

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

JUNIO 2020

Contrato de consultoría No. 026 (2016)

“Estudio de Factibilidad para Establecer Reservorios Multipropósitos en la Cuenca del Río La Villa y de Prefactibilidad para los Ríos Santa María, Parita y la Subcuenca del Río Perales, en la Región de Azuero y la Provincia de Veraguas, para la Producción de Agua Potable y Actividades Agropecuarias”

INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO
CUENCA PARITA - PRESA PARITA

VOLUMEN ESTRUCTURAS

REVISIÓN 2

JUNIO 2020



CANAL DE PANAMÁ

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	9
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	10
3. CRITERIOS DE DISEÑO	11
3.1. CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO APLICABLES	11
3.2. MATERIALES	12
3.3. CARGAS ACTUANTES	12
3.3.1. Cargas muertas	12
3.3.2. Cargas Vivas	12
3.3.3. Empujes Hidrostáticos	12
3.3.4. Empuje lateral de tierra	13
3.3.5. Cargas sísmicas	13
3.3.5.1. Sismo de la estructura	13
3.3.5.2. Sismo en el agua	14
3.3.5.3. Sismo en los rellenos	15
3.3.6. Fuerza Hidrodinámica	17
3.3.7. Fuerzas Mecánicas	17
3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES	17
3.4.1. Estabilidad a Flotación	18
3.4.2. Estabilidad al deslizamiento	18
3.4.3. Estabilidad al Volcamiento	19
4. DISEÑO ESTRUCTURAL	20
4.1. VERTEDERO	20
4.1.1. Estructura del Azud	21
4.1.1.1. Análisis de estabilidad	22
4.1.1.2. Caso I: Condición Usual de Operación:	22
4.1.1.3. Caso II: Condición Inusual de Operación:	22
4.1.1.4. Caso III: Condición Extrema de Operación:	22
4.1.1.5. Diseño estructural	23
4.1.2. Canal de descarga	23
4.1.2.1. Descripción de la estructura	23
4.1.2.2. Análisis de estabilidad	24
4.1.2.3. Diseño estructural	25
4.1.3. Deflector	27
4.1.3.1. Descripción de la estructura	27
4.1.3.2. Análisis de estabilidad	27

4.1.3.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	27
4.1.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	27
4.1.3.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	29
4.1.3.6. Diseño estructural	30
4.2. TÚNEL DE LA DESCARGA DE FONDO	30
4.2.1. Estructura de Captación	31
4.2.1.1. Análisis de estabilidad	31
4.2.1.2. Diseño estructural	31
4.2.2. Caverna de compuertas	31
4.2.2.1. Descripción de la estructura	31
4.2.2.2. Análisis de estabilidad	32
4.2.2.3. Diseño estructural	32
4.3. TÚNEL DE LA DESCARGA DE USOS	33
4.3.1. Estructura de captación	33
4.3.1.1. Descripción de la estructura	33
4.3.1.2. Análisis de estabilidad	33
4.3.1.3. Diseño estructural	34
4.3.2. Cámara de Válvulas	34
4.3.2.1. Descripción de la estructura	34
4.3.2.2. Análisis de estabilidad	35
4.3.2.3. Diseño estructural	35
4.4. TÚNEL DE DESVÍO	36
4.4.1. Estructura de entrada	36
4.4.1.1. Descripción de la estructura	36
4.4.1.2. Análisis de estabilidad	36
4.4.1.2.1. Casos Considerados	36
4.4.1.3. Diseño estructural	37
4.4.2. Estructura de salida	37
4.4.2.1. Descripción de la estructura	37
4.4.2.2. Análisis de estabilidad	37
4.4.2.3. Diseño estructural	38
4.4.3. Caseta de Operación	38
4.4.3.1. Descripción de la estructura	38
4.4.3.2. Análisis de estabilidad	38
4.4.3.3. Diseño estructural	38
4.4.4. Tapón túnel de desvío	38
4.4.4.1. Descripción de la estructura	38
4.4.4.2. Análisis de estabilidad	39

4.4.4.3. Diseño estructural	39
4.5. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO	39
4.5.1. Dique - Vertedero	39
4.5.1.1. Descripción de la estructura	40
4.5.1.2. Análisis de estabilidad	41
4.5.1.3. Diseño estructural	41
4.5.2. Canal de limpia	42
4.5.2.1. Descripción de la estructura	42
4.5.2.2. Análisis de estabilidad	42
4.5.2.3. Diseño estructural	43
4.5.3. Bocatoma	43
4.5.3.1. Descripción de la estructura	43
4.5.3.2. Análisis de estabilidad	43
4.5.3.3. Diseño estructural	44
4.5.4. Conducción	44
4.5.4.1. Descripción de la estructura	44
4.5.4.2. Análisis de estabilidad	45
4.5.4.3. Diseño estructural	45
4.5.5. Desarenador	45
4.5.5.1. Descripción de la estructura	45
4.5.5.2. Análisis de estabilidad	46
4.5.5.3. Diseño estructural	46
4.5.6. Tanque de Succión o Carga	47
4.5.6.1. Descripción	47
4.5.6.2. Análisis de estabilidad	47
4.5.6.3. Diseño Estructural	48
4.5.7. Casa de Bombeo	48
4.5.7.1. Descripción	48
4.5.7.2. Diseño	49
4.5.7.2.1. Predimensionamiento edificio Casa de Bombas.	49
4.5.7.2.2. Predimensionamiento edificio de oficinas.	52
4.5.8. Tanques de Almacenamiento	54
4.5.8.1. Descripción	54
4.5.8.2. Análisis de estabilidad	54
4.5.8.3. Diseño estructural	55
5. REFERENCIAS	55
6. ANEXOS	56

