trasladarse de un lugar a otro de la estructura durante la vida útil del proyecto. Para el análisis y pre-dimensionamiento se usarán las cargas recomendadas por Normas Internacionales según el tipo y uso del componente a diseñar. Para cálculos relacionados con análisis de estabilidad no se consideran las cargas vivas.

3.3.3. Empujes Hidrostáticos

La presión de agua a una profundidad h se determina como:

$$P_w = \gamma_w \times h$$

Ecuación 1.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001)

Dónde:

P_w = Presión de agua a una profundidad h (kN/m²).

γ_w = Peso específico del agua.
h = Profundidad del punto considerado medida desde la superficie del agua (m).

La resultante total de empuje de agua se determinó como:

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w * h^2$$

Ecuación 2.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001)

Dónde:

F_w = Resultante total de empuje de agua por metro de ancho (kN/m).

3.3.4. Empuje lateral de tierra

Se determina por metro de ancho mediante la siguiente expresión:

$$E_h = \frac{1}{2} * K * \gamma_t * H^2$$

Ecuación 3.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001)

Dónde:

E_H= Empuje lateral de tierras.
 γ_t = Peso específico del material.
H_w= Altura del material.
K= Coeficiente de presión de tierras.

3.3.5. Cargas sísmicas

Se consideran las fuerzas de sismo que actúan tanto sobre la masa de la estructura de hormigón como sobre el agua y los rellenos que la circundan. Las expresiones matemáticas para determinar las fuerzas generadas sobre las estructuras debidas al sismo se presentan a continuación.

3.3.5.1. Sismo de la estructura

Para los análisis de estabilidad se toma una fuerza horizontal (Pe) equivalente a la relación de la aceleración sostenida a la gravedad, multiplicada por el peso de la estructura (W) en cualquier dirección y aplicada en el centro de gravedad de la misma; Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2200 Ecuación 3-2.

$$Pe = \frac{W}{g} \cdot \alpha \cdot g = \alpha \cdot W$$

Ecuación 4.

Fuente: USACE. EM 1110-2-2200.

Dónde:

Pe = Fuerza Horizontal.
 α = Coeficiente sísmico.
W = Peso de la estructura.

Según lo establecido en el numeral 4.7 del Manual EM-1110-2-2100 para los análisis de estabilidad, se permite utilizar un coeficiente sísmico igual a 2/3 del valor de aceleración máxima (PGA). El coeficiente sísmico vertical se considera como 1/2 del anterior.

3.3.5.2. Sismo en el agua

La variación de la presión hidrodinámica con la profundidad se calcula a través de la siguiente expresión, tomada del libro Design of Small Dams del US Bureau of Reclamation:

$$\Delta P = CG_h \gamma_{\text{agua}} H$$

Ecuación 5.

Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

Dónde:

- ΔP = Variación de la componente normal de la carga de agua debido al sismo.
- G_h = Aceleración máxima horizontal con relación a la aceleración de la gravedad.
- C = Coeficiente de distribución y magnitud de presión.
- γ_{agua} = Peso específico del agua.
- H = Profundidad máxima del reservorio.

El valor de C se determina de acuerdo con la Figura 1. De dicha Figura se leen las siguientes variables:

- h = Profundidad total del reservorio en la sección estudiada.
- y = Distancia vertical de la superficie de reservorio a la elevación en cuestión.
- C_m = Máximo valor de C para una pendiente constante.
- C = Coeficiente de distribución y magnitud de presión.

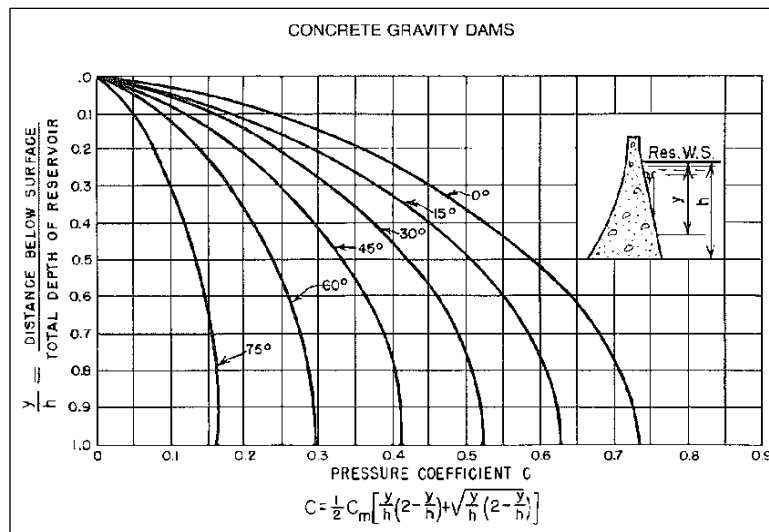


Figura 1. Coeficiente de Presión C
Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

3.3.5.3. Sismo en los rellenos

El empuje sísmico de relleno mostrado en la Figura 2 se expresa mediante la formulación de Mononobe - O-Kabe, dado por las siguientes expresiones definidas por unidad de longitud de muro:

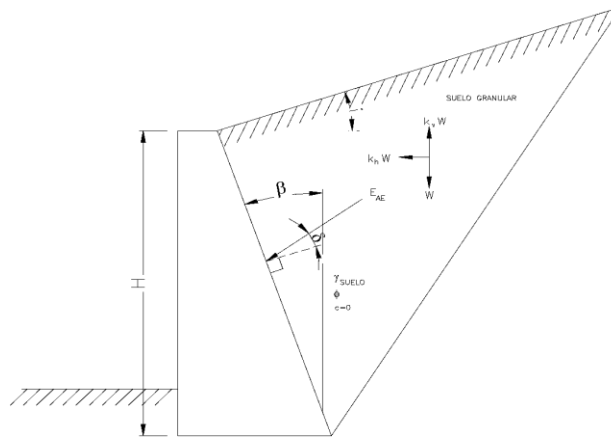


Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.
Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Se definen los coeficientes de aceleración de la siguiente manera:

- k_h : Componente horizontal de la aceleración del sismo dividida por la aceleración de la gravedad g . Para muros en voladizo, donde no exista restricción al desplazamiento, se recomienda utilizar $k_h=0.5\alpha$ según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications comentario C11.8.6.
- k_v : Componente vertical de la aceleración del sismo dividida por la aceleración de la gravedad g .

La formulación a seguir para el método es la siguiente:

- Empuje activo dinámico (kN):

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_V) K_{AE} H^2$$

Ecuación 6.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

- Coeficiente dinámico de empuje de tierras:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\psi(\cos\theta)(\cos^2\beta)\cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Ecuación 7.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Dónde:

- ϕ : Ángulo de fricción del material (°).
 θ : Ángulo entre componente vertical y horizontal del sismo (°).

$$\theta = \text{artan}\left(\frac{K_H}{1-K_V}\right)$$

Ecuación 8.

Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

- β : Ángulo de inclinación del muro en contacto con el material (°).
 Ψ : Factor que se define como se muestra en la siguiente expresión.

$$\psi = \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)} \right]^2$$

Ecuación 9.

 Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Donde:

δ : Ángulo de fricción entre el hormigón y material de relleno (°).
 i: Ángulo de inclinación del relleno (°).

- Empuje activo estático (kN):

De la teoría de empujes de Rankine:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma K_A H^2$$

Ecuación 10.

 Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Donde:

H: Es la altura del relleno (m).
 Ka: Coeficiente estático de empuje de tierras activo.

$$K_{am} = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

Ecuación 11.

 Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

- El empuje debido al efecto dinámico (kN):

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_A$$

Ecuación 12.

 Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Puede aplicarse una resultante de las dos fuerzas, localizada en un punto tal que ejerza el mismo efecto dado por ΔE_{AE} aplicada a una altura $0.60H$ y por E_A aplicada a $H/3$, o por las dos fuerzas actuando independientemente. Se utilizará el segundo criterio.

3.3.6. Fuerza Hidrodinámica

Fuerza producida por el cambio de la cantidad de movimiento al darse un cambio en la dirección de la velocidad. Se calcula con la siguiente expresión:

$$F_d = \gamma_w * Q * V / g$$

Ecuación 13.

 Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

Dónde:

γ_w = Peso específico del agua.
 Q = Caudal de diseño.
 V = Velocidad de la masa de agua en la sección del tubo.

g = Gravedad.

3.3.7. Fuerzas Mecánicas

Fuerzas de expansión o contracción en la tubería generadas por cambios de temperatura. Son evaluadas por el especialista mecánico.

3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES

Según aplique, en forma general, las cargas incluidas en los casos analizados se describen a continuación:

- **Caso usual:** Se refiere a las cargas y condiciones de carga, las cuales están relacionadas con la función principal de la estructura y puede esperarse que ocurran frecuentemente durante la vida útil de la estructura.
- **Caso Inusual:** Se refiere a las cargas y condiciones de carga que son de ocurrencia poco frecuente.
- **Caso Extremo:** Para el actual informe hace referencia a eventos sísmicos.

