

INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO CUENCA PERALES - PRESA GUARARE

VOLUMEN ESTRUCTURAS

JUNIO 2020

INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO CUENCA PERALES - PRESA GUARARE

VOLUMEN ESTRUCTURAS



CANAL DE PANAMÁ

JUNIO 2020

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	10
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11
3. CRITERIOS DE DISEÑO	12
3.1. CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO APLICABLES	12
3.2. MATERIALES	12
3.3. CARGAS ACTUANTES	13
3.3.1. Cargas muertas	13
3.3.2. Cargas Vivas	13
3.3.3. Empujes Hidrostáticos	13
3.3.4. Empuje lateral de tierra	14
3.3.5. Cargas sísmicas	14
3.3.5.1. Sismo de la estructura	14
3.3.5.2. Sismo en el agua	15
3.3.5.3. Sismo en los rellenos	16
3.3.6. Fuerza Hidrodinámica	18
3.3.7. Fuerzas Mecánicas	18
3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES	18
3.4.1. Estabilidad a Flotación	19
3.4.2. Estabilidad al deslizamiento	19
3.4.3. Estabilidad al Volcamiento	20
4. DISEÑO ESTRUCTURAL	22
4.1. PRESA CCR	22
4.1.1. Descripción de la estructura	22
4.1.2. Análisis de estabilidad	22
4.1.2.1. Caso I: Condición Usual de Operación:	23
4.1.2.2. Caso II: Condición Inusual de Operación:	23
4.1.2.3. Caso III: Condición Extrema de Operación:	23
4.2. VERTEDERO	24
4.2.1. Estructura del Azud	25
4.2.1.1. Descripción de la estructura	26
4.2.1.2. Análisis de estabilidad	26
4.2.1.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	26

4.2.1.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	26
4.2.1.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	26
4.2.1.6. Diseño estructural	27
4.2.2. Canal de descarga	28
4.2.2.1. Descripción de la estructura	28
4.2.2.2. Análisis de estabilidad	29
4.2.2.3. Diseño estructural	30
4.2.3. Deflector	31
4.2.3.1. Descripción de la estructura	31
4.2.3.2. Análisis de estabilidad	33
4.2.3.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	33
4.2.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	33
4.2.3.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	35
4.2.3.6. Diseño estructural	36
4.3. DESCARGA DE FONDO	36
4.3.1. Estructura de captación	36
4.3.1.1. Descripción de la estructura	36
4.3.1.2. Análisis de estabilidad	37
4.3.1.2.1. Casos Considerados	37
4.3.1.3. Diseño estructural	37
4.3.2. Cámara de compuertas y de válvulas	37
4.3.2.1. Descripción de la estructura	37
4.3.2.2. Análisis de estabilidad	38
4.3.2.2.1. Casos Considerados	38
4.3.2.3. Diseño estructural	39
4.3.3. Estructura de salida y deflector	39
4.3.3.1. Descripción de la estructura	39
4.3.3.2. Análisis de estabilidad	40
4.3.3.2.1. Casos Considerados	40
4.3.3.3. Diseño estructural	40
4.3.4. Caseta de operación de compuertas	41
4.3.4.1. Descripción de la estructura	41
4.3.4.2. Análisis de estabilidad	41
4.3.4.3. Diseño estructural	41
4.4. DESCARGA DE USOS	41
4.4.1. Estructura de captación	41
4.4.1.1. Descripción de la estructura	41

4.4.1.2. Análisis de estabilidad	41
4.4.1.2.1. Casos Considerados	41
4.4.1.3. Diseño estructural	42
4.5. TÚNEL DE DESVÍO	42
4.5.1. Estructura de entrada	42
4.5.1.1. Descripción de la estructura	42
4.5.1.2. Análisis de estabilidad	42
4.5.1.2.1. Casos Considerados	42
4.5.1.3. Diseño estructural	43
4.5.2. Estructura de salida	43
4.5.2.1. Descripción de la estructura	43
4.5.2.2. Análisis de estabilidad	43
4.5.2.2.1. Casos Considerados	43
4.5.2.3. Diseño estructural	44
4.5.3. Caseta de operación	44
4.5.3.1. Descripción de la estructura	44
4.5.3.2. Análisis de estabilidad	44
4.5.3.3. Diseño estructural	44
4.5.4. Tapón	44
4.5.4.1. Descripción de la estructura	44
4.5.4.2. Análisis de estabilidad	44
4.5.4.3. Diseño estructural	45
4.6. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO	45
4.6.1. Dique - Vertedero	45
4.6.1.1. Descripción de la estructura	45
4.6.1.2. Análisis de estabilidad	46
4.6.1.3. Diseño estructural	46
4.6.2. Canal de limpia	46
4.6.2.1. Descripción de la estructura	46
4.6.2.2. Análisis de estabilidad	47
4.6.2.3. Diseño estructural	48
4.6.3. Bocatoma	48
4.6.3.1. Descripción de la estructura	48
4.6.3.2. Análisis de estabilidad	49
4.6.3.3. Diseño estructural	50
4.6.4. Conducción	50
4.6.4.1. Descripción de la estructura	50

4.6.4.2. Análisis de estabilidad	51
4.6.4.3. Diseño estructural	52
4.6.5. Desarenador	52
4.6.5.1. Descripción de la estructura	52
4.6.5.2. Análisis de estabilidad	53
4.6.5.3. Diseño estructural	54
4.6.6. Tanque de Succión o Carga	54
4.6.6.1. Descripción	54
4.6.6.2. Análisis de estabilidad	55
4.6.6.3. Diseño Estructural	55
4.6.7. Casa de Bombeo	56
4.6.7.1. Descripción	56
4.6.7.2. Diseño	57
4.6.7.2.1. Pre-dimensión edificio Casa de Bombas.	58
4.6.7.2.2. Predimensión edificio de oficinas.	60
4.6.8. Tanques de Almacenamiento	62
4.6.8.1. Descripción	62
4.6.8.2. Análisis de estabilidad	62
4.6.8.3. Diseño estructural	63
5. REFERENCIAS	64
6. ANEXOS	65

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. Sección transversal de la Presa en zona del Vertedero.

Figura 6. Planta Presa - Vertedero

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

Figura 16. Localización en planta y Corte Transversal Vertedero Guararé

Figura 17. Localización en planta y Corte Longitudinal Canal de Limpia Guararé

Figura 18. Localización Bocatoma

Figura 19. Localización en planta y Corte Transversal Canal de Conducción Perales

Figura 20. Localización en planta y Corte Transversal Desarenador Perales

Figura 21. Localización tanque de carga.

Figura 22. Corte Transversal Casa de bombas Perales 1

Figura 23. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas (Fuente: Elaboración propia)

Figura 24. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - kN

Figura 25. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - kN

Figura 26. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas

Figura 27. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - kN

Figura 28. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - kN

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 Vertedero

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

Tabla 13. Resumen estabilidad vertedero - Sistema de bombeo

Tabla 14. Resumen estabilidad canal de limpia - Sistema de bombeo

Tabla 15. Resumen estabilidad - Bocatoma

Tabla 16. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo

Tabla 17. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo

Tabla 18. Dimensiones tanques de succión por captación.

Tabla 19. Tanque de Succión - Factores de seguridad a flotación

Tabla 20. Casas de Bombeo Perales - Dimensiones

Tabla 21. Distribución de fuerza horizontal en altura

Tabla 22. Desplazamientos Casa de Bombas

Tabla 23. Distribución de fuerza horizontal en altura

Tabla 24. Desplazamientos Casa de Bombas

Tabla 25. Tanques de Almacenamiento - Perales

Tabla 26. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento

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 Guararé. Las estructuras mencionadas corresponden a las obras de captación, almacenamiento, transporte y entrega, las cuales se pre-dimensionan 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 Guararé, comprende principalmente las siguientes estructuras.:

- Presa en CCR (Concreto Compactado con Rodillo) sobre la EL. 80.00 msnm, extendiéndose esta hasta la EL. 155.00 m conformando por tanto una estructura de 75.00 m de altura. En sentido perpendicular al flujo del río, la estructura se proyecta con 390.00 m de longitud. En su sección transversal máxima, la estructura cuenta con una base de 91.94 m.
- Estructura del vertedero que se conforma 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, tanques de almacenamiento y muros de protección.

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 o 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 solicitaciones 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).

$\gamma_w =$ 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.

$\gamma_t =$ 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 (P_e) 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.

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

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:

$$\Delta P = C G_h \gamma_{\text{agua}} H$$

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.

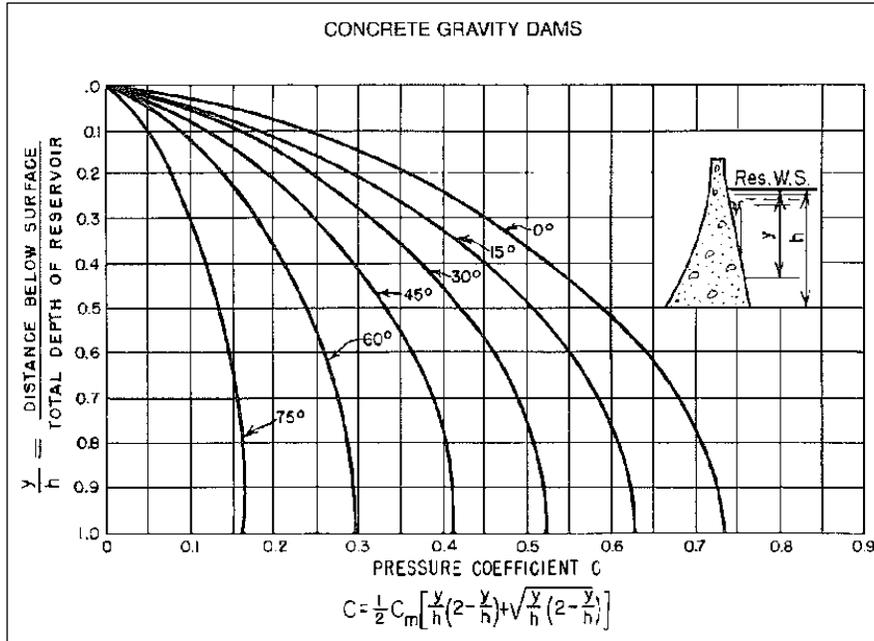


Figura 1. Coeficiente de Presión C
Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

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:

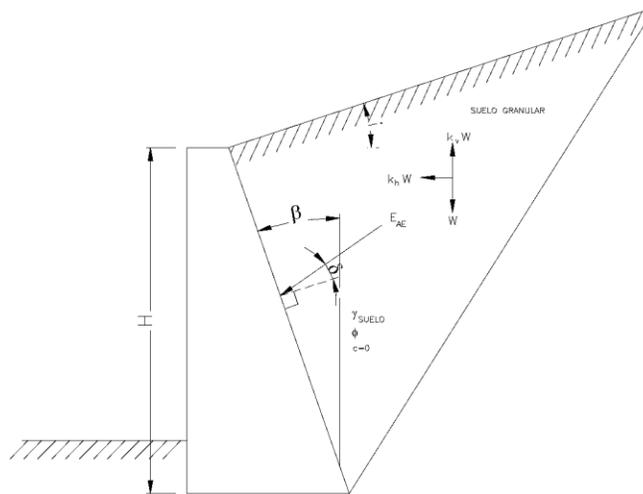


Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.
Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

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).
 K_a : 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

$\sigma_{\text{suelo}} < \sigma_{\text{admisible normal}}$

$e \leq L/6$ (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

$\sigma_{\text{suelo}} < \sigma_{\text{admisible eventual}}$

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

- Caso extremo

$\sigma_{\text{suelo}} < \sigma_{\text{admisible eventual}}$

$e \leq$ 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 Guararé, se prevé localizar una presa en CCR (Concreto Compactado con Rodillo) sobre la EL. 80.00 msnm, extendiéndose esta hasta la EL. 155.00 m, conformando por tanto una estructura de 75.00 m de altura. En sentido perpendicular al flujo del río, la estructura se proyecta con 390.00 m de longitud. En su sección transversal máxima, la estructura cuenta con una base de 91.94 m. El paramento aguas arriba se contempla vertical desde la EL.80.00 hasta EL.86.25 y desde EL.130.00 hasta EL.155.00. Entre las EL.86.25 hasta EL.130.00 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 2 galerías de drenaje, localizadas a diferentes niveles sobre el eje de la presa. La galería inferior, se localiza en la EL.105.00, a 13.94 m aguas abajo del talón de la Presa de la sección máxima. La eficiencia del sistema de drenaje se establece en 50% para los fines del análisis efectuado para el establecimiento del dimensionamiento de la estructura.