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 Azud del Vertedero
- Tabla 6. Resumen estabilidad estructural de captación - Túnel de la descarga de fondo
- Tabla 7. Resumen estabilidad estructura de captación - Túnel de la descarga de usos
- Tabla 8. Resumen estabilidad estructura de entrada - Túnel de desvío
- Tabla 9. Resumen estabilidad estructura de salida - Túnel de desvío
- Tabla 10. Resumen estabilidad vertedero - Sistema de bombeo
- Tabla 11. Resumen estabilidad canal de limpia - Sistema de bombeo
- Tabla 12. Resumen estabilidad - Bocatoma
- Tabla 13. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo
- Tabla 14. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo
- Tabla 15. Tanque de Succión - Factores de seguridad a flotación
- Tabla 16. Dimensiones Casa de Bombeo - Parita
- Tabla 17. Distribución de fuerza horizontal en altura
- Tabla 18. Desplazamientos Casa de Bombas
- Tabla 19. Distribución de fuerza horizontal en altura
- Tabla 20. Desplazamientos Casa de Bombas
- Tabla 21. Tanques de Almacenamiento
- Tabla 22. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento
- Tabla 23. Dimensiones Hidráulicas Vertederos Parita

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Coeficiente de Presión C

Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.

Figura 3. Planta en zona del I Vertedero

Figura 4. Planta vertedero

Figura 5. Sección longitudinal vertedero

Figura 6. Canal de Aproximación. Sección C-C

Figura 7. Sección transversal Azud.

Figura 8. Sección longitudinal vertedero.

Figura 9. Sección transversal vertedero en plano vertical.

Figura 10. Sección longitudinal deflector,

Figura 11. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.

Figura 12. Sección longitudinal cámara de compuerta, Fuente: Elaboración propia

Figura 13. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo

Figura 14. Sección longitudinal cámara de válvulas, Fuente: Elaboración propia

Figura 15. Cámara de Válvulas - Descarga de Usos

Figura 16. Sección transversal – Tapón

Figura 17. Localización en planta y Corte Transversal Vertedero Parita

Figura 18. Corte Transversal Típico - Vertedero

Figura 19. Localización en planta

Figura 20. Localización Bocatoma

Figura 21. Localización en planta Conducción- Parita

Figura 22. Localización en planta - Desarenador Parita

Figura 23. Localización tanque de carga.

Figura 24. Corte Transversal Casa de bombas

Figura 25. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas

Figura 26. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - kN

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

Figura 28. Modelo 3D SAP - Edificio oficinas y descarga

Figura 29. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - kN

Figura 30. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - kN

1. INTRODUCCIÓN

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

El informe está conformado por 7 capítulos, los cuales se indican a continuación:

- Capítulo 1: Introducción
- Capítulo 2: Localización y descripción del proyecto
- Capítulo 3: Criterios de diseño
- Capítulo 4: Criterios específicos
- Capítulo 5: Diseño estructural
- Capítulo 6: Referencias
- Capítulo 7: Anexos

2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto del reservorio multipropósito de la cuenca Parita - Presa Parita, comprende desde el punto de vista estructural principalmente las siguientes estructuras:

- Estructura del vertedero, el cual se plantea de 10.00 m de ancho en la zona de encauzamiento y de 11.00 m desde la zona del azud hasta el deflector. En longitud, el alineamiento de la zona de encauzamiento es de 82.00 m y la zona restante del vertedero, desde el paramento aguas arriba del azud hasta el paramento aguas abajo del deflector es de 255.38 m medidos en planta.
- Estructura del túnel de la descarga de fondo, la cual se conforma por el estructura de captación, caverna de compuertas.
- Estructura del túnel de descarga de caudal de usos, el cual se conforma por la estructura de captación y la cámara de válvulas.
- Túnel de desvío, el cual se conforma por la estructura de entrada, estructura de salida, caseta de operación y tapón.
- Sistema de bombeo, el cual se compone de el dique - vertedero, canal de limpia, bocatoma, conducción, desarenador, tanque de carga, casa de bombeo y tanques de almacenamiento.

3. CRITERIOS DE DISEÑO

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

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

3.1. CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO APLICABLES

Para el análisis y diseño 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.
- International Commission Of Large Dams (ICOLD).2014. Committee on Materials for Fill Dams. Concrete Rockfill Dams. Concepts for Design and Construction.

3.2. MATERIALES

Se emplea concreto 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.
- 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 volumetricos de materiales utilizados.

MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO (kN/m ³)
Hormigón	24.00
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 predimensionamiento se usarán las cargas recomendadas por Normas Internacionales según el tipo y uso del componente a diseñar. Para cálculos relacionados con análisis de estabilidad no se consideran las cargas vivas.

3.3.3. Empujes Hidrostáticos

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

$$P_w = \gamma_w \times h$$

Ecuación 1.

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

Dónde:

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

γ_w = Peso específico del agua.

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

La resultante total de empuje de agua se determinó como:

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

Ecuación 2.

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

Dónde:

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

3.3.4. Empuje lateral de tierra

Se determina por metro de ancho mediante la siguiente expresión:

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

Ecuación 3.

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

Dónde:

E_h = Empuje lateral de tierras.

γ_t = Peso específico del material.

H_w = Altura del material.

K = Coeficiente de presión de tierras.

3.3.5. Cargas sísmicas

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

3.3.5.1. Sismo de la estructura

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

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

Ecuación 4.

Fuente: USACE. EM 1110-2-2200.

Dónde:

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

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

3.3.5.2. Sismo en el agua

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

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

Ecuación 5.