El análisis de estabilidad se realizará siguiendo los criterios de aceptación y recomendaciones establecidos en el manual de ingeniería U.S.A.C.E EM-1110-2-2100. A continuación se incluyen los criterios de aceptación contemplados.

3.4.1. Estabilidad a Flotación

La estabilidad de las estructuras ante la flotación se revisó utilizando el criterio establecido en el Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 mediante la siguiente ecuación:

$$F.S.F = \frac{W_S + W_C + S}{U - W_G}$$

Ecuación 14.

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

Dónde:

- Ws= Peso de la estructura incluido el peso de equipos fijos y rellenos puesto por encima de la superficie de la estructura.
 Wc = Peso del agua contenida dentro de la estructura.
 S = Sobrecarga.
 U = Fuerzas de levantamiento actuando en la base de la estructura.
 Wg = Peso del agua sobre la estructura.

Los factores de seguridad a flotación utilizados como criterio de aceptación para las condiciones estudiadas se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Factores de seguridad a flotación

Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
1.30	1.20	1.10

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

3.4.2. Estabilidad al deslizamiento

Los factores de seguridad al deslizamiento, adoptados como criterios de aceptación para el presente estudio, corresponden a los recomendados por el manual de ingeniería U.S.A.C.E EM 1110-2-2100. Para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento de las estructuras en el contacto con la fundación se usará la siguiente ecuación: Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 Ecuación 4-3

$$FSD = \frac{(N \tan \phi + cL)}{T}$$

Ecuación 15.

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

Dónde:

- N = Resultante de fuerzas normales al plano de deslizamiento.
- ϕ = Ángulo interno de fricción de la roca de fundación.
- c = Cohesión de la roca de fundación.
- L = Longitud de la base en compresión.
- T = Sumatoria de cargas aplicadas, paralelas al plano de deslizamiento

El análisis de estabilidad al deslizamiento se efectúa para las diferentes estructuras consideradas, teniendo en cuenta las fuerzas actuantes totales y la cohesión en la base en donde fuese aplicable. Los factores de seguridad al deslizamiento utilizados como criterio de aceptación para estructuras críticas y normales en condiciones básicas de parámetros geotécnicos suministrados se muestran en la Tabla 3. La diferencia entre estructuras críticas y normales yace en si su falla implica la pérdida de vida o no.

Tabla 3. Factores de seguridad al deslizamiento.

Tipo de Estructura	Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
Crítica	2.0	1.7*	1.3*
Normal	1.5	1.3	1.1

*para condiciones geotécnicas poco detalladas

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

3.4.3. Estabilidad al Volcamiento

La seguridad al volcamiento quedará garantizada si se cumplen las siguientes condiciones:

- Caso usual

σ suelo $< \sigma$ admisible normal
 $e \leq L/6$ (suelo), esto significa que toda la base está a compresión

Dónde:

e = Excentricidad basal de la resultante de las solicitaciones.
 L = Ancho basal de la fundación.

- Caso inusual

σ suelo $< \sigma$ admisible eventual
 $e \leq L/4$ (suelo), lo que implica que se acepta el 75% de la base en compresión.

- Caso extremo

$\sigma_{\text{suelo}} < \sigma_{\text{admisible eventual}}$
 $e \leq \text{Resultante dentro de la base de apoyo.}$

Los resúmenes de los porcentajes requeridos a compresión en los diferentes casos se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Seguridad al volcamiento.

Caso de carga	Factor requerido de seguridad a volcamiento
Usual	100% de la base en compresión
Inusual	75% de la base en compresión
Extremo	Resultante dentro de la Base.

Fuente:USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2200

Se calcularán los esfuerzos actuantes en el material de fundación, causados para los diferentes casos de carga aplicados por cada estructura para garantizar que estos sean menores o iguales a la capacidad portante admisible para los casos usual e inusual. Para condiciones extremas de carga el esfuerzo actuante permitido es de 1.33 veces la capacidad portante del material donde se encuentra cimentada la estructura.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. PRESA CCR

4.1.1. Descripción de la estructura

Para la regulación de caudales sobre el río Perales, se prevé localizar una presa en CCR (Concreto Compactado con Rodillo) sobre la EL. 35.00 msnm, extendiéndose esta hasta la EL. 110.00 msnm, conformando por tanto una estructura de 75.00 m de altura en su sección máxima. En sentido perpendicular al flujo del río, la estructura se proyecta con 440.00 m de longitud. En su sección transversal máxima, la estructura cuenta con una base de 88.97 m. El paramento aguas arriba se contempla vertical desde la EL.35.00 hasta EL.45.05 y desde EL.76.87 hasta EL.110.00. Entre la EL.45.05 hasta EL.76.87 msnm, se realiza una transición recta en un talud 0.25:1.00 (H:V). El paramento aguas abajo se contempla con un talud 1.00:1.00 (H:V).

La Presa en RCC, deberá ser construida en capas de 0.30 m de espesor; cada una adecuadamente extendida y compactada de tal manera que una vez finalizada su construcción se garanticen como mínimo las propiedades indicadas en el numeral [3.2. MATERIALES](#) del presente documento.

Cuenta con un sistema de drenaje, compuesta por una serie de 3 galerías de drenaje horizontales, localizadas a diferentes niveles sobre el eje de la presa EL.45,00, EL.70,00 y EL.95,00. Estas se localizan en el eje de la presa, a 10,98m del talón aguas arriba de la Presa en la sección máxima. La eficiencia del sistema de drenaje, se establece en 50% para los fines del análisis efectuado para el establecimiento de las dimensiones de la estructura.