4.1.2. Análisis de estabilidad

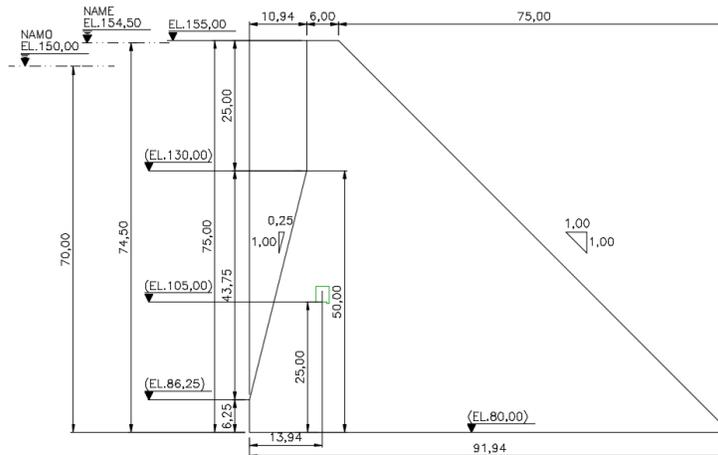


Figura 3. Sección Transversal de la Presa.

Fuente: Elaboración propia

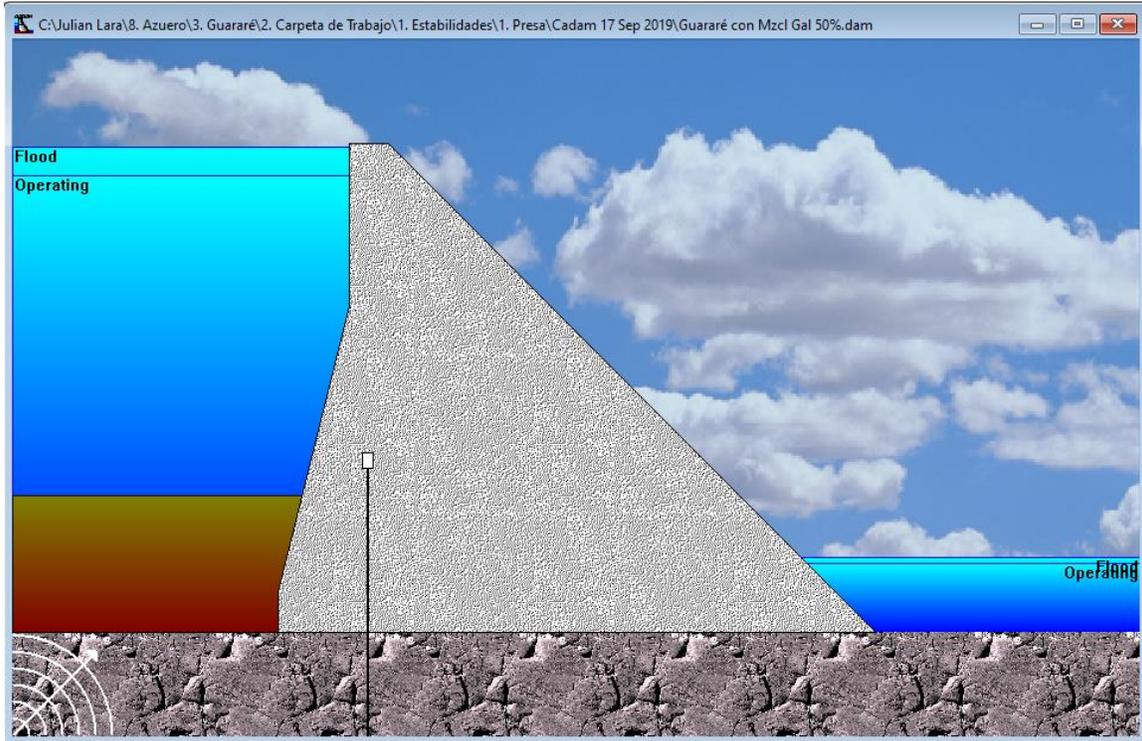


Figura 4. Modelo de la Presa RCC para análisis de estabilidad
Fuente: Elaboración propia

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. 150.00).
- Empuje horizontal de agua aguas abajo al nivel correspondiente al normal de operación NAMO (EL.90.57).
- Sub-presión a nivel normal de operación NAMO.
- Empuje de sedimentos aguas arriba (EL.101.00 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.154.50)
- Empuje horizontal de agua aguas abajo al nivel correspondiente al inusual de operación NAME (EL.91.56)
- Sub-presión a nivel inusual de operación NAME.
- Empuje de sedimentos aguas arriba (EL.101.00 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.
- Sub-presión a nivel normal de operación NAMO.

- No se considera agua sobre la estructura.
- Empuje sísmico del agua.
- Empuje sísmico de sedimentos aguas arriba (EL.101.00 m s.n.m).
- 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 $\phi=47^\circ$; $c= 350$ 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)	2.917	1.30	3.659	2.00	100%	100%	-1039	5000
II	(INUSUAL)	2.782	1.20	3.214	1.70	100%	>75%	-1180	5000
III	(EXTREMO)	2.556	1.10	1.728	1.30	90.06%	RDB(2)	-1892	6500

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 margen izquierda de la presa 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 30.00 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.

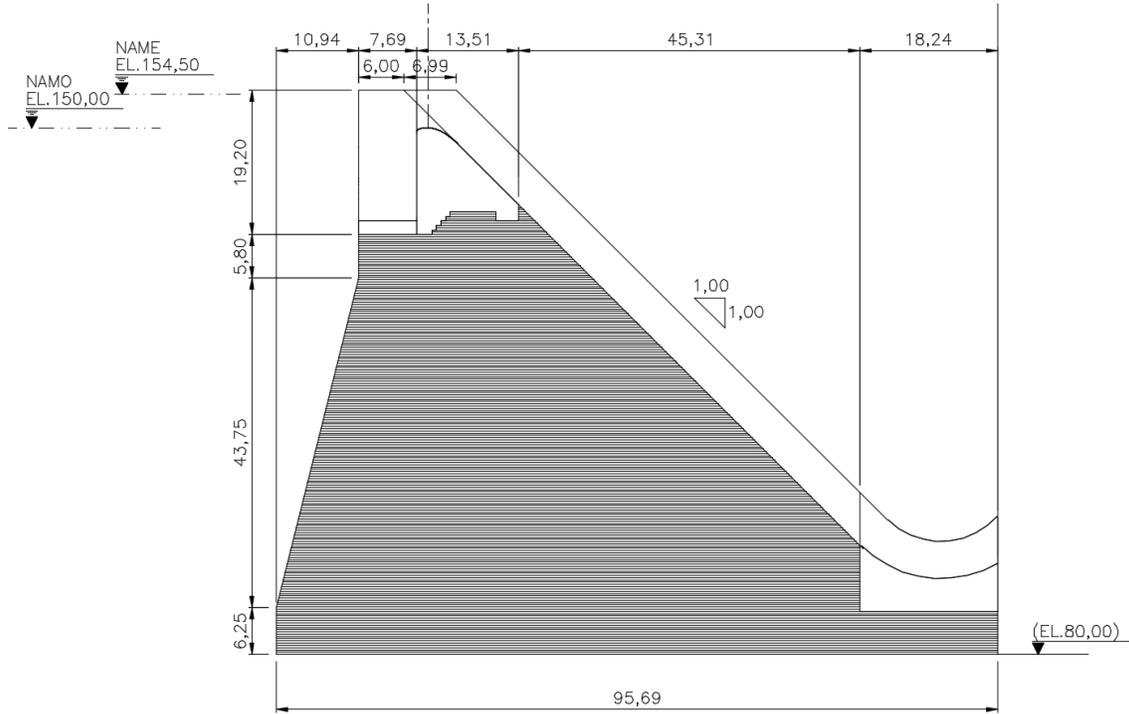


Figura 5. Sección transversal de la Presa en zona del Vertedero.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1. Estructura del Azud

El azud de la estructura de excedencia está cimentado sobre el hormigón CCR de la Presa. El diente aguas arriba del azud, se localiza en su extremo inferior en la EL.135.80 y se extiende hasta la elevación general de cimentación de la estructura en la EL.138.80. 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 7.69 m. La cimentación media de la estructura se encuentra en la EL.138.80. La longitud total de la estructura es de 13.51m.

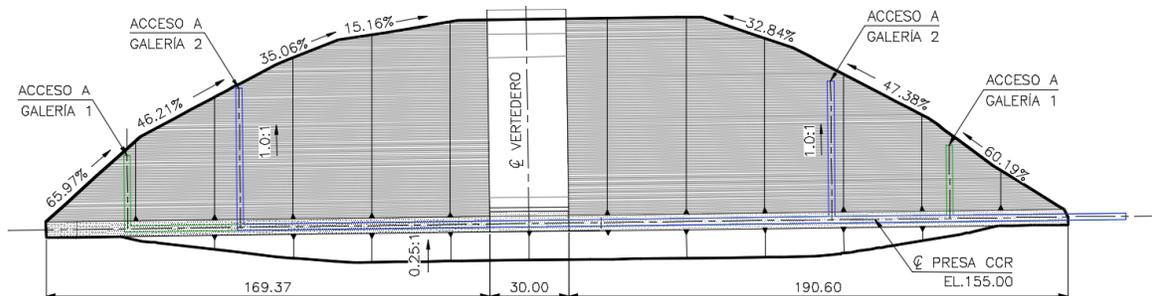


Figura 6. Planta Presa - Vertedero

4.2.1.1. Descripción de la estructura

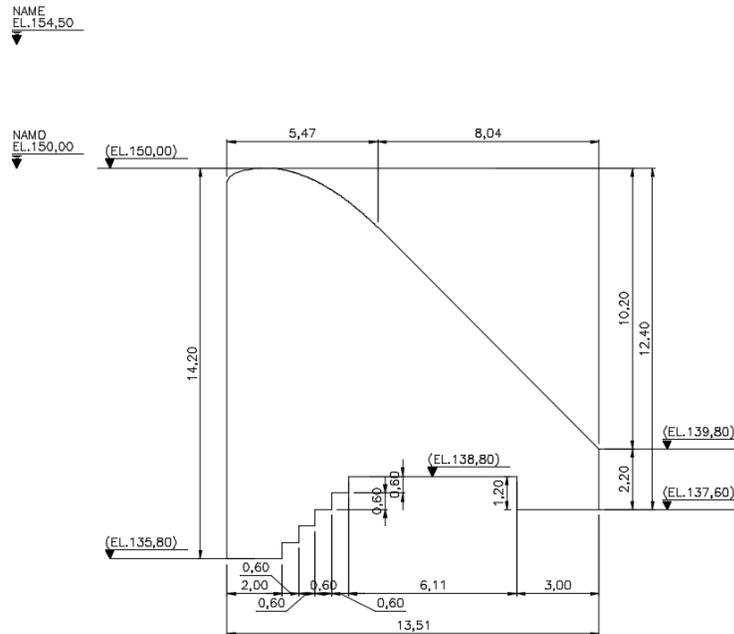


Figura 7. Sección transversal Azud.