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

Dónde:

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

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

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

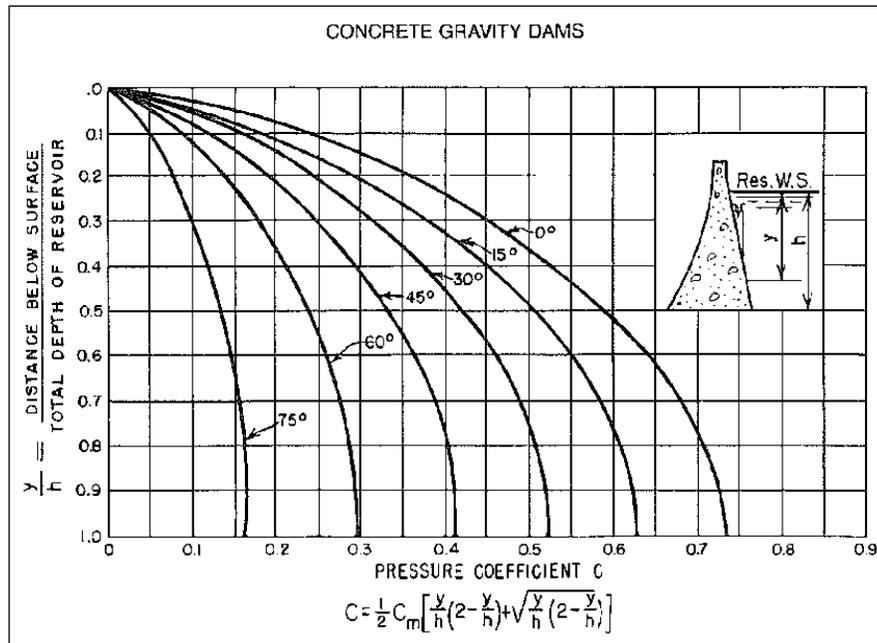


Figura 1. Coeficiente de Presión C
 Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

3.3.5.3. Sismo en los rellenos

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

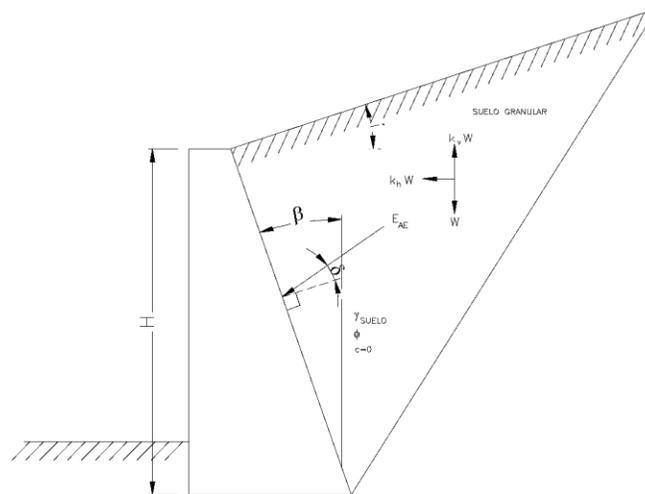


Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.
 Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Se definen los coeficientes de aceleración de la siguiente manera:

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

La formulación a seguir para el método, es la siguiente:

- Empuje activo dinámico (kN):

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

Ecuación 6.

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

- Coeficiente dinámico de empuje de tierras:

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

Ecuación 7.

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

Dónde:

ϕ : Ángulo de fricción del material (°).

θ : Ángulo entre componente vertical y horizontal del sismo (°).

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

Ecuación 8.

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

β : Ángulo de inclinación del muro en contacto con el material (°).

Ψ : Factor que se define como se muestra en la siguiente expresión.

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

Ecuación 9.

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

Donde:

δ : Ángulo de fricción entre el concreto y material de relleno (°).

i : Ángulo de inclinación del relleno (°).

- Empuje activo estático (kN):

De la teoría de empujes de Rankine:

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

Ecuación 10.

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

Donde:

H: Es la altura del relleno (m).

Ka: Coeficiente estático de empuje de tierras activo.

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

Ecuación 11.

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

- El empuje debido al efecto dinámico (kN):

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

Ecuación 12.

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

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

3.3.6. Fuerza Hidrodinámica

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

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

Ecuación 13.

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

Dónde:

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

3.3.7. Fuerzas Mecánicas

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

3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES

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

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

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

3.4.1. Estabilidad a Flotación

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

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

Ecuación 14.

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

Dónde:

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

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

Tabla 2. Factores de seguridad a flotación..

Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
1.30	1.20	1.10

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

3.4.2. Estabilidad al deslizamiento

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

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

Ecuación 15.

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

Dónde:

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

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

Tabla 3. Factores de seguridad al deslizamiento.

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

*para condiciones geotécnicas poco detalladas

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

3.4.3. Estabilidad al Volcamiento

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

- Caso usual

σ suelo $<$ σ admisible normal

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

Dónde:

e = Excentricidad basal de la resultante de las solicitaciones.

L = Ancho basal de la fundación.

- Caso inusual

σ suelo $<$ σ admisible eventual

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

- Caso extremo

σ suelo $<$ σ 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. 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 derecha del río y se configura como un vertedero de descarga libre, esto es, sin compuertas. No incorpora pilas intermedias en la zona de la Estructura de Control. El vertedero se plantea de 10.00 m de ancho en la zona de encauzamiento y de 11.00 m desde la zona del azud hasta el deflector. En longitud, el alineamiento de la zona de encauzamiento es de 82.00 m y la zona restante del vertedero, desde el inicio del azud hasta el final de deflector es de 255.38 m medidos en planta.