4.1.2. Análisis de estabilidad

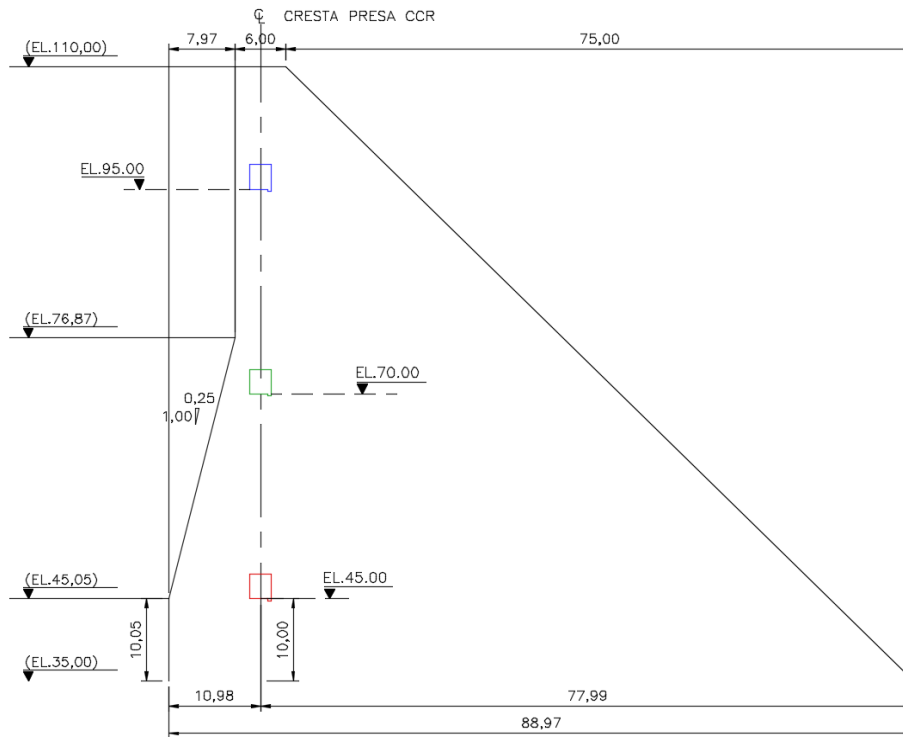


Figura 3. Sección Transversal de la Presa.
Fuente: Elaboración propia

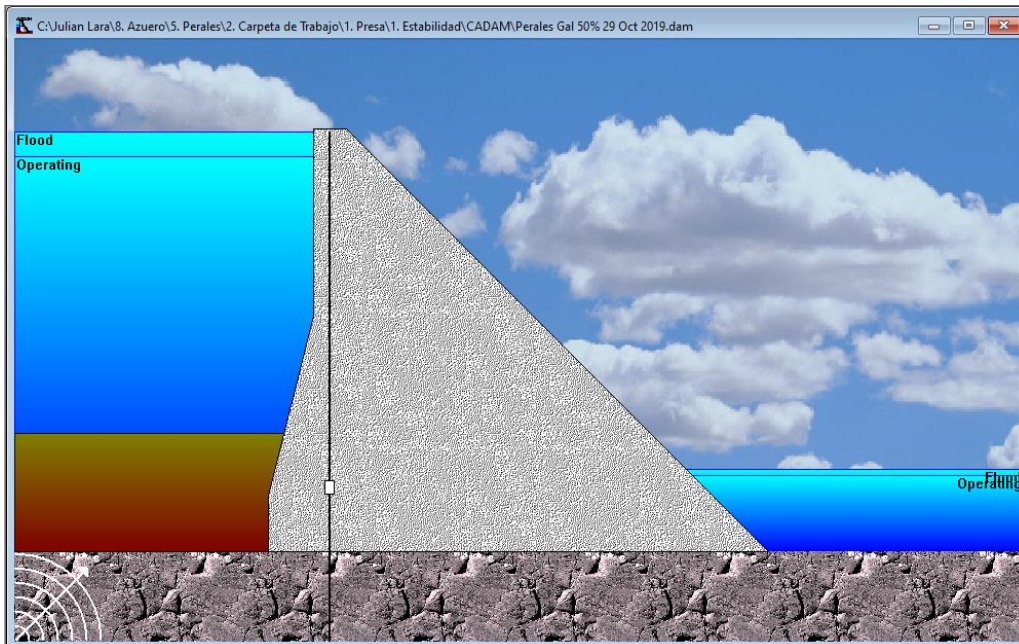


Figura 4. Modelo de la Presa RCC para análisis de estabilidad
Fuente: Elaboración propia

Para el análisis de estabilidad de la estructura, se tienen en cuenta los siguientes casos de análisis:

4.1.2.1. Caso I: Condición Usual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO (EL. 105.00 msnm).
- Empuje horizontal de agua aguas abajo al nivel correspondiente al normal de operación NAMO (EL.48.54 msnm).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- Empuje de sedimentos aguas arriba (EL.56.00 msnm).
- No se considera agua sobre la estructura.

4.1.2.2. Caso II: Condición Inusual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel inusual de operación NAME (EL.109.50 msnm)
- Empuje horizontal de agua aguas abajo al nivel correspondiente al inusual de operación NAME (EL.49.68 msnm)
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME.
- Empuje de sedimentos aguas arriba (EL.56.00 msnm).
- Se considera agua sobre la estructura únicamente en el extremo aguas arriba.

4.1.2.3. Caso III: Condición Extrema de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO.
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- No se considera agua sobre la estructura.
- Empuje sísmico del agua.
- Empuje sísmico de sedimentos aguas arriba (EL.56.00 msnm).
- Acción de fuerza sísmica hacia aguas abajo.

El Anexo 1 presenta los resultados del análisis de estabilidad de la Presa.

La Tabla 5 presenta los resultados del análisis de estabilidad realizado considerando un ángulo de fricción del material de fundación de $\phi=50^\circ$; $c= 1364$ kPa, parámetros definidos por el área geotécnica.

Tabla 5. Resumen estabilidad Presa RCC (Fuente: Elaboración propia)

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{max adm}^{(1)}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	3.092	1.30	7.628	2.00	100%	100%	-997	4000
II	(INUSUAL)	2.906	1.20	6.725	1.70	100%	>75%	-1150	4000
III	(EXTREMO)	2.744	1.10	4.165	1.30	90.06%	RDB(2)	-2136	4000

Fuente: Elaboración propia.

(1) El valor de parámetros geotécnicos establecidos deberá ser verificados en la siguiente etapa de ingeniería de acuerdo con las investigaciones geotécnicas respectivas .

(2) RDB Resultante dentro de la base.

4.2. VERTEDERO

La obra del vertedero está conformada por la Estructura de Control, Canal de Descarga y Deflector. Esta estructura se encuentra localizada sobre la presa en RCC, en el costado de la margen derecha y se configura como un vertedero de descarga libre, esto es, sin compuertas como tampoco por lo que no existen pilas intermedias en la zona de la Estructura de Control. El vertedero se plantea de ancho hidráulico constante de 20.00 m tanto en su zona aguas arriba como en la zona del deflector. Cuenta con una longitud total de 95.69 m longitud, medidos en planta desde el extremo aguas arriba de la presa hasta el canal de descarga.

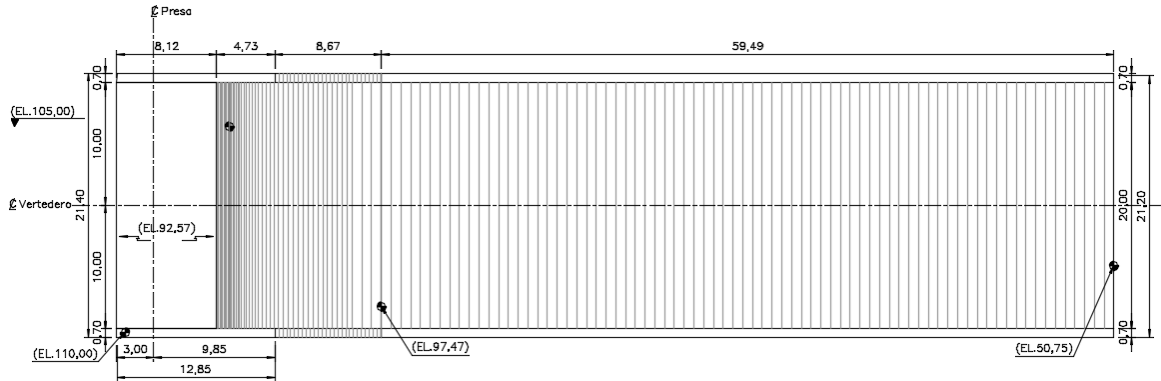


Figura 5. Planta vertedero.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.1. Estructura del Azud

El azud de la estructura de excedencia se cimienta sobre el hormigón CCR de la Presa. El diente aguas arriba del azud, se localiza en su extremo inferior, en la EL.90.77y se extiende hasta la elevación general de cimentación de la estructura en la EL.93.77 msnm. En el extremo aguas abajo de la estructura cuenta con un talud para manejo hidráulico de 1.00:1.00 (H:V), y su extremo aguas arriba es de paramento vertical. La cresta del vertedero dista del paramento aguas arriba de la presa en 8.12 m. La cimentación en el extremo aguas abajo de la estructura se encuentra en la EL.92.60 msnm. La longitud total de la estructura es de 13.40 m.

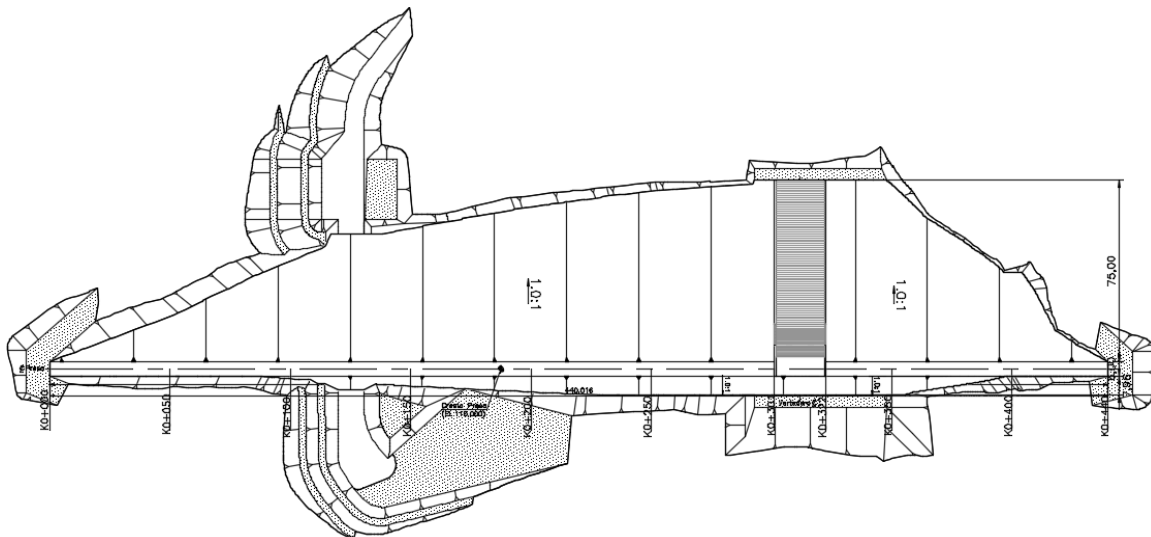


Figura 6. Planta Presa - Vertedero
Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.1. Descripción de la estructura