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. 150.00 msnm).
- Sub-presión 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. 154.50 msnm)
- Sub-presión 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. 150.00).
- Sub-presión 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:

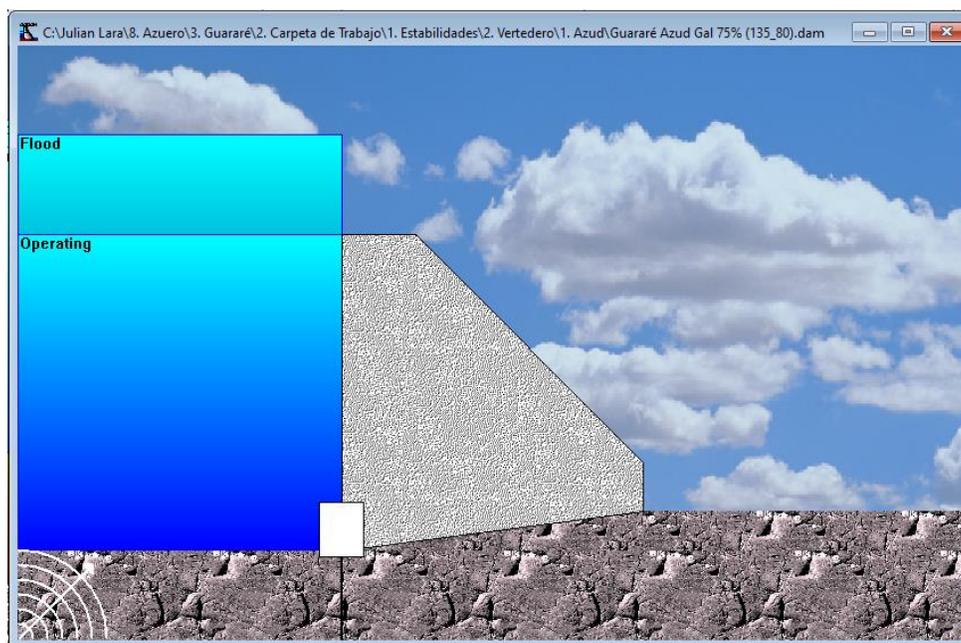


Figura 8. Modelo de estabilidad del azud del vertedero.
Fuente: Elaboración propia

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)	12.69	1.30	6.54	2.00	4.58	1.50	100%	100%	-208.70
II	(INUSUAL)	10.25	1.20	3.39	1.70	2.37	1.30	100%	>75%	-338.47
III	(EXTREMO)	8.53	1.10	2.58	1.30	1.80	1.00	100%	RDB(1)	-378.12

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

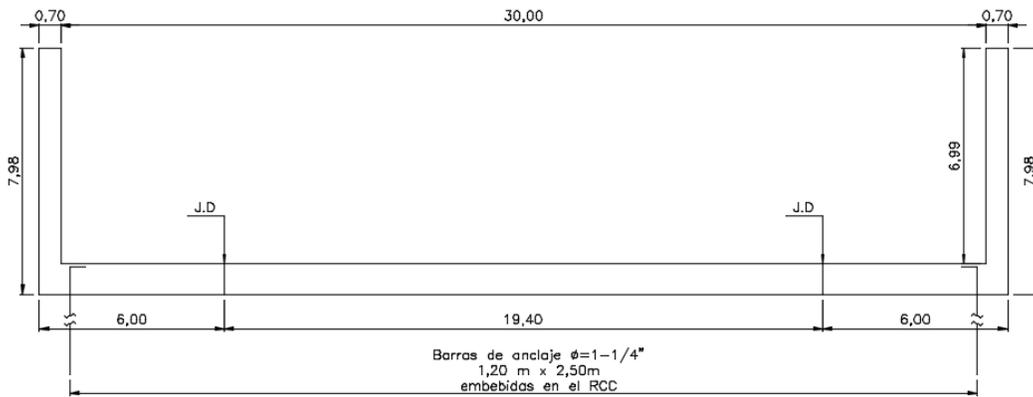


Figura 9. Sección transversal canal de descarga.
Fuente: Elaboración propia

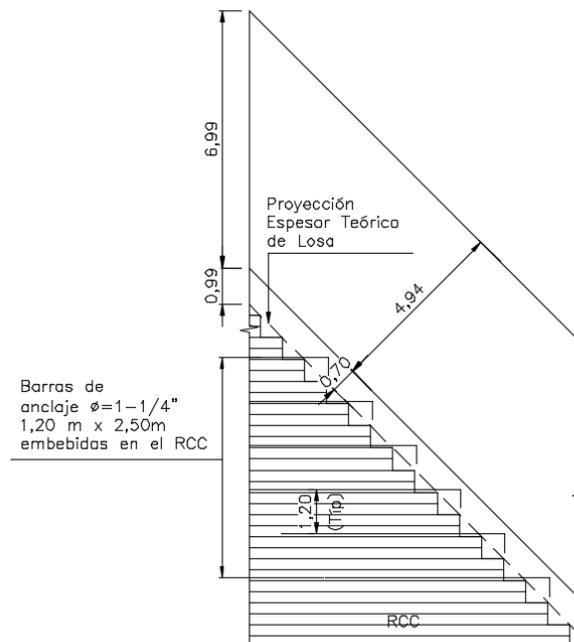


Figura 10. Sección longitudinal canal de descarga.
Fuente: Elaboración propia

El canal de descarga se encuentra localizado aguas abajo de la estructura de control. Se constituye como un canal de ancho hidráulico constante de 30.00 m desde la estructura del Azud hasta la entrega al Deflector. Cuenta con una longitud horizontal de 45.31 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 4.94 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.
- Sub-presión 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 32.00 m de ancho hidráulico, corresponde a:

$$V = 28.89m^3$$

$$W = (28.89m^3)(24kN/m^3)$$

$$W = 693.36kN$$

Componente del peso en el sentido del deslizamiento:

$$Wt = 693.36kN * \cos(45^\circ)$$

$$Wt = 490.28kN$$

Componente del peso el sentido perpendicular al plano de deslizamiento:

$$Wn = 693.36kN * \sin(45^\circ)$$

$$Wn = 490.28kN$$

La sub-presión bajo la estructura, corresponde a:

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

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

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

$$U = (44.15kN/m^2) * (31.40m)$$

$$U = 1386.15kN$$

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

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

$$T = \frac{(240N/mm^2) * (819mm^2)}{1.50m} * (31.40m)$$

$$T = 4114.66kN$$

- Flotación:

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

$$FS = \frac{490.28kN + 0 + 0}{1386.15kN - 0} = 0.35 < 1.20$$

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 sub-presión generada en la interface RCC de la presa y el hormigón del canal:

$$FS = \frac{490.28kN + 0 + 4114.66kN}{1386.15kN - 0} = 3.32 > 1.20ok$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 737.52kN + 4114.66kN - 1386.15kN$$

$$\Sigma FV = 3466.03kN$$

$$\Sigma FH = 490.28kN$$

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

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

$$FSD = \frac{(3466.03kN) * \tan(41^\circ) + (1.00m)(31.40m)(148kPa)}{490.28kN} = 15.62 > 1.70ok$$

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 4.50 m de columna de agua, medido en sentido perpendicular a la losa de fondo del canal. En sentido vertical es una columna de 6.35 m de agua.

- Verificación por cortante:

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

$$Eh = \frac{1}{2} (9.81kN/m^3)(6.35m)^2$$

$$Eh = 197.78kN$$

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:

$$Vu = FS * Vn$$

$$Vu = (1.4) (197.78kN)$$

$$Vu = 276.89kN$$

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

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

$$276890N = \frac{(0.75)\sqrt{28 \text{ N/mm}^2}}{6} (1000mm)d$$

$$d = 419mm$$

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:

$$\begin{aligned} Mn &= F * d \\ Mn &= (197.78kN)(6.35m) * (1/3) \\ Mn &= 418.64kN.m \end{aligned}$$

El momento mayorado correspondiente es:

$$\begin{aligned} Mu &= FS * Mn \\ Mu &= (1.4)(418.64kN.m) \\ Mu &= 586.10kN.m \end{aligned}$$

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

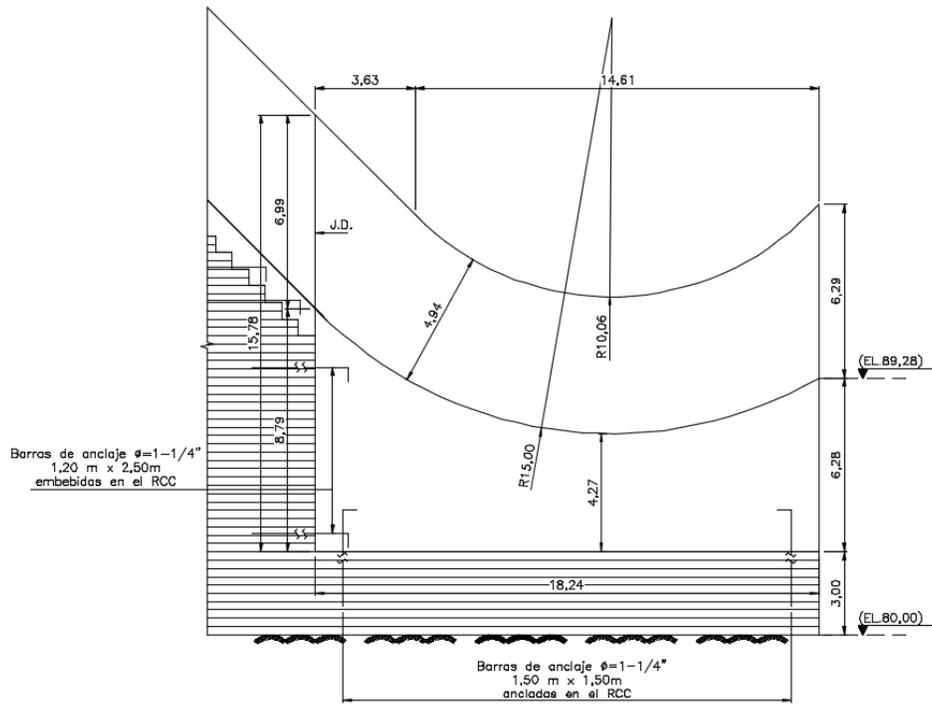


Figura 11. Sección longitudinal deflector,
Fuente: Elaboración propia

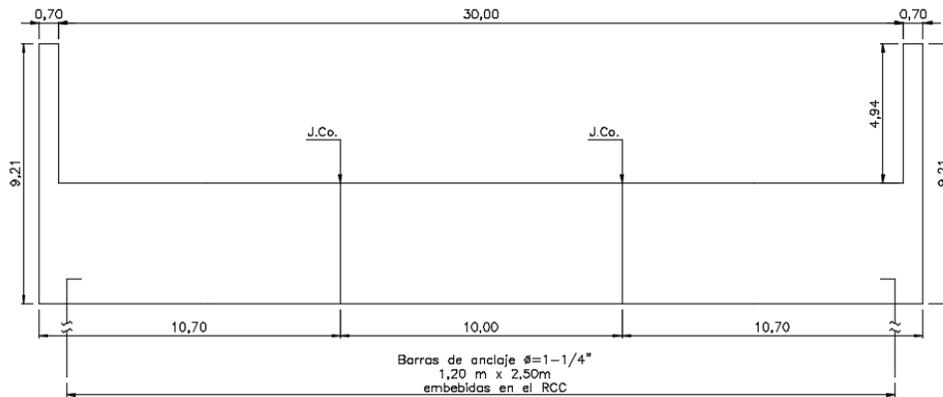


Figura 12. Sección transversal deflector.
Fuente: Elaboración propia

El deflector, cuenta con una longitud de 18.24 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 30.00 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.
- Sub-presión a nivel inusual de operación NAME.