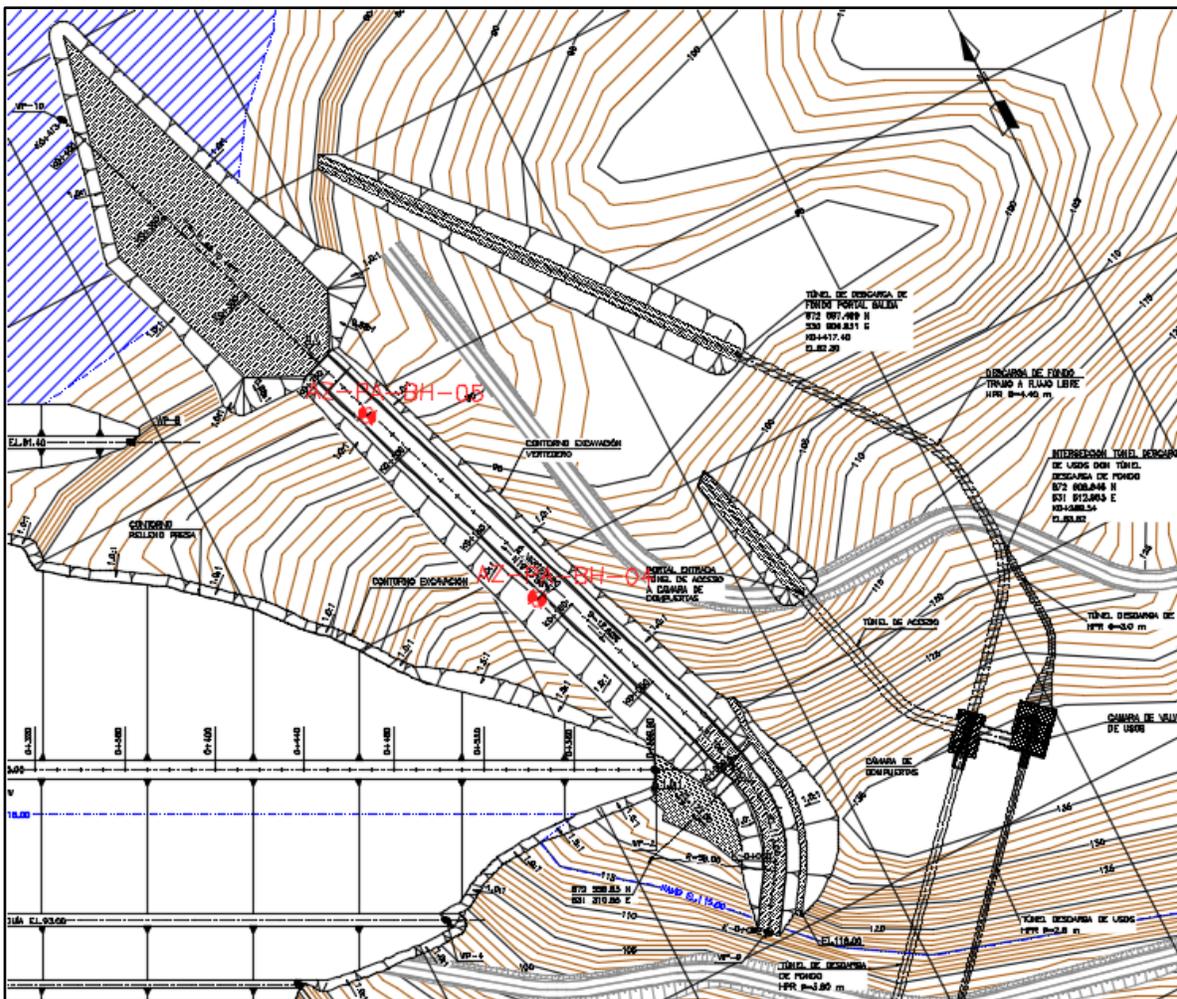


Figura 3. Planta en zona del I Vertedero
Fuente: Elaboración propia.

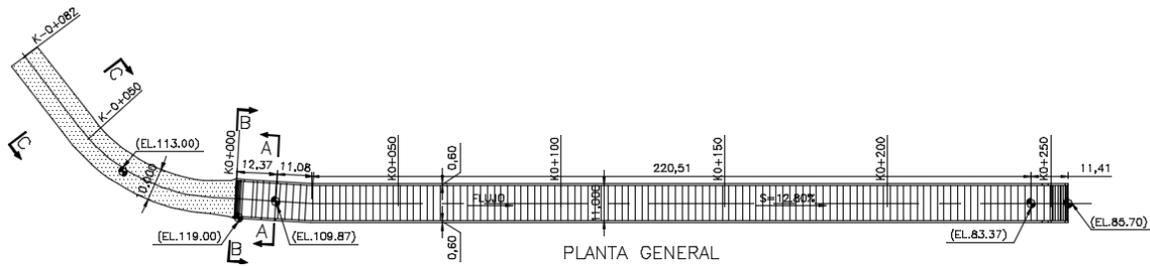


Figura 4. Planta vertedero
Fuente: Elaboración propia.

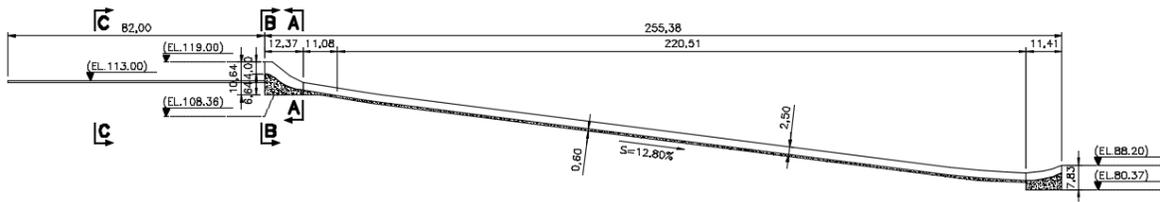


Figura 5. Sección longitudinal vertedero
Fuente: Elaboración propia.