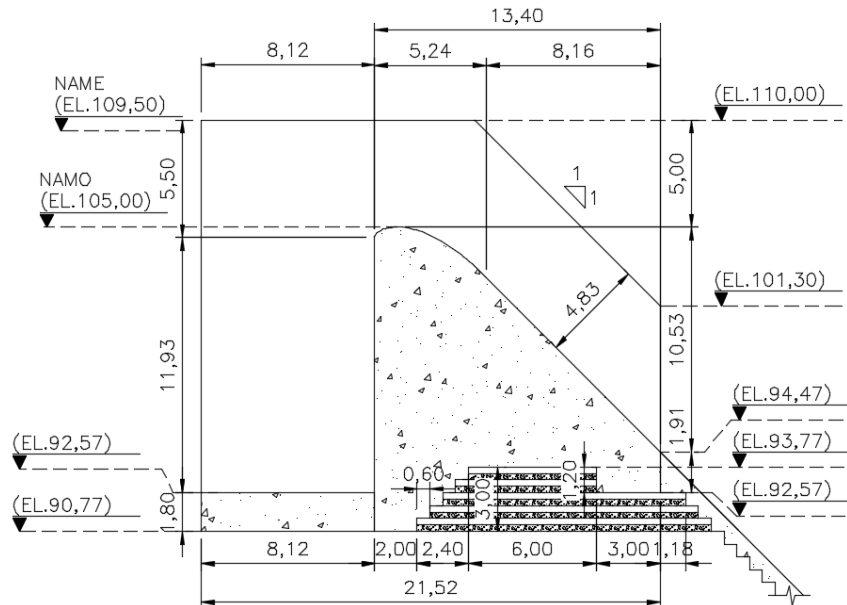


Figura 7. Sección transversal Azud.
Fuente: Elaboración propia

4.2.1.2. Análisis de estabilidad

Se realiza un modelo de estabilidad plano de la sección estructural establecida, mediante el software CADAM V1.4.13, para el cual se consideran los siguientes casos de análisis:

4.2.1.3. Caso I: Condición Usual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO (EL. 105.00 msnm).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.

4.2.1.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel inusual de operación NAME (EL. 109.50 msnm)
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME

4.2.1.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje horizontal de agua aguas arriba a nivel normal de operación NAMO (EL. 105.00).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- Empuje sísmico del agua.
- Acción de fuerza sísmica hacia aguas abajo.

En la Tabla 6 y en el Anexo 2, se presentan los resultados del análisis de estabilidad realizado para un ángulo de fricción del material de fundación, en este caso concreto RCC, de $\phi=41^\circ$; $c=148$ kPa:

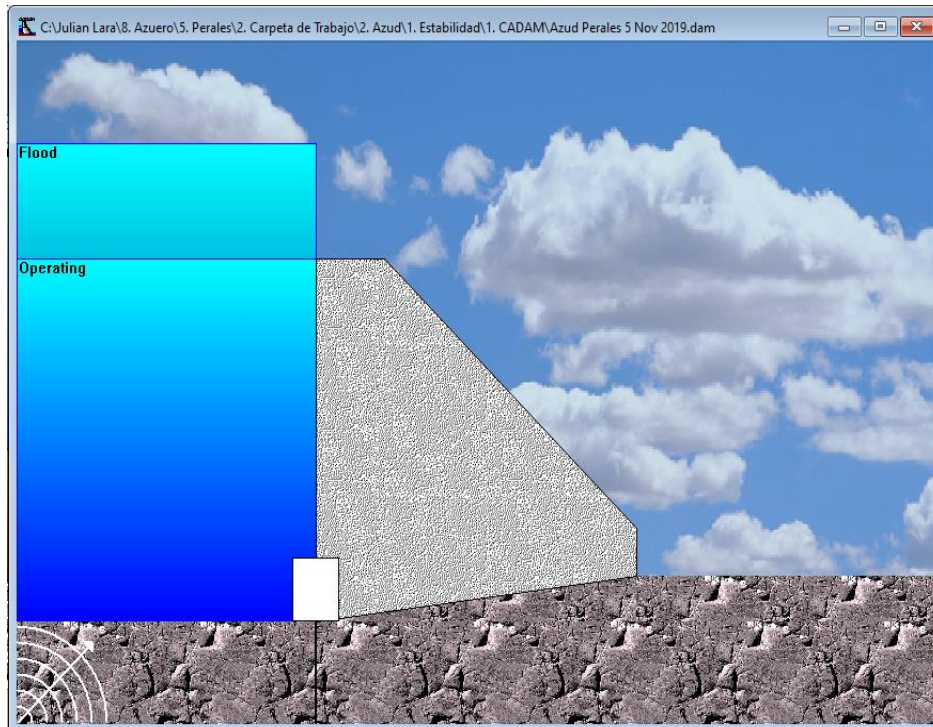


Figura 8. Modelo de estabilidad del azud del vertedero.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6. Resumen estabilidad Azud del Vertedero

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento				Volcamiento		
		FSF obt	FSF adm	Pico		Residual		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)
				FSD obt	FSD adm	FSD obt	FSD adm			
I	(USUAL)	9.329	1.30	6.921	2.00	4.197	1.50	100%	100%	-333.33
II	(INUSUAL)	7.525	1.20	3.525	1.70	2.168	1.30	100%	>75%	-409.26
III	(EXTREMO)	7.177	1.10	2.422	1.30	1.880	1.00	97.28%	RDB(1)	-339.34

Fuente: Elaboración propia

(1) RDB Resultante dentro de la base.

4.2.1.6. Diseño estructural

El hormigón del azud se considera como un hormigón masivo que debe tener consideraciones especiales, principalmente en el control de su temperatura en su producción y en su colocación. Por tal razón, para el alcance de esta fase de ingeniería, para el dimensionamiento y cuantificación del acero de refuerzo necesario para el control de fisuración del hormigón masivo se establecen los requerimientos mínimos establecidos en el código ACI 207.2R-95. En este sentido, dicho documento establece que el acero de refuerzo mínimo para este tipo de hormigón no debe ser inferior al equivalente a barras N°6 espaciadas a 0.30 m.

Para las pilas laterales de la estructura, se da continuidad al espesor establecido para los muros del Canal de Descarga, el cual es de 0.70 m. Es de aclarar, que se asume que el proceso constructivo deberá prever que se finalizará la completa instalación del concreto RCC de la presa y posteriormente, realizarse la construcción de la estructura del Azud y pilas

laterales. Lo anterior con el fin de no transmitir cargas de impacto sobre la estructura, debidas a la operación de compactación del CCR, en el caso de realizarse de manera contraria.

4.2.2. Canal de descarga

4.2.2.1. Descripción de la estructura

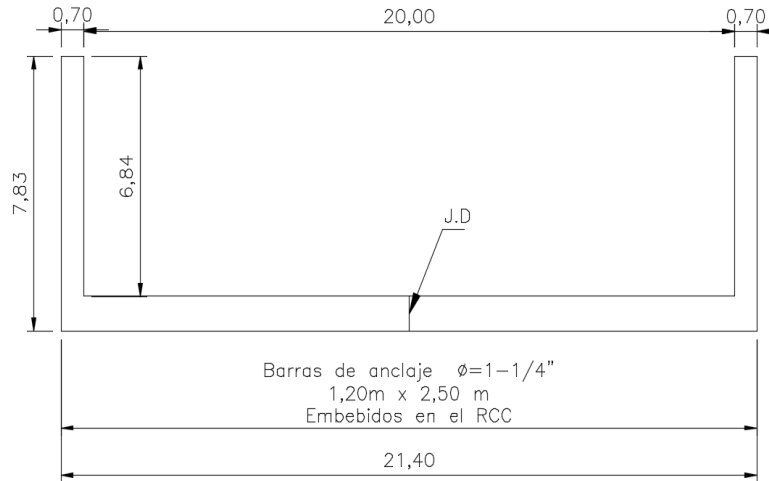


Figura 9. Sección transversal canal de descarga en plano vertical.
Fuente: Elaboración propia

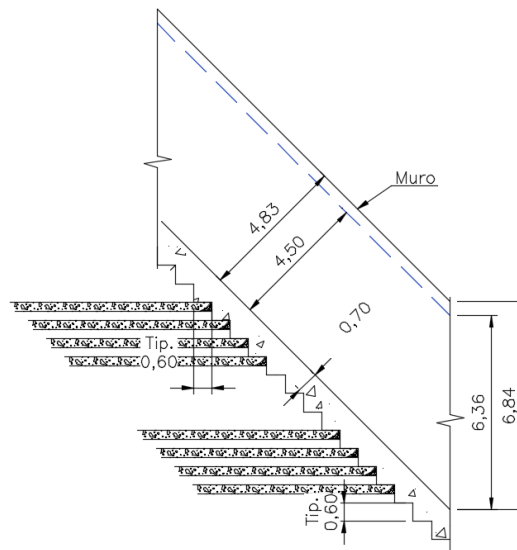


Figura 10. Sección longitudinal canal de descarga.
Fuente: Elaboración propia

El canal de descarga se encuentra localizado aguas abajo de la estructura de control. Se constituye como un canal de ancho hidráulico constante de 20.00 m desde la estructura del Azud hasta la entrega al Deflector. Cuenta con una longitud horizontal de 59.49 m en pendiente 1.00:1.00 (H:V) y espesores de muros y losa de 0.70 m. La altura de muros es de 4.83 m medidos perpendicularmente a la losa de fondo del canal.