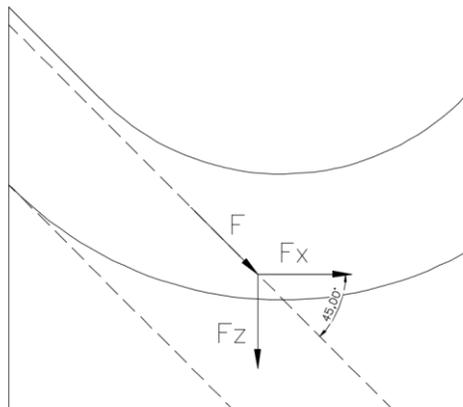


Figura 13. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.
Fuente: Elaboración propia

Caudal $Q = 1803.0 \text{ m}^3/\text{s}$
 Área Sección $A = (4.50 \text{ m})(30.00 \text{ m}) = 135 \text{ m}^2$
 Velocidad: $V = \frac{Q}{A}$

$$V = \frac{(1803.0 \text{ m}^3/\text{s})}{135 \text{ m}^2}$$

$$V = 13.36 \text{ m/s}$$

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:

$$Q = \frac{1803.0 \text{ m}^3/\text{s}}{30.00\text{m}} = 60.10\text{m}^3/\text{s}$$

Por tanto, la fuerza hidrodinámica actuante es la siguiente:

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

$$F = (1000 \text{ kg/m}^3)(60.10\text{m}^3/\text{s})(30.00\text{m/s})$$

$$F = 1803 \text{ kN}$$

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

$$F = 1803.0 \text{ kN} * \cos(45^\circ)$$

$$F_h = 1274.91\text{kN}$$

$$F_v = 1274.91\text{kN}$$

El peso de la estructura por metro lineal corresponde a:

$$V = 97.80\text{m}^3/\text{m}$$

$$W = (97.80\text{m}^3)(22\text{kN/m}^3)$$

$$W = 2151.60\text{kN/m}$$

La sub-presión bajo la estructura en condición inusual NAME aguas abajo, corresponde a:

$$h = 91.56 - 83.00 = 8.56\text{m}$$

$$P = (8.56\text{m})(9.81\text{kN/m}^3)$$

$$P = 83.97\text{kN/m}^2$$

$$U = (83.97\text{kN/m}^2) * (18.24\text{m})$$

$$U = 1531.68\text{kN}$$

- Flotación:

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

$$FS = \frac{2151.60\text{kN} + 0 + 0}{1531.68\text{kN} - 0} = 1.41 > 1.20\text{ok}$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 2151.60\text{kN} + 1274.91\text{kN} - 1531.68\text{kN}$$

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

$$\Sigma FH = 1274.91\text{kN}$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi=45^\circ$ y cohesión $c=460\text{kPa}$:

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

$$FSD = \frac{(1894.83kN) * \tan(45^\circ) + (460kN/m^2) * (18.24)}{1274.91kN} = 8.06 > 1.70 \text{ ok}$$

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:

$$V = 97.80m^3/m$$

$$W = (97.80m^3)(22kN/m^3)$$

$$W = 2151.60kN/m$$

La fuerza sísmica horizontal sería:

$$EQ_x = (2/3)(0.34)(2151.60kN)$$

$$EQ_x = 487.70kN$$

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

$$EQ_z = (0.30)(2/3)(2/3)(0.34)(2151.60kN)$$

$$EQ_z = 97.54kN$$

La sub-presión bajo la estructura en condición inusual NAMO aguas abajo, corresponde a:

$$h = 90.57 - 83.00 = 7.57m$$

$$P = (7.57m)(9.81kN/m^3)$$

$$P = 74.26 kN/m^2$$

$$U = (74.26kN/m^2) * (18.24m)$$

$$U = 1354.53kN$$

- Flotación:

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

$$FS = \frac{2151.60kN + 0 + 0}{1354.53kN + 97.54kN - 0} = 1.48 > 1.10 \text{ ok}$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 2151.60kN - 1354.53kN - 83.95kN$$

$$\Sigma FV = 713.12 kN$$

$$\Sigma FH = 487.70kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 45^\circ$ y cohesión $c=460kPa$:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$
$$FSD = \frac{(487.70kN) * \tan(45^\circ) + (460kN/m^2) * (18.24)}{487.70kN} = 18.20 > 1.30ok$$

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 de 0.50 m. Por tanto, 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 compuertas y de válvulas, la estructura de salida y la caseta de operación de compuertas.

El túnel de la descarga de fondo inicia en la abscisa K0+000 en la elevación 101.00 msnm. La estructura para la cámara de compuertas se localiza entre las abscisas k0+112.11. La estructura de salida de la descarga de fondo empieza en la abscisa k0+282.60.

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 8.25 m de longitud. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control en forma semicircular de 8.6 m por 5.6 m medido internamente. La estructura de entrada conecta con una tubería en acero de 3.7 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)	2.72	1.30	3.86	1.50	100%	100%	227.32	700
II	(EXTREMA)	2.72	1.10	2.06	1.10	100%	Dentro de la base	123.61	700

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

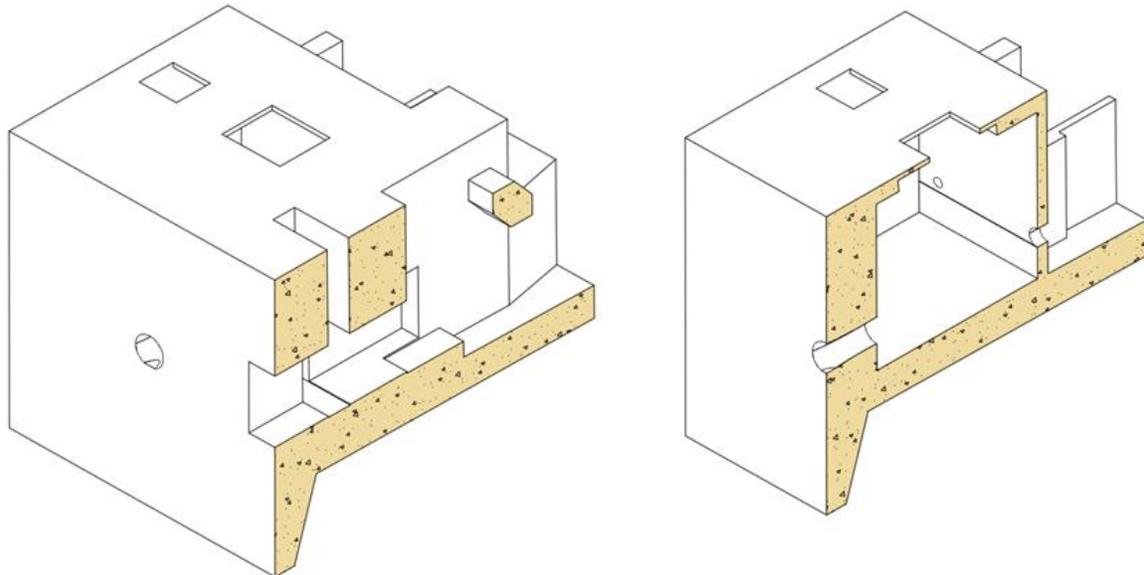


Figura 14. Esquema cámara de compuertas y cámara de válvulas.

Fuente: Elaboración propia

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 $k0+184.7$ hasta la abscisa $K0+200.8$ a una elevación aproximada de 98.8 msnm; esta estructura tiene unas dimensiones en planta de 12.30 m por 11.30 m con una altura de 9.50 m considerando el diente aguas arriba por efectos de deslizamiento.

En la cámara de compuertas tiene una sección hidráulica rectangular con dimensiones de 1.80 m de base por 2.25 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 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 1.10 m de diámetro el cual tiene una reducción a una tubería de 0.90 m de diámetro en la zona central de la cámara y de 0.60 m a 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. Así mismo, el macizo inferior de la cámara funciona como un tapón y 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.

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 4.1 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	2.2	1.3	8.7	2.0	100%	100%	101.49	120.00
II	EXTREMA	1.8	1.1	3.6	1.3	70%	Dentro de la base	118.56	120.00

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 4.2.

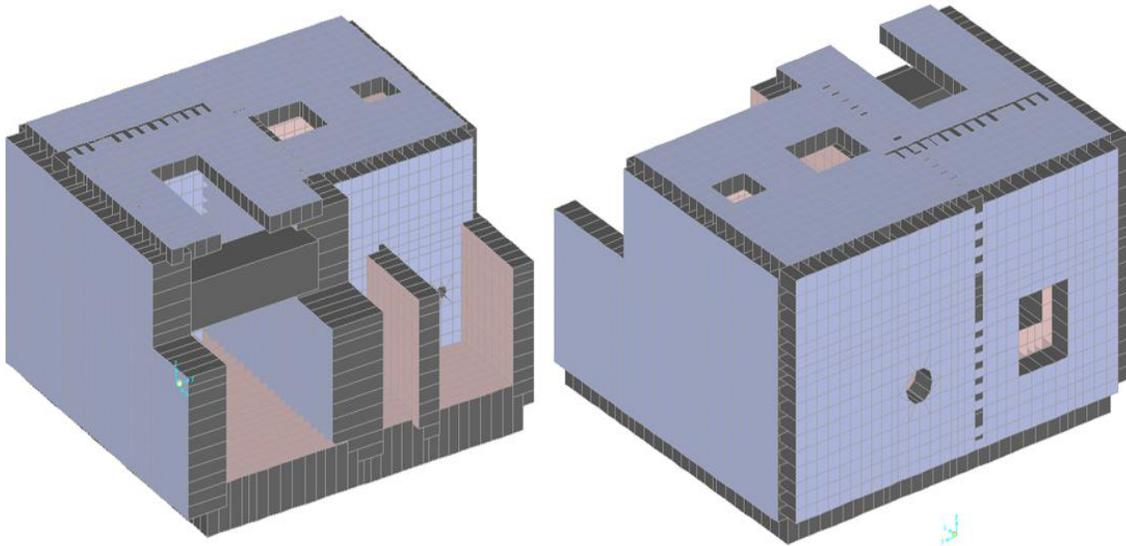


Figura 15. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo
Fuente: Elaboración propia - SAP2000

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 II 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)	$\sigma_{max adm}$ (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 6.04 m de ancho, 11.25 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 4.2 m de longitud. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control. El portal de entrada conecta con una tubería en acero de 3.70 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 7.1 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)	$\sigma_{max adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				

I	(USUAL)	5.96	1.30	3.65	1.50	100%	100%	282.42	700
II	(EXTREMA)	5.96	1.10	2.79	1.10	100%	Dentro de la base	157.92	700

Fuente: Elaboración propia

4.4.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 7.2, se presenta el diseño estructural a nivel de diseño conceptual del portal de entrada del túnel de 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 85.1 msnm. 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 rejillas, 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 estructura, peso de agua sobre la estructura, presión desequilibrada actuando sobre las compuertas y el sismo actuando en la dirección más desfavorable.