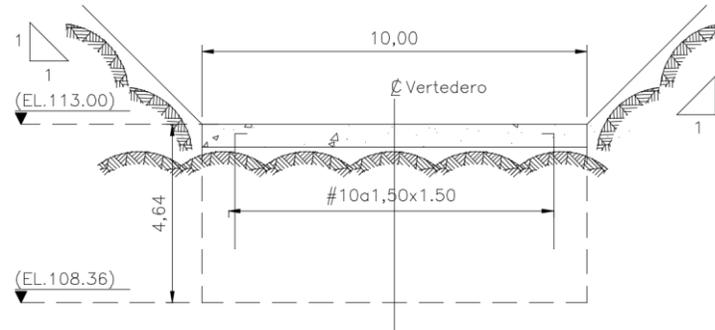


Figura 6. Canal de Aproximación. Sección C-C
Fuente: Elaboración propia

4.1.1. Estructura del Azud

El azud de la estructura de excedencia se cimenta sobre roca en el estribo derecho de la presa. La cresta de la estructura se encuentra en la cota 115,00 msnm y cuenta con una longitud de 12,37 m. La cimentación aguas arriba y aguas abajo, se localiza en la EL.106,67 y su zona central en la EL.107,67. El nivel hidráulico tras la curva de la estructura de control, justo en la salida es la EL. 109,87 msnm. Su paramento aguas arriba se conforma vertical y limita con la losa del canal de aproximación, la cual deberá estar dilatada de la estructura del azud mediante la conformación de una junta,. Cuenta con pilas laterales en cada estribo de la estructura, que se extiende hasta la EL.119,00 en el extremo aguas arriba y desciende gradualmente hasta la EL.112,52 al conectar con el canal de descarga.

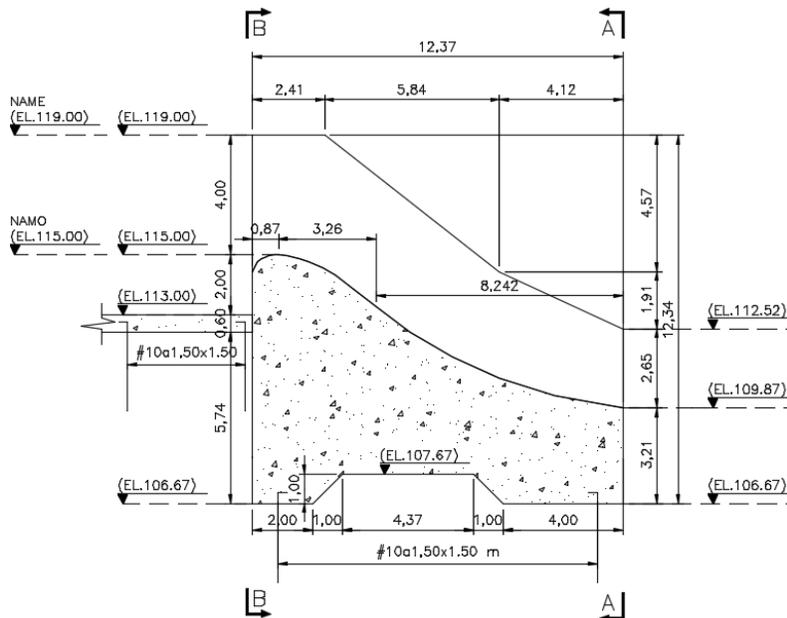


Figura 7. Sección transversal Azud.
Fuente: Elaboración propia

4.1.1.1. Análisis de estabilidad

Se realiza un modelo de estabilidad plano de la sección estructural establecida, para el cual se consideran los siguientes casos de análisis:

4.1.1.2. 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. 115,00 msnm).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.

4.1.1.3. 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. 119,00 msnm)
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME
- No se considera agua sobre la estructura.

4.1.1.4. 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. 115,00).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- Empuje sísmico del agua.
- Acción de fuerza sísmica hacia aguas abajo.

En la Tabla 5 se presentan los resultados del análisis de estabilidad realizado para un ángulo de fricción del material de fundación de $\phi=44^\circ$; $c=100$ kPa. El Anexo 1 incorpora la evaluación realizada:

Tabla 5. Resumen estabilidad Azud del Vertedero

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento				Volcamiento		
		FSF obt	FSF adm	Pico		Residual		%BC	%BC adm	max (kPa)
				FSD obt	FSD adm	FSD obt	FSD adm			
I	(USUAL)	2.11	1.30	7.31	2,00	4.04	1.50	100%	100%	-61.16
II	(INUSUAL)	1.34	1.20	3.27	1.70	1.51	1.30	>75%	>75%	-52.37
III	(EXTREMO)	1.90	1.10	3.05	1.30	1.64	1,00	RDB	RDB	-77.94

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.5. 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 concreto 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 concreto 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 0.60 m.

4.1.2. Canal de descarga

4.1.2.1. Descripción de la estructura

El canal de descarga se encuentra localizado aguas abajo de la estructura de control. Se constituye como un canal de ancho hidráulico de 11,00 m desde la estructura de control hasta la entrega al deflector. El canal cuenta con una pendiente longitudinal del 12.8% hasta conectar con la estructura del deflector. La altura de los muros es 2.50 m y su longitud total medida en planta es de 231.59 m.

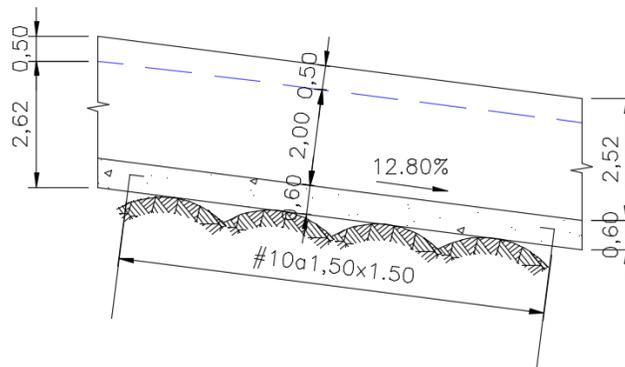


Figura 8. Sección longitudinal vertedero.