Esta estructura se encuentra anclada al concreto CCR. mediante la disposición de barras de anclaje embebidas en dicho concreto durante su proceso de colocación.

4.2.2.2. Análisis de estabilidad

La condición más desfavorable para estabilidad del Canal de Descarga se obtiene para la condición inusual en la cual se consideran las siguientes cargas:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME.
- No se considera agua sobre la estructura.

El peso de la estructura por metro lineal, en una sección perpendicular al plano de deslizamiento en la sección mínima de 20.00 m de ancho hidráulico, corresponde a:

$$V = 21.74m^3$$

$$W = (21.74m^3)(24kN/m^3)$$

$$W = 521.76kN$$

Componente del peso en el sentido del deslizamiento:

$$Wt = 521.76kN * \cos(45^\circ)$$

$$Wt = 368.94kN$$

Componente del peso el sentido perpendicular al plano de deslizamiento:

$$Wn = 521.76kN * \sin(45^\circ)$$

$$Wn = 368.94kN$$

La subpresión bajo la estructura, corresponde a:

$$h = 4.50m(\text{Lámina de agua en el canal, remanente luego de la descarga})$$

$$P = (4.50m)(9.81kN/m^3)$$

$$P = 44.15kN/m^2$$

$$U = (44.15kN/m^2) * (21.40m)$$

$$U = 944.81kN$$

La acción a tensión de las barras de anclaje $d = 1\text{-}1/4"$, con área transversal de $A_b = 819mm^2$ y esfuerzo nominal de servicio $f_s = 240$ MPa:

$$T = \frac{F_s * A_b}{s} * B$$

$$T = \frac{(240N/mm^2) * (819mm^2)}{2.50m} * (21.40m)$$

$$T = 1682.55kN$$

- Flotación:

$$FS = \frac{W_s + W_c + S}{U - W_G}$$

$$FS = \frac{368.94kN + 0 + 0}{944.18kN - 0} = 0.39 < 1.20$$

Teniendo en cuenta el efecto de las barras de anclaje de tal manera que estas vinculen la estructura al hormigón de la presa y soporten la fuerza de subpresión generada en la interfase RCC de la presa y el hormigón del canal:

$$FS = \frac{368.94kN + 0 + 1682.55kN}{944.18kN - 0} = 2.17 > 1.20ok$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 368.94kN + 1682.55kN - 944.18kN$$

$$\Sigma FV = 1107.31kN$$

$$\Sigma FH = 368.94 kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\varphi=41^\circ$ y cohesión $c=148$ kPa, correspondientes al hormigón CCR sobre el cual se cimienta el canal, se tiene:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$

$$FSD = \frac{(1107.31kN) * \tan(41^\circ) + (1.00m)(21.40m)(148kPa)}{368.94kN} = 11.19 > 1.70ok$$

4.2.2.3. Diseño estructural

El espesor de muros deberá ser tal que sea capaz de soportar la columna de agua dentro del canal durante la descarga en el nivel NAME del reservorio. Para el flujo de agua correspondiente a este nivel de creciente, el modelo hidráulico establece un borde libre de 0.50 m. Por tanto, los muros estarán sometidos a un empuje equivalente de 4.33m de columna de agua medido en sentido perpendicular a la losa de fondo del canal. Para fines de diseño, se adopta 4.50 m. En sentido vertical es una columna de 6.35 m de agua.

- Verificación por cortante:

$$Eh = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2$$

$$Eh = \frac{1}{2} (9.81kN/m^3)(6.36m)^2$$

$$Eh = 198.40 kN$$

Para la condición en voladizo de los muros del canal de descarga, el empuje debido a la lámina de agua se conforma como el cortante transmitido a la base del muro. Por tanto, para carga última:

$$Vu = FS * Vn$$

$$Vu = (1.4) (198.40 kN)$$

$$Vu = 277.76 kN$$

La resistencia a cortante proporcionada por el hormigón, es por tanto:

$$\Phi V_c = \frac{\Phi \sqrt{f'_c}}{6} bd$$

$$277760N = \frac{(0.75) \sqrt{28 \text{ N/mm}^2}}{6} (1000mm)d$$

$$d = 419mm$$

Se adopta un espesor de 0.70 m, el cual corresponde a un $d=0.625$ m con el fin de prever control de deflexiones laterales que generen fisuración.

- Verificación por Flexión:

El momento generado por la lámina de agua en el canal es:

$$\begin{aligned}Mn &= F * d \\Mn &= (198.40kN)(6.36m) * (1/3) \\Mn &= 420.61kN.m\end{aligned}$$

El momento mayorado correspondiente es:

$$\begin{aligned}Mu &= FS * Mn \\Mu &= (1.4)(420.61kN.m) \\Mu &= 588.85kN.m\end{aligned}$$

Para $d=0.625$ m; $f_c=28$ MPa; $F_y= 420$ MPa, se obtiene la siguiente cuantía de refuerzo:

$$\begin{aligned}\rho &= 0.0041 \\As &= (0.0041)(1000mm)(625mm) \\As &= 2562.5mm^2/m\end{aligned}$$

Colocar barras N°8 a 0.20 m.

En sentido longitudinal:

$$\begin{aligned}\rho &= 0.0050 \text{ (ACI 350-06) (En ambas caras)} \\As &= (0.0050)(1000mm)(300mm)(0.5) \\As &= 750mm^2/m \text{ (en cada cara)}\end{aligned}$$

Colocar barras N°6 a 0.20 m.

4.2.3. Deflector

4.2.3.1. Descripción de la estructura

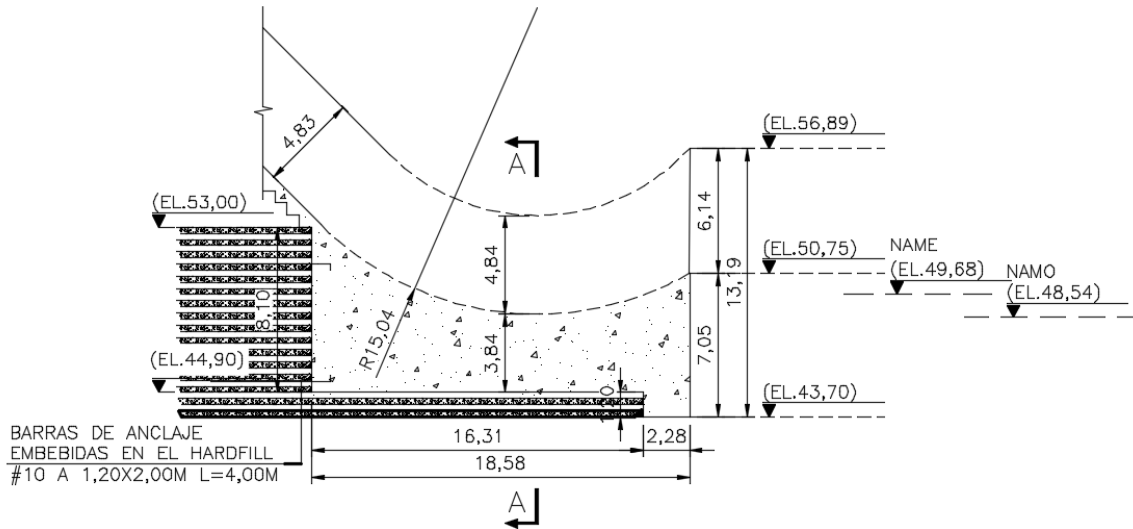


Figura 11. Sección longitudinal deflector,
Fuente: Elaboración propia

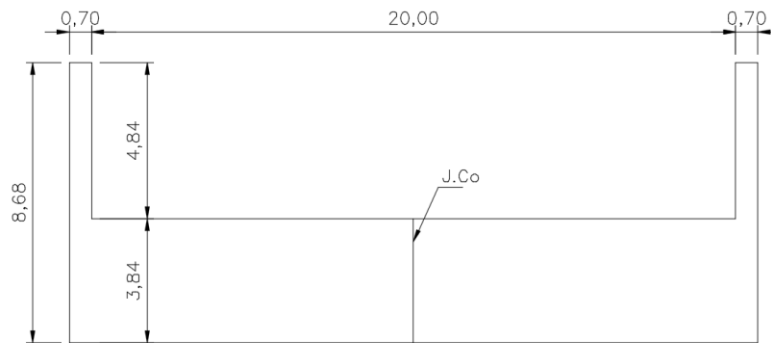


Figura 12. Sección transversal deflector (Sección A-A)
Fuente: Elaboración propia

El deflector, cuenta con una longitud de 18.54 m aguas abajo del Canal de Descarga y se constituye en la estructura que permitirá cambiar el curso del agua para generar la disipación de energía del flujo hasta caer al cuenco de amortiguamiento. Su ancho, es de 20.00 m en su sección hidráulica, con espesores de muro de 0.70 m.