En el anexo 8.1 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)	σ_{max} adm (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2.80	1.30	7.40	1.50	100%	100%	224.8	700
II	(EXTREMA)	2.50	1.10	1.80	1.10	100%	Dentro de la base	139.4	700

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.3. Diseño estructural

En el Anexo 8.2, 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+378.95 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 2.60 m y 5.92 m. Así mismo, la estructura cuenta con una longitud de 20.95 m y alturas variables entre 3.00 m y 6.45 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 sub-presión con el nivel de agua del sistema.
- **Caso II:** Condición Extrema: Caso I y sismo en la dirección desfavorable.

En el Anexo 9.1, 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	FSF	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	σ_{max} adm

		obt	adm	FSD obt	FSD adm				(kPa)
I	(USUAL)	2.07	1.30	N/A	1.50	100%	100%	56.11	700
II	(EXTREMA)	2.07	1.10	1.91	1.10	100%	Dentro de la base	96.75	700

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 9.2, 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 3.30 m, un radio en la zona superior de 2.20 m y una longitud total de 11.0 m. La estructura inicia en la abscisa K0+166.50 a una altura de 85.72 msnm.

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

Aguas 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).

Los diferentes sistemas de captación y bombeo se han tipificado en su composición de obras y para efectos de este estudio de diseño conceptual se estudia el más crítico para determinar su dimensionamiento. En este caso, el caso crítico lo definen las dimensiones de la estación de bombeo Perales 1 y Perales 2, que comparten dimensiones similares.

Cada sistema lo conforman las siguientes estructuras:

4.6.1. Dique - Vertedero

4.6.1.1. Descripción de la estructura

El vertedero es una estructura que se estima de 29.63 m de longitud total y 19.82 m de longitud en su zona hidráulica. La estructura de condición más crítica cuenta con 7 m de ancho hidráulico.

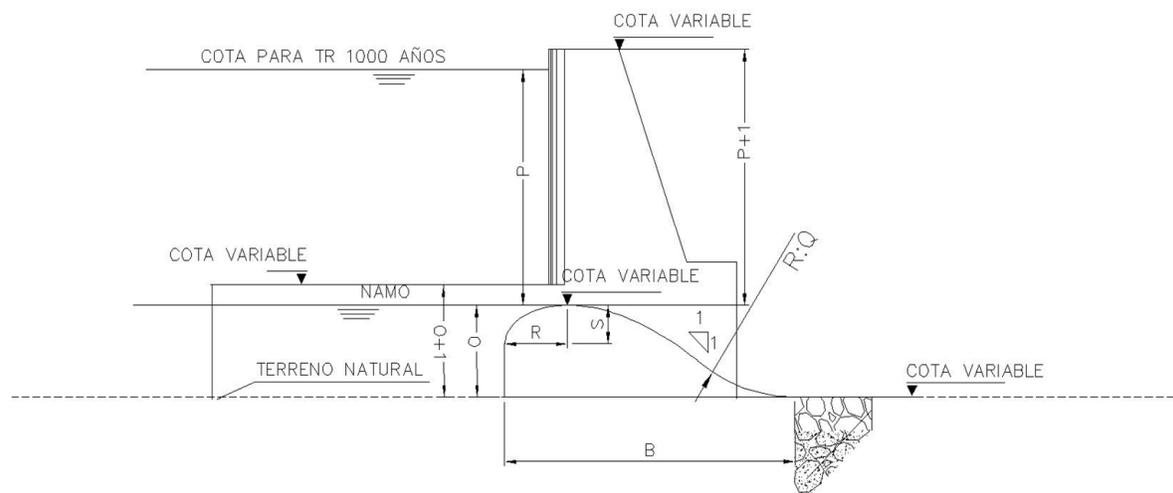


Figura 16. Localización en planta y Corte Transversal Vertedero Guararé
Fuente: Elaboración propia

4.6.1.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de operación:** Estructura completamente terminada, teniendo en cuenta las fuerzas en el plano. Se consideran niveles de agua y sub-presión NAMO en la estructura, así como el empuje de sedimentos.
- **Caso II: Inusual de operación:** Estructura completamente terminada, teniendo en cuenta las fuerzas en el plano. Se consideran niveles de agua y sub-presión NAME en la estructura, así como el empuje de sedimentos.
- **Caso II: Inusual de operación:** Condición del “Caso I”, incluyendo las fuerzas sísmicas.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 13. Resumen estabilidad vertedero - Sistema de bombeo
Fuente: Elaboración propia

Caso No.	Tipo	Deslizamiento (Ver Nota)		Flotación		Vuelco	
		FSD obt	FSD adm	FSF obt	FSF adm	%BC	%BC adm
I	(USUAL)	5.70	1.50	2.53	1.30	100	100%
II	(INUSUAL)	1.31	1.30	1.37	1.20	75	75%
III	(Extrema)	1.86	1.10	2.36	1.10	RDB	RDB

Nota: Valores obtenidos para parámetros geotécnicos $\phi=42^\circ$ y $c=2.5$ kN/m².

El análisis de estabilidad se realizó para deslizamiento, flotación y vuelco según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se determinó para el caso usual de operación, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga por sub-presión hasta el nivel NAMO. Así mismo se realizó el análisis de estabilidad para un caso inusual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, la sobrecarga por sub-presión hasta el nivel NAME.

Para los casos Usual, Inusual y Extremo, se cumplen con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100. En las siguientes fases de ingeniería, se deberá verificar según los parámetros geotécnicos específicos del sitio y que se cumplan los mínimos aquí establecidos. El Anexo 10 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado para la estructura.

4.6.1.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales a diseñar que conforman el vertedero. Para la presente fase de ingeniería, se define una cuantía representativa para este tipo de estructuras, la cual es de 60 kg/m³ a partir de experiencias previas.

4.6.2. Canal de limpia

4.6.2.1. Descripción de la estructura

Es una estructura de hormigón reforzado en canal rectangular de aproximadamente 31.50 m de longitud y 2 m de ancho hidráulico del canal. Los muros del canal se estiman de 1.50 m de espesor. La Figura 17 muestra el canal de limpia y un corte transversal.

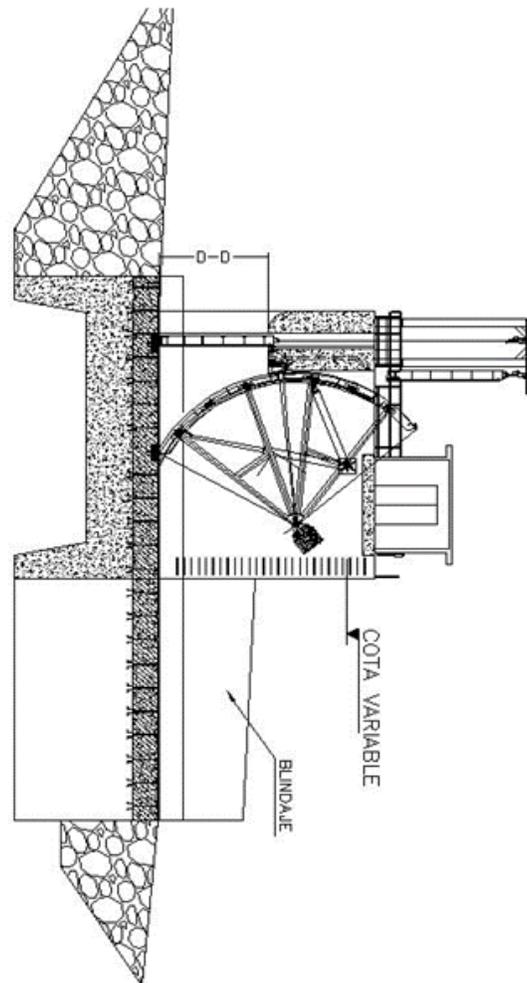


Figura 17. Localización en planta y Corte Longitudinal Canal de Limpia Guararé
Fuente: Elaboración propia

Esta estructura albergará una compuerta radial, como se muestra en la Figura 17.

4.6.2.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y la sub-presión por los niveles freáticos. No se consideran niveles de agua al interior de la estructura.
- **Caso II: Usual de operación:** Estructura completamente terminada y la sub-presión por los niveles freáticos. Se consideran niveles usuales de agua dentro de la estructura.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 14. Resumen estabilidad canal de limpia - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	3.66	1.30
II	(USUAL)	4.18	1.30

El análisis de estabilidad realizado por flotación según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se determinó para el caso usual de construcción, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga por sub-presión. así mismo se realizó el análisis de estabilidad por flotación, para un caso usual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, el peso del agua.

En ambos casos se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, FDS = 1.3. El Anexo 11 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación

4.6.2.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales a diseñar que conforman el canal de limpia, determinando un espesor de muro de 1.50 m y un espesor de losa tal que llegue a la misma cota de cimentación del vertedero. Por la dimensiones en sentido perpendicular al flujo, se recomienda evaluar en próximas etapas de ingeniería, que esta estructura quede adosada conjuntamente con la estructura del vertedero para brindar estabilidad en este sentido.

Tomando como base una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 120 kg/m³.

4.6.3. Bocatoma

4.6.3.1. Descripción de la estructura

La estructura de toma es una estructura de hormigón reforzado con tres vanos de 2.10 m de ancho y altura de rejilla de 1.81 m. La longitud de la estructura es aproximadamente 27.50 m y su ubicación se muestra en la Figura 18. Las dimensiones indicadas corresponden a brindar condiciones de estabilidad, principalmente para el nivel inusual de agua.