Fuente: Elaboración propia.

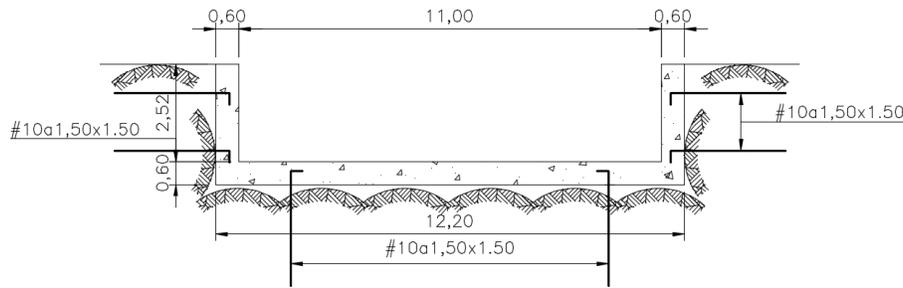


Figura 9. Sección transversal vertedero en plano vertical.
 Fuente: Elaboración propia.

Esta estructura se encuentra anclada a la roca, mediante la disposición de barras de anclaje embebidas en la fundación.

4.1.2.2. Análisis de estabilidad

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

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

El peso de la estructura por metro lineal, en una sección perpendicular al plano de deslizamiento en la sección mínima de 11.00 m de ancho hidráulico, corresponde a:

$$V = 10.35 \text{ m}^3$$

$$W = (10.35 \text{ m}^3)(24 \text{ kN/m}^3)$$

$$W = 248.40 \text{ kN}$$

Componente en el sentido del deslizamiento:

$$Wt = 248.40 \text{ kN} * \sin(12.8^\circ)$$

$$Wt = 55.03 \text{ kN}$$

Componente en el sentido normal al plano de deslizamiento:

$$Wn = 248.40 \text{ kN} * \cos(12.8^\circ)$$

$$Wn = 242.23 \text{ kN}$$

La subpresión bajo la estructura, definiendo una altura de subpresión equivalente a la altura del muro menos borde libre:

$$h = 2,50 - 0,50 = 2,00 \text{ m}$$

$$P = (2,00 \text{ m})(9,81 \text{ kN/m}^3)$$

$$P = 19,62 \text{ kN/m}^2$$

$$U = (19,62 \text{ kN/m}^2) * (12,20 \text{ m})$$

$$U = 239,36 \text{ kN}$$

La acción resistente a tensión de las barras de anclaje $d = 1\text{-}\frac{1}{4}$ " , con área transversal de $A_b = 819 \text{ mm}^2$ sería:

$$T = \frac{Fs \cdot Ab}{s} \cdot B$$

$$T = \frac{(240N/mm^2) \cdot (819mm^2)}{1.50m} \cdot (12.20m)$$

$$T = 1598.69kN$$

Por tanto, las barras son capaces de resistir la fuerza ejercida por la subpresión.

- Flotación:

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

$$FS = \frac{242.23kN + 0 + 0}{239.36kN - 0} = 1.01 < 1.20$$

Teniendo en cuenta el efecto de las barras de anclaje:

$$FS = \frac{242.23kN + 0 + 1598.69kN}{239.36kN - 0} = 7.69 > 1.20ok$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 242.23kN + 1598.69kN - 239.36kN$$

$$\Sigma FV = 1601.56kN$$

$$\Sigma FH = 55.03kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 44^\circ$ y cohesión $c=100$ kPa, correspondientes a los parámetros establecidos para el material de fundación:

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

$$FSD = \frac{(1601.56kN) \cdot \tan(44^\circ) + (1,00m)(12.20)(100kPa)}{55.03kN} = 50,27 > 1.70ok$$

4.1.2.3. 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 2.00 m de columna de agua, medido en sentido perpendicular a la losa de fondo del canal. En sentido vertical es una columna de 2.02 m de agua para el tramo de 12.8% de inclinación longitudinal.

- Verificación por cortante:

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

$$Eh = \frac{1}{2} (9.81)(2.02)^2$$

$$Eh = 20.01 kN$$

Considerando una 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:

$$Vu = FS * Vn$$

$$Vu = (1.4) (20.01kN)$$

$$Vu = 28.01kN$$

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

$$\Phi Vc = \frac{\Phi \sqrt{f'c}}{6} bd$$

$$28010N = \frac{(0.75) \sqrt{28 \text{ N/mm}^2}}{6} (1000mm)d$$

$$d = 42 \text{ mm}$$

Se adopta un espesor de 0.60 m, el cual corresponde a un $d=0.525$ 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:

$$Mn = F * d$$
$$Mn = (20.01kN)(2.02m) * (1/3)$$
$$Mn = 13.47kN.m$$

El momento mayorado correspondiente es:

$$Mu = FS * Mn$$
$$Mu = (1.4)(13.47kN)(2.02m)(1/3)$$
$$Mu = 12.70kN.m$$

Para $d=0.525$ m; $f'c=28$ MPa; $Fy= 420$ MPa, se obtiene la siguiente cuantía de refuerzo:

$$\rho = 0,00016$$
$$As = 840mm^2/m$$

Se toma como cuantía mínima, la indicada por el documento (ACI-350-06) para control de retracción y temperatura, en la dirección de estudio:

$$As = (0,0030)(1000mm)(600mm)$$

$$As = 1800mm^2/m(\text{en ambas caras})$$

$$As = 900mm^2/m(\text{en cada cara})$$

N°5 a 0.20 m

Colocar barras N°5 a 0.20 m en cada cara.