Está compuesto por muros laterales empotrados en bloque macizo provisto de una curva vertical en su superficie hidráulica, que lanza el chorro de agua de manera ascendente para lograr aspersión del flujo y permitir disipación de energía antes de su llegada al cuenco de amortiguamiento. El espesor de dicha losa es variable, debido a que la cara en contacto con la presa es completamente horizontal.

4.2.3.2. Análisis de estabilidad

4.2.3.3. Caso I: Condición Usual de Operación:

Por corresponder a una condición con reservorio a nivel normal de operación NAMO, y por tanto el vertedero no opera, no representa la condición que gobierna el diseño.

4.2.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:

Se considera como la condición que controla el dimensionamiento de la estructura:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Empuje hidrodinámico del agua debido a la descarga inusual del vertedero a nivel de operación NAME.
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME.

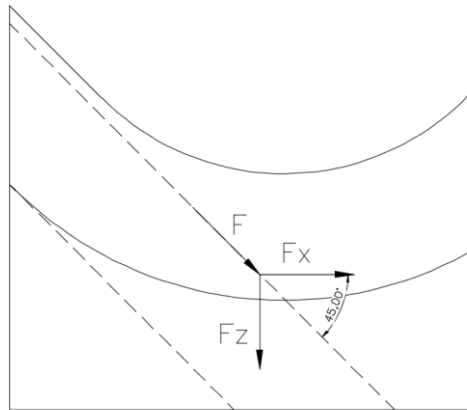


Figura 13. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.
Fuente: Elaboración propia

Caudal	$Q = 2019.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Área Sección	$A = (4.50 \text{ m})(20.00 \text{ m}) = 90 \text{ m}^2$
Velocidad:	$V = \frac{Q}{A}$
	$V = \frac{(2019.3 \text{ m}^3/\text{s})}{90 \text{ m}^2}$
	$V = 22.44 \text{ m/s}$

Como premisa hidráulica, se establece una velocidad máxima igual a:

$$V = 30.00 \text{ m/s}$$

Realizando el análisis por metro lineal de ancho del canal, el caudal correspondiente es por tanto:

$$Q = \frac{2019.3 \text{ m}^3/\text{s}}{20.00 \text{ m}} = 100.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por tanto, la fuerza hidrodinámica actuante es la siguiente:

$$F_d = \gamma_w \cdot Q \cdot V / g$$

$$F = (1000 \text{ kg/m}^3)(100.97 \text{ m}^3/\text{s})(30.00 \text{ m/s})$$

$$F = 3029.10 \text{ kN}$$

Las componentes horizontal y vertical de la fuerza hidrodinámica, para la inclinación de flujo de 45° es por tanto:

$$Fh = 2141.901 \text{ kN}$$

$$Fv = 2141.90 \text{ kN}$$

El peso de la estructura por metro lineal corresponde a:

$$V = 95.60 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W = (95.60 \text{ m}^3)(22 \text{ kN/m}^3)$$

$$W = 2103.20 \text{ kN/m}$$

La subpresión bajo la estructura en condición inusual NAME aguas abajo, corresponde a:

$$h = 49.68 - 44.90 = 4.78 \text{ m}$$

$$P = (4.78 \text{ m})(9.81 \text{ kN/m}^3)$$

$$P = 46.89 \text{ kN/m}^2$$

$$U = (46.89 \text{ kN/m}^2) * (18.58 \text{ m})$$

$$U = 871.22 \text{ kN}$$

- Flotación:

$$FS = \frac{Ws + Wc + S}{U - W_G}$$

$$FS = \frac{2103.20 \text{ kN} + 0 + 0}{871.22 \text{ kN} - 0} = 2.41 > 1.20 \text{ ok}$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 2103.60 \text{ kN} + 2141.90 \text{ kN} - 871.22 \text{ kN}$$

$$\Sigma FV = 1894.83 \text{ kN}$$

$$\Sigma FH = 2141.90 \text{ kN}$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi=41^\circ$ y cohesión $c=148 \text{ kPa}$:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$

$$FSD = \frac{(1894.83 \text{ kN}) * \tan(41^\circ) + (148 \text{ kN/m}^2) * (1.00) * (18.58)}{2141.90 \text{ kN}} = 2.05 > 1.70 \text{ ok}$$

4.2.3.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:

Se establece como la condición normal de operación más condición sísmica. Al establecerse esta condición a un nivel normal de operación del reservorio, el vertedero y todas sus estructuras no se encontrarían en condición de operación. No tendría cargas hidrostáticas como tampoco hidrodinámicas; solamente fuerza inercial horizontal.

Teniendo en cuenta que el peso de la estructura por metro lineal, corresponde a:

$$V = 95.60m^3/m$$

$$W = (95.60m^3)(22kN/m^3)$$

$$W = 2103.20kN/m$$

La fuerza sísmica horizontal sería:

$$EQ_x = (2/3)(0.26)(2103.20kN)$$

$$EQ_x = 364.55kN$$

La fuerza sísmica vertical se establece como, teniendo en cuenta un 30% por efecto de simultaneidad del evento:

$$EQ_z = (0.30)(2/3)(2/3)(0.26)(2151.60kN)$$

$$EQ_z = 74.59kN$$

La subpresión bajo la estructura en condición inusual NAMO aguas abajo, corresponde a:

$$h = 48.54 - 44.90 = 3.64m$$

$$P = (3.64m)(9.81kN/m^3)$$

$$P = 35.71 kN/m^2$$

$$U = (35.71kN/m^2) * (18.58m)$$

$$U = 663.50kN$$

- Flotación:

$$FS = \frac{Ws + Wc + S}{U - W_G}$$

$$FS = \frac{2103.20kN + 0 + 0}{663.50kN + 74.59kN - 0} = 2.85 > 1.10ok$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 2103.60kN - 663.50kN - 74.59kN$$

$$\Sigma FV = 1365.51 kN$$

$$\Sigma FH = 364.55kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi=41^\circ$ y cohesión $c=148$ kPa:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$

$$FSD = \frac{(1365.51kN) * \tan(41^\circ) + (148kN/m^2) * (1,00)(18.58)}{364.55kN} = 10.80 > 1.30ok$$

4.2.3.6. Diseño estructural

El espesor de muros deberá ser tal que sea capaz de soportar la columna de agua dentro del canal durante la descarga en el nivel NAME del reservorio. Para el flujo de agua correspondiente a este nivel de creciente, el modelo hidráulico

establece un borde libre que asume que los muros estarán sometidos a un empuje equivalente de 4.50 m de columna de agua, medido en sentido perpendicular a la losa de fondo del deflector. Esta condición es análoga a la presentada en el Canal de Descarga y por tanto el espesor de los muros y sus cuantías de refuerzo serán iguales.

- Acero de Refuerzo Vertical:

Colocar barras N°8 a 0.20 m.

- Acero de Refuerzo Longitudinal:

Colocar barras N°6 a 0.20 m.

El bloque de fondo se establece como un hormigón masivo al cual se le deben poner especiales consideraciones para control de temperatura durante su fabricación y colocación. Para ello, se siguen las recomendaciones indicadas en el documento ACI 207.2R-95, en cuanto al acero de refuerzo mínimo a instalar para control de fisuración. En este sentido, dicho documento establece que el acero de refuerzo mínimo para este tipo de hormigón no debe ser inferior al equivalente a barras N°6 espaciadas a 0.30 m.

4.3. DESCARGA DE FONDO

Las estructuras que conforman la descarga de fondo son la estructura de captación, la cámara de válvulas y la estructura de salida.

El túnel de la descarga de fondo inicia en la abscisa K0+000 en la elevación 56.00 msnm. La estructura para la cámara de compuertas se localiza entre las abscisas k0+104.50. La estructura de salida de la descarga de fondo empieza donde termina la cámara de válvulas en la abscisa K0+129.50.

4.3.1. Estructura de captación

4.3.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de la descarga de fondo es un portal en hormigón reforzado de 11.89 m de longitud. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control en forma semicircular 6.45 m de radio. La estructura de entrada conecta con una tubería 5.6 m de diámetro.

La estructura de entrada tiene un entramado de vigas verticales y horizontales en hormigón con el objetivo de no permitir el paso de elementos que puedan llegar a obstruir o dañar equipos electromecánicos aguas abajo.

4.3.1.2. Análisis de estabilidad

4.3.1.2.1. Casos Considerados

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Estructura sumergida con el nivel del agua Cota cresta vertedero y estructura a flujo libre.
- **Caso II:** Condición Extrema, Caso I y sismo actuando en la dirección desfavorable.