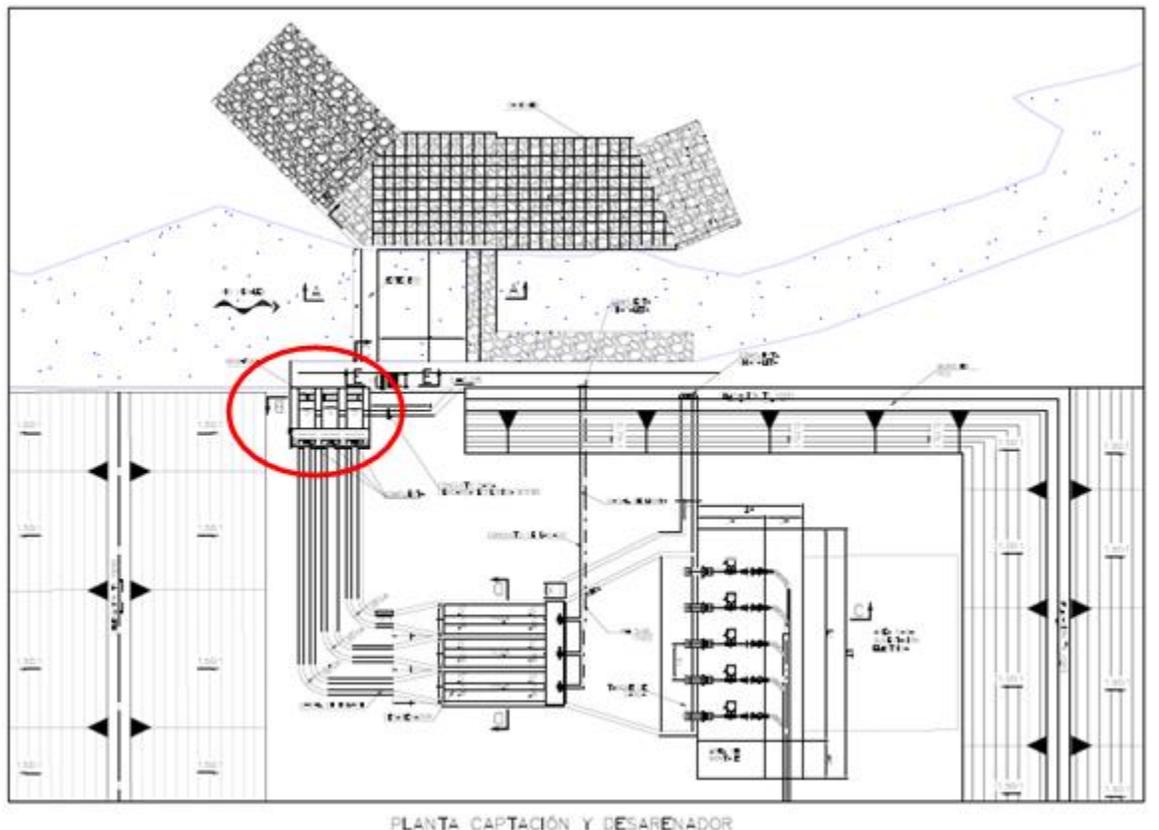


Figura 18. Localización Bocatoma
Fuente: Elaboración propia

4.6.3.2. Análisis de estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su pre-dimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

Los casos analizados son los siguientes:

- **Caso I:** Condición Inusual de operación: Estructura con niveles máximos de agua y compuertas cerradas. Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura, presión hidrostática sobre las compuertas y sub-presión.
- **Caso II:** Condición Extrema: Estructura con niveles de agua a condición de operación con compuertas abiertas y fuerzas sísmicas. Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura, presión hidrostática sobre las compuertas y sub-presión.

En el Anexo 12 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se presentan a continuación:

Tabla 15. Resumen estabilidad - Bocatoma

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento		
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)
				FSD obt	FSD adm			
I	(INUSUAL)	2.07	1.20	1.32	1.5	100	100%	496
II	(EXTREMO)	2.98	1.10	3.16	1.1	100	RDB(1)	373

Fuente: Elaboración propia

(1) RDB Resultante dentro de la base.

4.6.3.3. Diseño estructural

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se contempla una cuantía volumétrica en la zona de muros de 120 kg/m³ y en la zona de la cimentación de 60 kg/m³ por el hecho de ser constituida como concreto masivo. En las siguientes fases de ingeniería se deberán verificar de manera más precisas las solicitaciones de la estructura concebida.

4.6.4. Conducción

4.6.4.1. Descripción de la estructura

El canal de conducción sirve de enlace entre la toma y el desarenador, tiene una altura hidráulica de 1.50 m y ancho interno variable entre 1.00 m a 4.18 m en la zona de conexión al desarenador. La Figura 19 muestra la localización general del canal de conducción y un corte transversal.

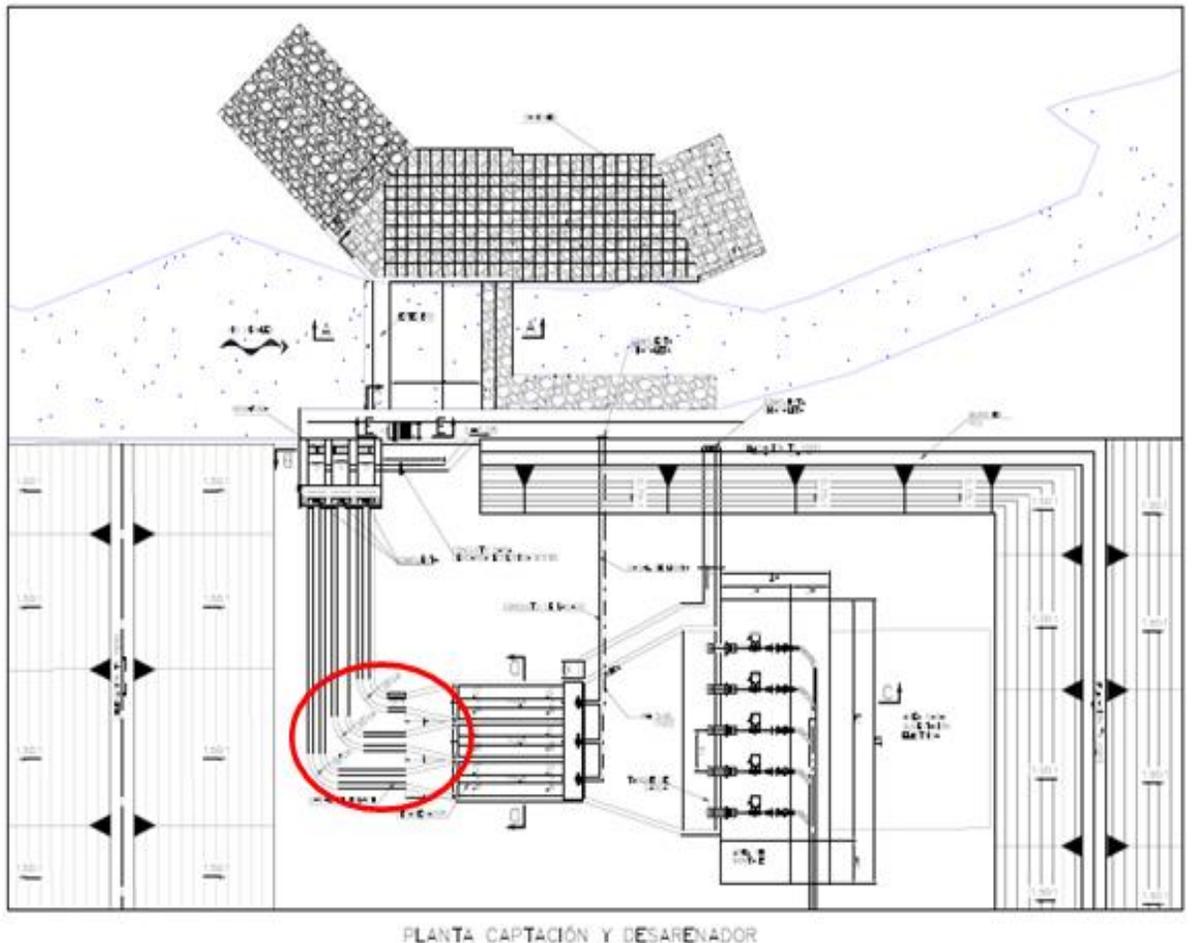


Figura 19. Localización en planta y Corte Transversal Canal de Conducción Perales
Fuente: Elaboración propia

4.6.4.2. Análisis de estabilidad

Para el respectivo análisis de estabilidad a la flotación, se analizó una sección crítica por metro del canal de conducción. Con el fin de dimensionar espesores de muros y losas capaces de asumir las fuerzas externas que actúan sobre la estructura. El Anexo 13, presenta los parámetros y análisis respectivo realizado a la presente estructura dentro del alcance de diseño conceptual el proyecto.

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y las sub-presión por los niveles freáticos. No se considera niveles de agua al interior de la estructura.
- **Caso II: Usual de operación:** Estructura completamente terminada y las sub-presión por los niveles freáticos. Se consideran niveles usuales de agua al interior de la estructura.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 16. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	2.06	1.30
II	(USUAL)	2.62	1.30

El análisis de estabilidad realizado por flotación según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se realizó para el caso usual de construcción, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga por sub-presión. así mismo se realizó el análisis de estabilidad por flotación, para un caso usual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, el peso del agua.

En ambos casos se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, FDS = 1.3. El Anexo 13 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación.

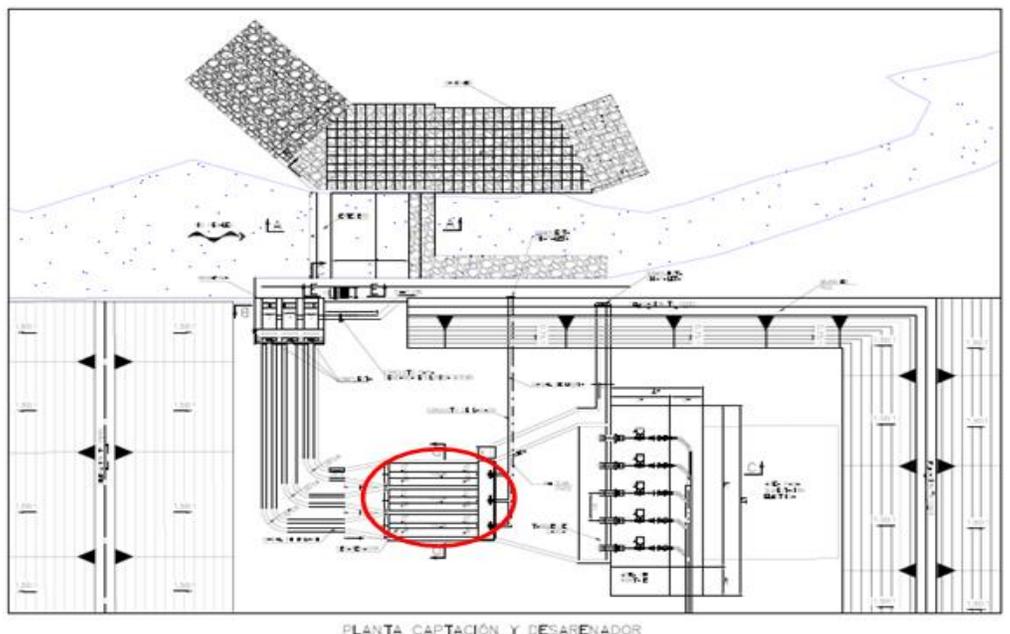
4.6.4.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales a diseñar que conforman el canal de conducción, determinando un espesor de muro de 0.40 m y un espesor de losa de 0.40 m. Se define una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 120 kg/m³.

4.6.5. Desarenador

4.6.5.1. Descripción de la estructura

El desarenador se conforma por 3 canales a flujo libre, de altura total de 4.18 m en promedio, con una longitud de nave de 15.81 m y una profundidad útil de sedimentación de 1.50 m.