En sentido longitudinal:

$$\rho = 0,0050 \text{ (ACI 350-06) (En ambas caras)}$$

$$As = (0,0050)(1000mm)(300mm)$$

$A_s = 1500\text{mm}^2/\text{m}$ (en cada cara)

Colocar barras N°6 a 0.20 m.

4.1.3. Deflector

4.1.3.1. Descripción de la estructura

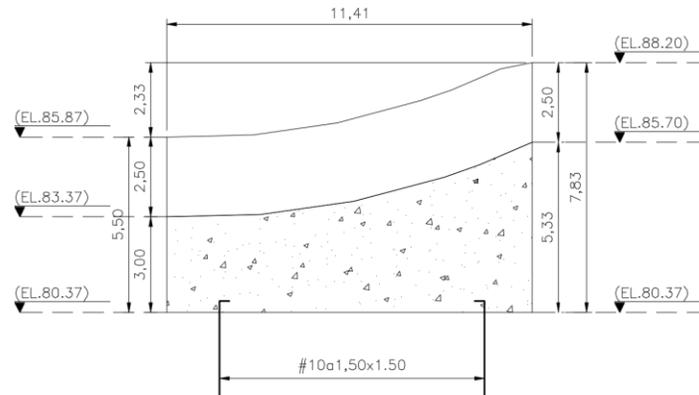


Figura 10. Sección longitudinal deflector,
Fuente: Elaboración propia

El deflector, cuenta con una longitud en su base de 11.41 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 11.00 m en su sección hidráulica, con espesores de muro de 0.60 m y 2.50 m de altura en su punto más alto.

Está compuesto por muros laterales empotrados en el 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 dicho bloque es variable, debido a que la cara inferior, en contacto con la roca de fundación es completamente horizontal.

4.1.3.2. Análisis de estabilidad

4.1.3.3. 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.

4.1.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:

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

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

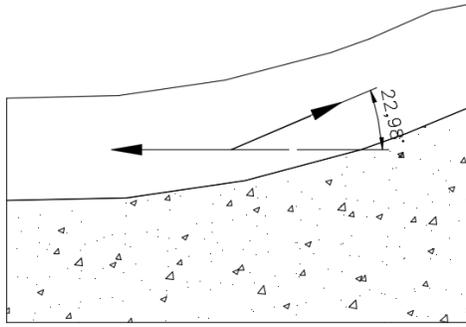


Figura 11. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.

Fuente: Elaboración propia

Caudal $Q = 140.7 \text{ m}^3/\text{s}$
 Área Sección $A = (2.00 \text{ m})(11.00 \text{ m}) = 22.00 \text{ m}^2$
 Velocidad: $V = \frac{Q}{A}$

$$V = \frac{(140.7 \text{ m}^3/\text{s})}{22.00 \text{ m}^2}$$

$$V = 6.40 \text{ m/s}$$

De acuerdo con el análisis hidráulico de la estructura, la máxima velocidad adoptada dentro del criterio de diseño es:

$$V_{\text{max}} = 30,00 \text{ m/s}$$

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

$$Q = \frac{140.7 \text{ m}^3/\text{s}}{11.00 \text{ m}} = 12.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por tanto, la fuerza hidrodinámica actuante es la siguiente:

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

$$F = (1000 \text{ kg/m}^3)(12.79 \text{ m}^3/\text{s})(30,00 \text{ m/s})$$

$$F = 383.70 \text{ kN}$$

Las componentes horizontal y vertical de la fuerza hidrodinámica, para la inclinación de flujo de 22.98° es por tanto:

$$F_h = 383.70 \text{ kN} \cdot \cos(22.98^\circ)$$

$$F_h = 353,25 \text{ kN}$$

$$F_v = 383.70 \text{ kN} \cdot \sin(22.98^\circ)$$

$$F_v = 149.80 \text{ kN}$$

El peso de la estructura por metro lineal corresponde a:

$$V = 42.45 \text{ m}^3$$

$$W = (42.45 \text{ m}^3)(22 \text{ kN/m}^3)$$

$$W = 933.90 \text{ kN}$$

El nivel de agua en el cuenco de amortiguamiento en la condición más crítica se encuentra por debajo del nivel de fundación del deflector. Teniendo en cuenta esta condición, no habrá fuerza de levantamiento por subpresión:

$$h = 0$$

$$U = 0$$

- Flotación:

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

$$FS = N/A$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 993.90kN + 149.80kN$$

$$\Sigma FV = 1143,70kN$$

$$\Sigma FH = 353,25kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 44^\circ$ y cohesión $c=100$ kPa:

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

$$FSD = \frac{(1143,70kN) * \tan(44^\circ) + (100kN/m^2) * (11.41)}{353,25kN} = 6.36 > 1.70 \text{ ok}$$

4.1.3.5. 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 encontraban 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:

$$V = 42.45m^3$$

$$W = (42.45m^3)(22kN/m^3)$$

$$W = 933.90kN$$

La fuerza sísmica horizontal sería:

$$\alpha_h = (2/3)(0.38) = 0.25g$$

$$EQ_x = (0.25)(933.90kN)$$

$$EQ_x = 233.48kN$$

$$EQ_z = (0.30)(2/3)(2/3)(0.38)(993.90kN)$$

$$EQ_z = 50.35kN$$

- Flotación:

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

$$FS = \frac{933.90kN + 0 + 0}{50.35kN - 0} = 18.55 > 1.10ok$$

- Deslizamiento:

$$\begin{aligned}\Sigma FV &= 933.90kN - 50.35kN \\ \Sigma FV &= 883.55kN\end{aligned}$$

$$\Sigma FH = 233.48kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 44^\circ$ y cohesión $c=100kPa$, indicado en los informes geotécnicos para el material de fundación de la presa:

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

$$FSD = \frac{(883.55kN) * \tan(44^\circ) + (1.00) * (100kN/m^2) * (11.41)}{233.48kN} = 8.54 > 1.30ok$$

4.1.3.6. 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 2.00 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°5 a 0.20 m.