En el Anexo 3.1 se muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación, se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 7. Resumen estabilidad estructural de captación - Descarga de fondo

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	σ_{max} adm (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2.25	1.30	35.07	1.50	100%	100%	180.98	4000
II	(EXTREMA)	2.14	1.10	8.09	1.10	100%	Dentro de la base	111.10	4000

Fuente: Elaboración propia

4.3.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 3.2, se presenta el diseño estructural a nivel de diseño conceptual del portal de entrada del túnel de la descarga de fondo. Se presenta las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 3D en SAP2000 y la revisión de los espesores de hormigón asignados teniendo en cuenta que la sección de hormigón resista el cortante actuante y el momento flector.

4.3.2. Cámara de compuertas y de válvulas

4.3.2.1. Descripción de la estructura

El sistema de control de la descarga de fondo y la descarga de usos está formado por una cámara de compuertas y una cámara de válvulas localizadas entre las abscisas $K0+100$ y $K0+131,41$, la parte inferior de su sección hidráulica tiene una elevación aproximada de 52.15 msnm; esta estructura tiene unas dimensiones en planta de 31,41 m por 16,12 m con una altura de 8.51 m.

La cámara de compuertas tiene una sección hidráulica rectangular con dimensiones de 5.60 m de base por 5.60 m de altura, el flujo del agua es controlado por una compuerta radial de servicio la cual está ubicada aguas abajo de la estructura. Adicionalmente, y con fines de mantenimiento y emergencia, se localiza una compuerta plana de guarda deslizante vertical aguas arriba de la compuerta radial.

En el caso de la cámara de válvulas la sección hidráulica de la tubería circular es de 1,20 m de diámetro el cual tiene una reducción a una tubería de 0.80 m de diámetro en la salida, donde empata con una válvula howell-bunger para disipar la energía.

En la zona de la cámara de compuertas se localiza un blindaje en acero diseñado para proteger la roca de la excavación en esta área. El macizo inferior de la cámara sirve para transmitir al suelo las cargas que se ejercen sobre las compuertas al encontrarse alguna de éstas cerrada cuando el nivel del reservorio esté en la máxima elevación incluso ante los posibles eventos sísmicos.

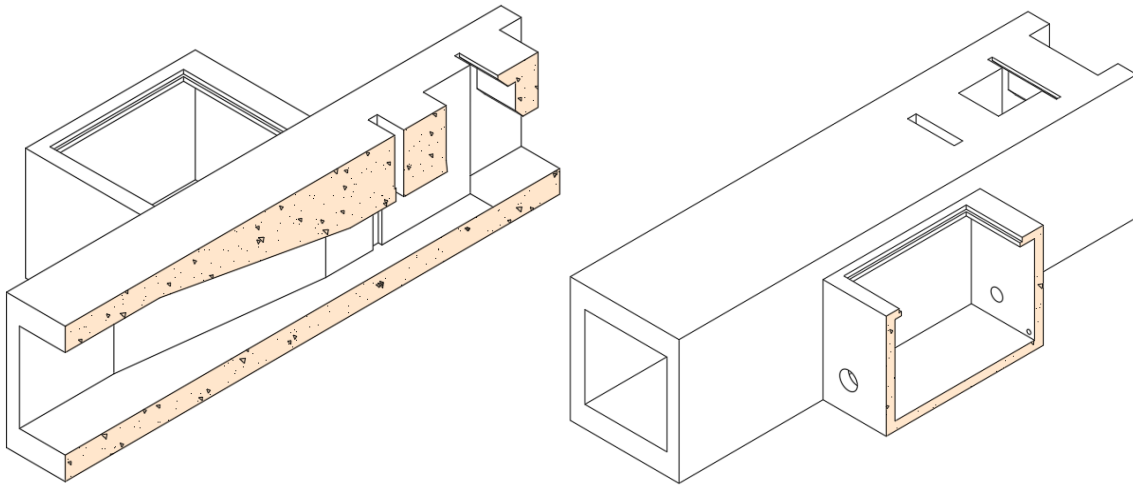


Figura 14. Esquema cámara de compuertas y cámara de válvulas.
Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2. Análisis de estabilidad

4.3.2.2.1. Casos Considerados

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Estructura con el nivel del agua máxima de operación, compuerta radial de la cámara de compuertas cerrada y todas las válvulas de la cámara de válvulas cerradas.
- **Caso II:** Condición Extrema, Caso I y sismo actuando en la dirección desfavorable.

En el Anexo 6.1 se muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 8. Resumen estabilidad cámara de compuertas y cámara de válvulas

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{max adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	USUAL	1.7	1.3	82.5	2.0	100%	100%	43.44	4000
II	EXTREMA	1.4	1.1	47.3	1.3	100%	Dentro de la base	75.56	4000

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.3. Diseño estructural

El análisis estructural empleado para verificar espesores mínimos y diseñar el refuerzo requerido fue ejecutado empleando un modelo con elementos tipo shell y frame, como se muestra en la Figura 15, se utilizó hormigón reforzado de $f'c = 28$ MPa y acero de $f_y = 420$ MPa.

Las fuerzas internas obtenidas y las verificaciones asociadas al dimensionamiento de secciones y refuerzo se presentan en el Anexo 6.2.

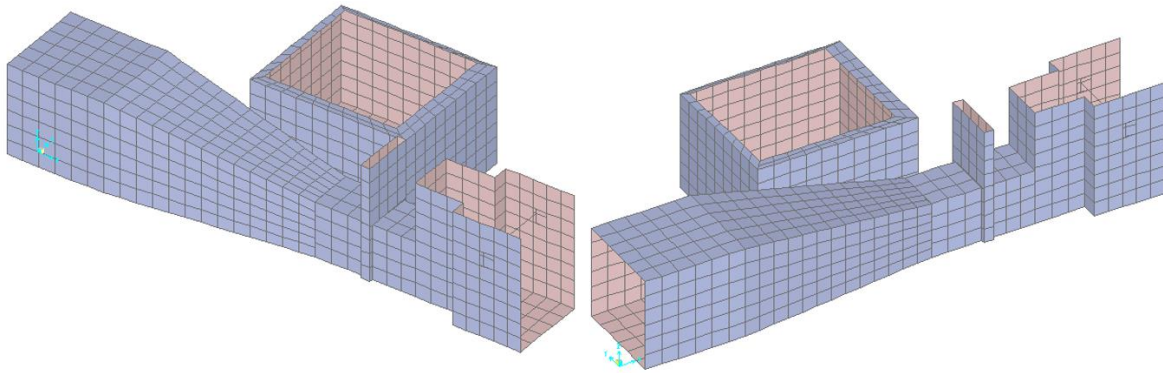


Figura 15. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo
Fuente: Elaboración propia - SAP2000

4.3.3. Estructura de salida y deflector

4.3.3.1. Descripción de la estructura

La estructura de salida consiste en una estructura de hormigón reforzado localizada al final de la cámara de compuertas y de válvulas de la descarga de fondo. Es una estructura rápida de descarga, con sección rectangular inicialmente con pendiente del 2% con longitud de 40.00 m y posteriormente la misma sección con una pendiente del 30% y longitud de 28.60 m, muros de 0.35 m y losa de fondo de 0.35 m. Así mismo, la estructura tiene una altura libre de 3.00 m y un ancho libre de 5.10 m. A continuación de la estructura rápida de descarga, se encuentra el deflector.

4.3.3.2. Análisis de estabilidad

4.3.3.2.1. Casos Considerados

- **Caso I:** Condición usual de operación: Peso propio de la estructura y nivel de operación usual.
- **Caso II:** Condición Extrema de operación: Corresponde al caso I más sismo en la dirección más desfavorable.

En el anexo 5.1, se muestra el cálculo del análisis de estabilidad de la rápida de descarga, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 9. Resumen estabilidad estructura de salida - Descarga de fondo

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	σ_{max} adm (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	USUAL (Rápida de Descarga)	1.9	1.3	3.7	2.0	100%	100%	19	120
II	EXTREMA (Rápida de Descarga)	1.8	1.1	1.6	1.3	100%	Dentro de la base	24	120
I	USUAL (Deflector)	2.61	1.3	2.0	2.0	100%	100%	112	120

II	EXTREMA (Deflector)	1.22	1.1	1.8	1.3	100%	Dentro de la base	115	120
----	---------------------	------	-----	-----	-----	------	-------------------	-----	-----

Fuente: Elaboración propia

4.3.3.3. Diseño estructural

En el Anexo 6.1, se presenta el diseño estructural de la rápida de descarga a nivel de diseño conceptual de la estructura de salida de la descarga de fondo. Se presenta las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 2D en SAP2000 y la revisión de los espesores de hormigón asignados teniendo en cuenta que la sección de hormigón resista el cortante actuante y el momento flector.