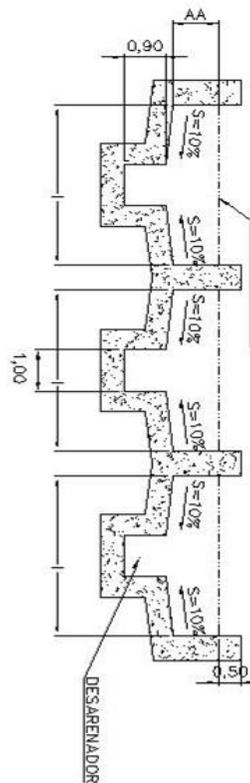


Figura 20. Localización en planta y Corte Transversal Desarenador Perales
Fuente: Elaboración propia

4.6.5.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y las sub-presiones definidas por los niveles freáticos. No se consideran niveles de agua al interior de la estructura.
- **Caso II: Usual de operación:** Estructura completamente terminada y las sub-presiones definidas por los niveles freáticos. Se consideran niveles de agua usuales al interior de la estructura.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 17. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo
Fuente: Elaboración propia

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	1.59	1.30
II	(USUAL)	2.35	1.30

El análisis de estabilidad realizado por flotación según la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, se realizó para el caso usual de construcción, teniendo en cuenta el peso de la estructura una vez terminada y la sobrecarga

por sub-presión. Así mismo se realizó el análisis de estabilidad por flotación, para un caso usual de la estructura en operación, teniendo en cuenta además del peso de la estructura, el peso del agua.

En ambos casos se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100, FDS = 1.3. El Anexo 14 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación

4.6.5.3. Diseño estructural

A partir del análisis de estabilidad se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales que conforman el Desarenador, determinando un espesor de muro de 0.40 m y un espesor de losa de 0.40 m.

Tomando como base una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 120 kg/m³.

4.6.6. Tanque de Succión o Carga

4.6.6.1. Descripción

El tanque de succión almacena el agua que sale del desarenador para permitir la succión de las bombas de impulsión.

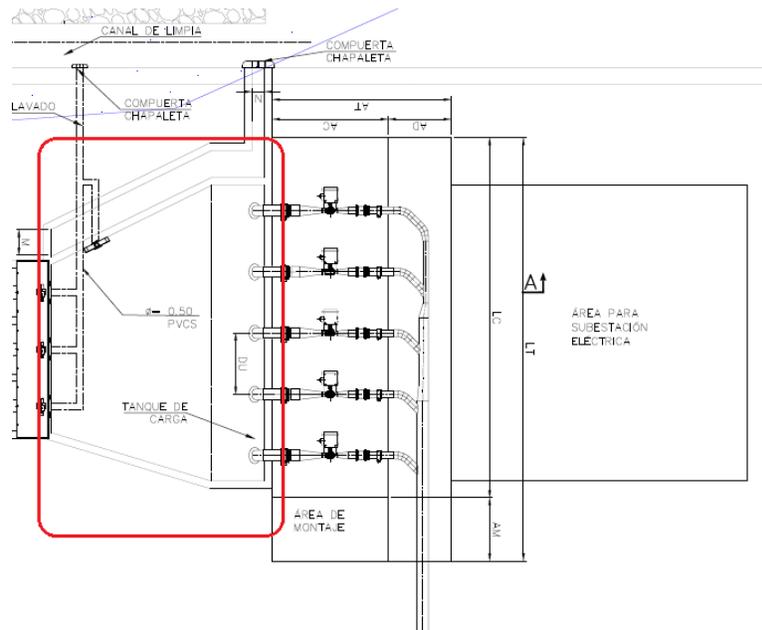


Figura 21. Localización tanque de carga.

Sus dimensiones son variables, tanto en profundidad como en altura. Estas medidas aumentan desde la conexión a la salida del desarenador hasta el sitio de disposición para aspiración de las bombas. Las características para cada una de las captaciones:

Tabla 18. Dimensiones tanques de succión por captación.

TANQUE	Unidad	Perales 1	Perales 2	Perales 3	Perales 4
--------	--------	-----------	-----------	-----------	-----------

Longitud tanque	(m)	6.84	6.90	6.90	6.85
Ancho tanque	(m)	13.74	11.53	11.53	12.21
Longitud Transición a succión	(m)	2.09	2.10	1.99	2.06
Longitud zona de succión	(m)	4.15	4.15	4.15	4.15
Altura zona de succión	(m)	3.35	3.35	3.35	3.35
Altura volumen útil	(m)	2.90	3.00	2.80	2.90

Fuente: Elaboración propia con información de recursos hídricos.

Teniendo en cuenta que se ha establecido como captación de referencia la correspondiente a Perales 2, se continúa en esta línea estableciendo las condiciones para Perales 2.

4.6.6.2. Análisis de estabilidad

Se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su pre-dimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

La estabilidad se realizó transversalmente y se tomó la sección más crítica, es decir, la más ancha y la más profunda de la captación de referencia. En el análisis se espera que las dimensiones iniciales del tanque permitan que este sea estable por sí solo a deslizamiento, volcamiento y flotación.

Debido a que el tanque se encuentra enterrado, el análisis de deslizamiento y volcamiento depende de la diferencia de altura de relleno, se considera que el tanque tiene la misma altura de relleno a ambos lados, por esta razón, la estructura se considera estable ante estas dos condiciones.

El análisis de flotación se realizó para los siguientes casos de análisis:

- **Caso I:** Condición usual durante operación. En este se considera que la estructura trabaja con un nivel normal de operación, se asume un nivel de relleno terminado, se tienen en cuenta empujes hidrostáticos, sub-presión y pesos de agua interna.

En el Anexo 15 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad a flotación se presentan en la Tabla 18.

Tabla 19. Tanque de Succión - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN	
CASO	FACTOR REQUERIDO
I	1.3

Fuente: Elaboración propia

4.6.6.3. Diseño Estructural

Según las dimensiones obtenidas para el análisis de estabilidad, con espesores de muros y losas que permitan condiciones estables de operación. Se establece una cuantía volumétrica de 120 kg/m³ para la obtención del peso de acero de refuerzo aproximado para esta etapa de ingeniería. En las etapas siguientes, deberá realizarse un análisis detallado, según las condiciones específicas del sitio.

4.6.7. Casa de Bombeo

4.6.7.1. Descripción

Las casas de bombeo para la cuenca Perales son estructuras superficiales cuyo sistema estructural corresponde a pórticos de hormigón reforzado resistente a momento. Para la estructura típica de diseño seleccionada la cual corresponde a la configuración más grande (Perales 1), la estructura principal cuenta con dos ejes de columnas en el sentido longitudinal eje sobre el cual se ubican las ménsulas para apoyo del puente grúa.

La sección de las columnas de la estructura principal es de 1.0 m por 1.0 m y la sección de las vigas es de 0.6 m por 0.6 m. Para recibir las fuerzas debidas al cambio de dirección de la tubería se dispuso un bloque de anclaje a lo largo de la tubería de salida; así mismo la estructura cuenta con fundación para cada equipo que lo requiera.

Al ser una estructura superficial la casa de bombeo tiene una cubierta metálica liviana en toda el área. La fundación de la estructura es mediante zapatas con vigas de amarre en las dos direcciones.

Contiguo a la casa de bombas se encuentra el edificio de área de oficinas. La estructura tiene una cubierta plana en hormigón reforzado de 0.15 m de espesor, columnas de 0.6 m por 0.6 m separadas cada 9 m y vigas de 0.6 m por 0.6 m. La cimentación es mediante zapatas con vigas de amarre. La Figura 21 muestra el corte transversal de la Casa de Bombeo.

Se contempló zona de transformadores con 5 muros cortafuego de 0.5 m de espesor. Se dispone de un foso recolector de aceite con espesor de los muros y la losa de 0.5 m.

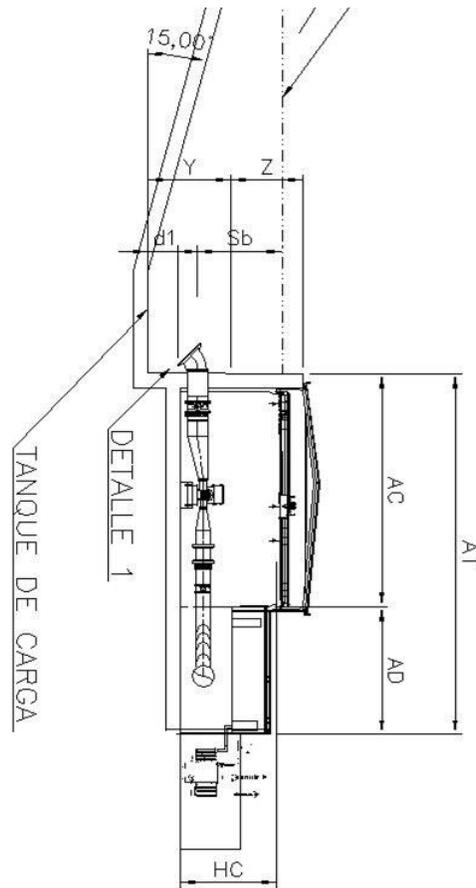


Figura 22. Corte Transversal Casa de bombas Perales 1
Fuente: Elaboración propia

En la zona de Perales se localizan 4 casas de bombas, sus dimensiones se resumen en la Tabla 19.

Tabla 20. Casas de Bombeo Perales - Dimensiones

Cuenca	Grupo	(AC) [m]	(LC) [m]	(LT) [m]	(AD) [m]	(AT) [m]	(HC) [m]
Perales	1	10	30	36	4	14	6
	2	10	17	23	2	12	6
	3	10	17	23	2	12	6
	4	10	17	23	2	12	6

Fuente: Elaboración propia

4.6.7.2. Diseño

Para el pre-dimensionamiento de la Casa de Bombas se realizaron dos modelos en SAP2000. Un modelo para la estructura principal de la Casa de Bombas y otro modelo para la estructura contigua para área de oficinas.

4.6.7.2.1. Pre-dimensión edificio Casa de Bombas.

El análisis consiste en una estructura de 9 m de altura por 10 m de ancho y 36 m de profundidad, columnas separadas cada 9 m y 3 niveles de vigas aéreas. Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta metálica, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico del proyecto. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por nivel de vigas y por cada columna. En la Tabla 20 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 21. Distribución de fuerza horizontal en altura

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	($_$)	(kN)	(kN)
Cubierta	23984	9	180975.41	0.512	3031.14	3031.14
Elevación 2	21689	6	112709.89	0.319	1887.77	4918.9
Elevación 1	21689	3	59577.28	0.169	997.85	5916.75
			353262.58	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 22 muestra el modelo 3D, la Figura 23 y la Figura 24 muestran la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

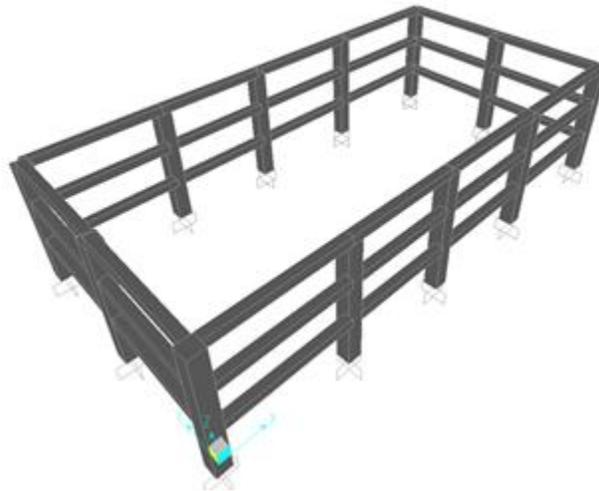


Figura 23. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas (Fuente: Elaboración propia)

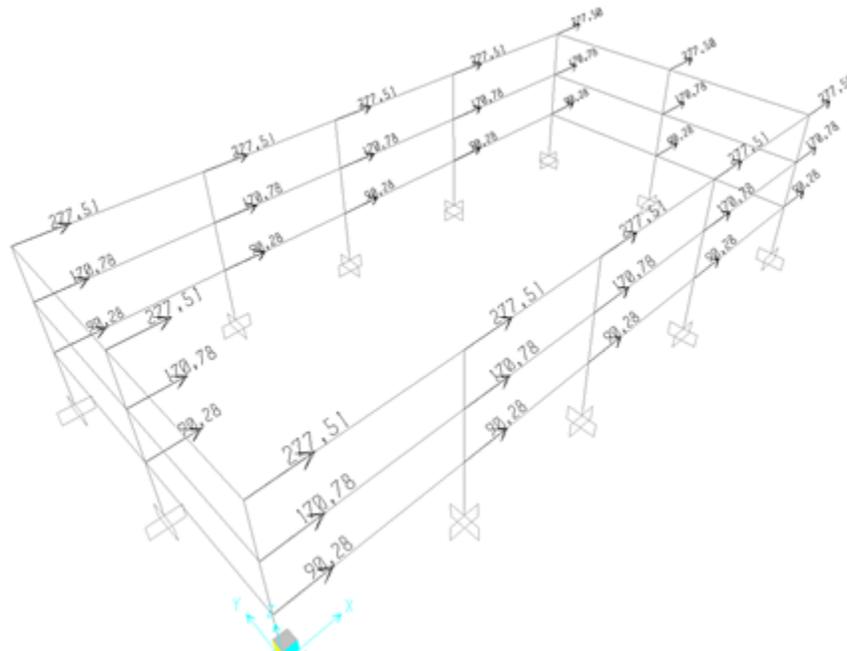


Figura 24. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
Fuente: Elaboración propia

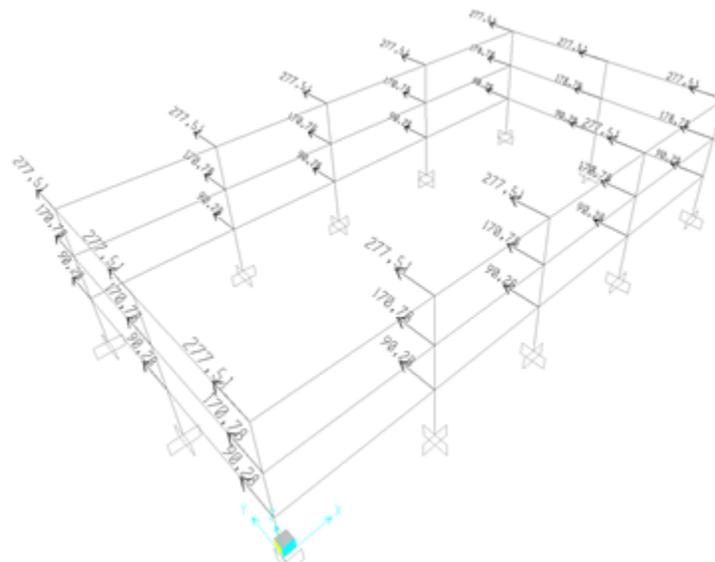


Figura 25. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura, límite aceptado de derivas y su comprobación se muestra en la Tabla 21.

Tabla 22. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	35
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	50
Desplazamiento máximo permitido	90

Fuente: Elaboración propia

4.6.7.2.2. Predimensión edificio de oficinas.

El análisis consiste en una estructura de 7 m de altura por 4 m de ancho y 36 m de profundidad, columnas separadas cada 9 m y 2 niveles de vigas aéreas. Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por nivel de vigas y por cada columna. En la Tabla 22 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 23. Distribución de fuerza horizontal en altura

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	($_$)	(kN)	(kN)
Cubierta	17295	7	96870.34	0.689	1822.46	1822.46
Elevación 1	12833	4	43792.61	0.311	823.89	2646.35
			140662.95	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 25 muestra el modelo 3D, la Figura 26 y la Figura 27 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

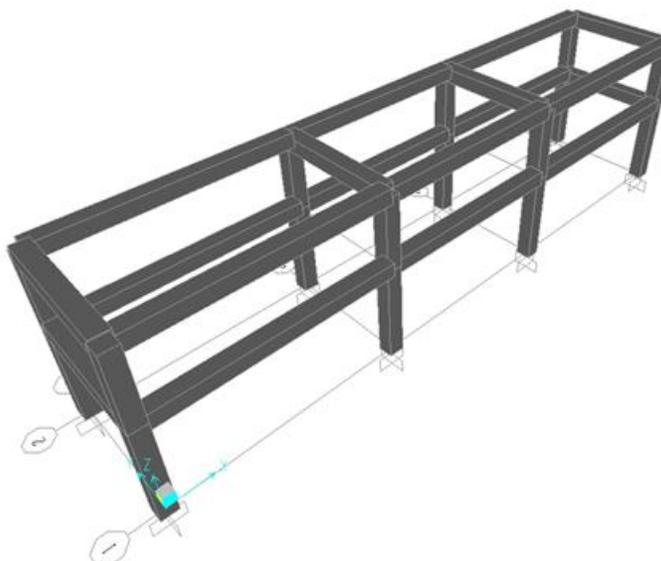


Figura 26. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas

Fuente: Elaboración propia

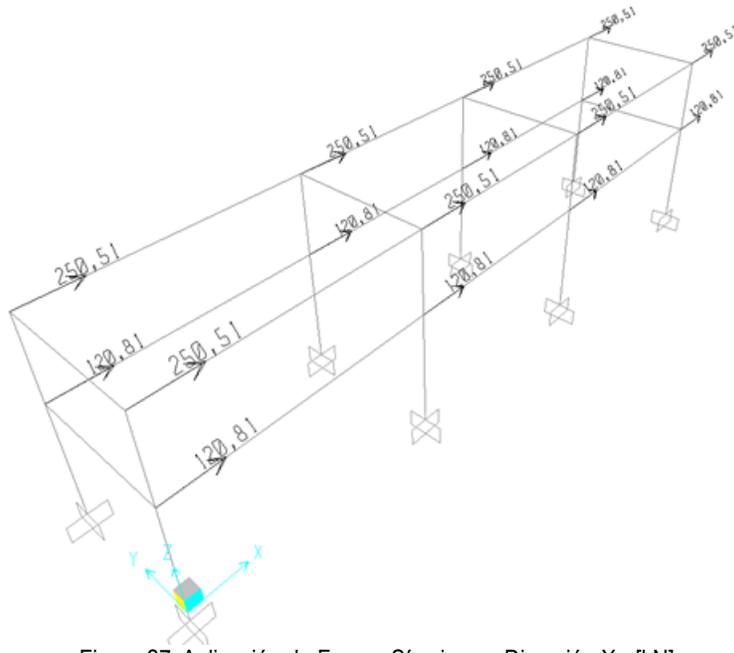


Figura 27. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
Fuente: Elaboración propia

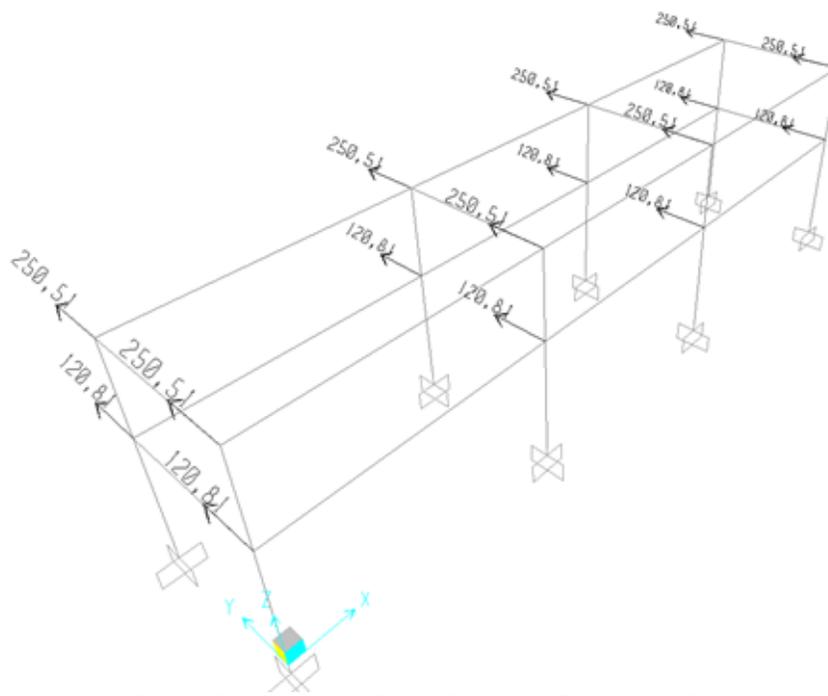


Figura 28. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura, límite aceptado de derivas y su comprobación se muestra en la Tabla 23.

Tabla 24. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	27
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	43
Desplazamiento máximo permitido	70

Fuente: Elaboración propia

4.6.8. Tanques de Almacenamiento

4.6.8.1. Descripción

En la cuenca de Perales se localizan 4 tanques de almacenamiento. Los tanques reciben el bombeo proveniente de la captación mediante tuberías a presión en acero de 1.4 m y 1.0 m para impulsión de riego y 0.6 m de diámetro para abastecimiento. Cuenta con una válvula mariposa para controlar el flujo en la entrada y una válvula mariposa para la salida del tanque. La velocidad del flujo al interior del tanque se disminuye mediante un muro o bloque de impacto de 3.0 m.

Contiguo al tanque se encuentra el vertedero de excesos el cual tiene muros de la misma altura del tanque. Desde el vertedero de excesos el fluido pasa hacia el canal colector el cual tiene una base libre de 2.5 m y posteriormente hacia la estructura escalonada de disipación. Las dimensiones principales de los tanques se muestra en la Tabla 24.

Tabla 25. Tanques de Almacenamiento - Perales

TANQUE	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
Perales 1	18	18	3.5
Perales 2	15	15	3.5
Perales 3	15	15	3.5
Perales 4	15	15	3.5

Fuente: Elaboración propia

4.6.8.2. Análisis de estabilidad

Se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su pre-dimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

La estructura se considera en equilibrio lateral, en la cual los rellenos circundantes deberán estar a la misma altura para garantizar esta condición. Por tanto, solo se analiza la estabilidad a flotación:

- **Caso I:** Condición Usual de operación: Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura, presión hidrostática y sub-presión.

En el Anexo 16 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se presentan a continuación:

Tabla 26. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento

ANÁLISIS A FLOTACIÓN	
CASO	FACTOR REQUERIDO
I	1.3

Fuente: Elaboración propia

4.6.8.3. Diseño estructural

Según las dimensiones obtenidas para el análisis de estabilidad, con espesores de muros y losas que permitan condiciones estables de operación. Se establece una cuantía volumétrica de 120 kg/m^3 para la obtención del peso de acero de refuerzo aproximado para esta etapa de ingeniería. En las etapas siguientes, deberá realizarse un análisis detallado, según las condiciones específicas del sitio.

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)*.

6. ANEXOS