4.3.4. Caseta de operación de compuertas

4.3.4.1. Descripción de la estructura

La caseta de operación de compuertas se encuentra conformada por un sistema de pórticos en hormigón reforzado y cimentado en roca sana. La caseta tiene unas dimensiones de 6.05 m de ancho, 11.15 m de longitud medida en planta desde ejes de columnas y muros en mampostería de hormigón.

4.3.4.2. Análisis de estabilidad

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta la estabilidad de la estructura.

4.3.4.3. Diseño estructural

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta el diseño estructural.

4.4. DESCARGA DE USOS

4.4.1. Estructura de captación

4.4.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de la descarga de usos es un portal en hormigón reforzado de 5.0 m de longitud. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control. El portal de entrada conecta con una tubería de 1.20 m de diámetro.

La estructura de entrada tiene un entramado de vigas verticales y horizontales en hormigón con el objetivo de no permitir el paso de elementos que puedan llegar a obstruir o dañar equipos electromecánicos aguas abajo.

4.4.1.2. Análisis de estabilidad

4.4.1.2.1. Casos Considerados

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Estructura sumergida con el nivel del agua Cota cresta vertedero y estructura a flujo libre.
- **Caso II:** Condición Extrema, Caso I y sismo actuando en la dirección desfavorable.

En el Anexo 5.1 se muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 10. Resumen estabilidad estructura de captación - Descarga de usos

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	σ_{max} adm (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	4.40	1.30	49.81	1.50	100%	100%	160.69	4000
II	(EXTREMA)	4.00	1.10	29.79	1.10	100%	Dentro de la base	222.02	4000

Fuente: Elaboración propia

4.4.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 5.2, se presenta el diseño estructural a nivel de diseño conceptual del portal de entrada del túnel de la descarga de usos. Se presenta las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 3D en SAP2000 y la revisión de los espesores de hormigón asignados teniendo en cuenta que la sección de hormigón resista el cortante actuante y el momento flector.

4.5. TÚNEL DE DESVÍO

4.5.1. Estructura de entrada

4.5.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de desviación es un portal de hormigón reforzado cimentado en roca en la elevación 43.75 msnm (nivel inferior de la losa). La entrada es abocinada en las paredes y el techo; la estructura tiene paredes de 1.50 m de espesor dividida en la mitad por una columna de sección 1.50 m formando dos conductos de entrada que alojarán dos compuertas rectangulares para vanos de 2.0 m de largo. Cada conducto de las compuertas posee doble ranura, una para tablonetes de cierre y la otra para alojamiento de la compuerta de cierre.

La sección inicial de la estructura corresponde a una sección rectangular, posteriormente la estructura presenta una transición donde pasa de una sección transversal rectangular a una sección transversal en herradura.

La estructura de entrada se diseña en hormigón reforzado sin rejas, con un dispositivo para alojar los tablonetes de cierre temporal que permiten la colocación futura de dos compuertas en cada vano y la consiguiente construcción del tapón de cierre del túnel.

4.5.1.2. Análisis de estabilidad

4.5.1.2.1. Casos Considerados

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Estructura sumergida con el nivel del agua Cota cresta Ataguía y compuertas abiertas. Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura.
- **Caso II:** Condición Extrema, Estructura sumergida con el nivel del agua Cota cresta Ataguía y compuertas cerradas. Se tiene en cuenta la carga muerta de la , peso de agua sobre la estructura, presión desequilibrada actuando sobre las compuertas y el sismo actuando en la dirección más desfavorable.

En el anexo 7.1 se muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 11. Resumen estabilidad de entrada - Túnel de desvío

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{max adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	1.99	1.30	17.5	1.50	100%	100%	103.4	4000
II	(EXTREMA)	1.72	1.10	5.75	1.10	100%	Dentro de la base	66.7	4000

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 7.2, se presenta el diseño estructural a nivel de diseño conceptual del portal de entrada del túnel de desvío. Se muestran las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo 3D en SAP2000 y la revisión de los espesores de hormigón asignados teniendo en cuenta que la sección de hormigón resista el cortante actuante y el momento flector.

4.5.2. Estructura de salida

4.5.2.1. Descripción de la estructura

La estructura de salida consiste en una estructura de hormigón reforzado localizada en la abscisa K0+419.44 al final del túnel de desvío, diseñada para las condiciones de carga a las cuales va a estar sometida durante su vida útil, sin sobrepasar los esfuerzos admisibles de los materiales y del contacto con la roca de fundación.

La sección de la estructura de salida es tipo canal rectangular de ancho variable libre entre 2.40 m y 5.82 m. Así mismo, la estructura cuenta con una longitud de 19.00 m y alturas variables entre 2.55 m y 5.96 m.

4.5.2.2. Análisis de estabilidad

4.5.2.2.1. Casos Considerados

- **Caso I:** Condición Usual: Peso propio de la estructura y empujes hidrostáticos correspondientes en el contorno de la estructura con descargas de agua en el sistema (Estructura llena). con subpresión con el nivel de agua del sistema.
- **Caso II:** Condición Extrema: Caso I y sismo en la dirección desfavorable.

En el Anexo 8.1, se presenta el análisis de estabilidad a nivel de diseño conceptual, donde se estudió la capacidad que tiene la estructura para soportar las Fuerzas hidrostáticas, de sismo y presiones durante su operación.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 12. Resumen estabilidad estructura de salida - Túnel de desvío

Caso No.	Tipo	Flotación	Deslizamiento	Volcamiento
----------	------	-----------	---------------	-------------

		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{max adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2.11	1.30	N/A	1.50	100%	100%	48.58	4000
II	(EXTREMA)	2.11	1.10	3.87	1.10	100%	Dentro de la base	86.05	4000

Fuente: Elaboración propia

RBD: Resultante dentro de la base.

% BC: Porcentaje base a compresión.

% BC adm: Porcentaje base a compresión admisible.

σ_{max} : Esfuerzo máximo en la fundación.

4.5.2.3. Diseño estructural

En el Anexo 8.2, se presenta el diseño estructural a nivel de diseño conceptual del portal de salida del túnel de desvío, presentando el modelo 3D en SAP2000 y la revisión de los espesores de hormigón asignados teniendo en cuenta que la sección de hormigón resista el cortante actuante y el momento flector.

4.5.3. Caseta de operación

4.5.3.1. Descripción de la estructura

La caseta de operación tiene como función controlar el manejo de la estructura de entrada. La caseta tiene unas dimensiones de 6.00 m de ancho y 4.00 m de longitud, medida en planta.

4.5.3.2. Análisis de estabilidad

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta la estabilidad de la estructura.

4.5.3.3. Diseño estructural

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta el diseño estructural.

4.5.4. Tapón

4.5.4.1. Descripción de la estructura

El tapón del túnel de desvío consiste en una estructura de hormigón. Esta estructura evita el flujo de agua a través del túnel de desvío una vez se inicie la etapa de operación del proyecto. El tapón del cierre del túnel de desvío cuenta con una altura de 3.10 m, un radio en la zona superior de 2.00 m y una longitud total de 9.0 m. La estructura inicia en la abscisa K0+201.50.

4.5.4.2. Análisis de estabilidad

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta la estabilidad del tapón.

4.5.4.3. Diseño estructural

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta el diseño estructural del tapón, al ser una estructura maciza cuyo dimensionamiento está asociado a las presiones que debe resistir.

4.6. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO

Agua abajo del sitio de presa y a lo largo del río Guararé se localizan las captaciones desde las cuales se bombeará el agua a tanques de carga ubicados en puntos altos y desde los cuales se distribuirá el flujo hacia áreas cultivables. Dentro de la presente cuenca, se han definido 4 estaciones de bombeo con las siguientes características: tres estaciones para uso de riego con tres bombas, incluida la bomba de emergencia; Una estación de uso combinado entre riego y abastecimiento, de cinco bombas (tres de riego y dos de abastecimiento).

Cada sistema lo conforman las siguientes estructuras:

- DIQUE - VERTEDERO
- CANAL DE LIMPIA
- BOCATOMA
- CONDUCCIÓN
- DESARENADOR
- TANQUE DE SUCCIÓN O CARGA
- CASA DE BOMBEO
- TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Se debe tener en cuenta el sistema de bombeo a nivel de diseño conceptual realizado en el documento AZU-ING-INF-GU-033 - INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIO MULTIPROPÓSITO CUENCA PERALES. PRESA GUARARÉ. VOLUMEN ESTRUCTURAS, debido a que este pertenece al mismo sistema de bombeo para este documento.

5. REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. .

American Concrete Institute ACI (2001). *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01)*.

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura de la República de Panamá (2014). *Reglamento Para el Diseño Estructural Panameño*. Panamá .

United States Army Corps of Engineers (USACE) (1995). *Gravity Dam Design (EM-1110-2-2200)*. Washington..

United States Army Corps of Engineers (USACE) (1995). *Stability Analysis of Concrete Structures (EM-1110-2-2100)*.
Washington: .

6. ANEXOS