- Acero de Refuerzo Longitudinal:

Colocar barras N°6 a 0.20 m.

El bloque de fondo, se establece como un concreto 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 concreto no debe ser inferior al equivalente a barras N°6 espaciadas a 0.30 m.

4.2. TÚNEL DE LA DESCARGA DE FONDO

Las estructuras que conforman la descarga de fondo son la estructura de entrada, la cámara de compuertas y la estructura de salida.

El túnel de la descarga de fondo inicia en la abscisa K0+000 en la elevación 86.00 msnm de la solera. El inicio de la estructura para la cámara de compuertas se localiza en la abscisas k0+172.94, cuenta con una compuerta radial aguas abajo de la estructura y una compuerta de guarda deslizante aguas arriba de la estructura.

4.2.1. Estructura de Captación

La estructura de captación del túnel de la descarga de fondo es un portal en concreto reforzado de 6.91 m de longitud, ancho de 8.08 m en la entrada y ancho de 5.80 m en la reducción. La altura libre del portal en la entrada es de 4.40 m y la altura del portal en la zona de la reducción es de 3.10 m. El espesor de concreto de los muros y losa es de 1.50 m.

Con el propósito de proteger las compuertas de la cámara, se localiza una reja en concreto la cual está formada por un entramado de vigas horizontales y verticales las cuales están dispuestas en forma semicircular según la configuración del portal.

4.2.1.1. Análisis de estabilidad

- **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.

El anexo 2.1.1 muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 6. Resumen estabilidad estructural de captación - Túnel de la 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)	2.25	1.30	46.60	1.50	100%	100%	170.65	700
II	(EXTREMA)	2.13	1.10	6.93	1.10	100%	Dentro de la base	97.94	700

Fuente: Elaboración propia

4.2.1.2. Diseño estructural

El Anexo 2.1.2 presenta el diseño estructural a nivel de diseños conceptuales 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 concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.2.2. Caverna de compuertas

4.2.2.1. Descripción de la estructura

El sistema de control de la descarga de fondo está formado por una cámara de compuertas localizada entre las abscisas K0+172.94 hasta la abscisa K0+190.34 aproximadamente en la elevación 84,61 msnm del túnel de descarga.

En la cámara de compuertas 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 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 a la roca las cargas que se ejercen sobre las compuertas al encontrarse alguna de éstas cerrada cuando el nivel del reservorio esté en la máxima elevación.

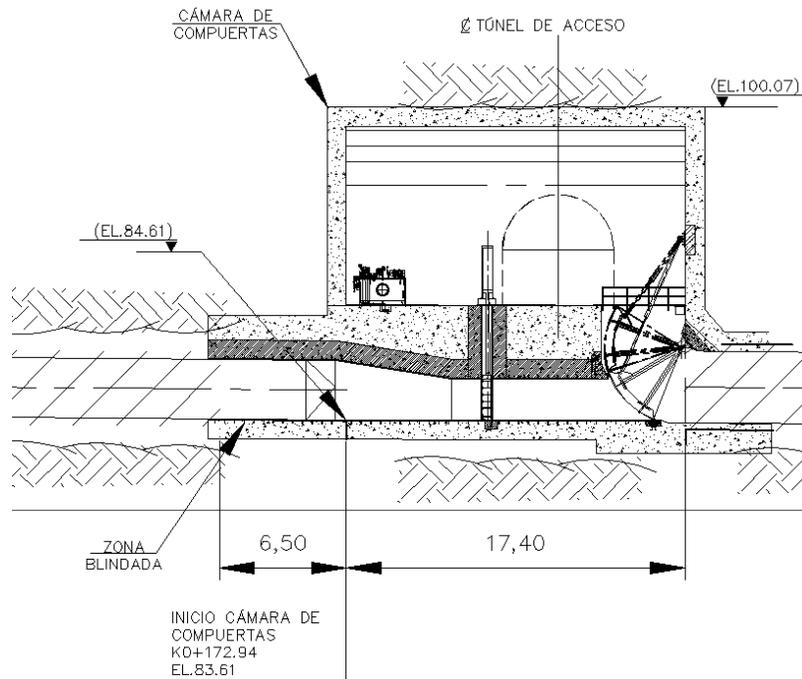


Figura 12. Sección longitudinal cámara de compuerta, Fuente: Elaboración propia

4.2.2.2. Análisis de estabilidad

La estabilidad de esta estructura está garantizada por estar completamente confinada por el macizo rocoso por lo que se considera que la estructura es estable a flotación, deslizamiento y volcamiento.

4.2.2.3. Diseño estructural

El análisis estructural empleado para verificar espesores mínimos y diseñar el refuerzo requerido fue ejecutado empleando un modelo representativo de la sección crítica de la cámara. Esta sección, mostrada en la Figura 13, representa las condiciones de trabajo de la cámara mostrando muros verticales de un espesor de 50 cm en concreto reforzado de $f'c = 28$ MPa, los cuales se convierten en el recubrimiento de la bóveda superior en el mismo espesor.

En la parte inferior de la cámara los muros de la caverna dan paso a un sistema de concreto masivo el cual aloja el conducto del agua a presión y el conducto de aireación. Se adopta de acuerdo con las condiciones del macizo rocoso y consideraciones de drenaje de la estructura, como presión lateral en los muros de la caverna de compuertas una magnitud de 59.78 kN/m^2 equivalente al 20% de la cabeza hidráulica para una condición de nivel de agua máximo ordinario (NAMO).

En las paredes del túnel se definieron barras de anclajes #10 para dar soporte lateral y así disminuir las fuerzas internas resultantes en los muros.

Las fuerzas internas obtenidas y las verificaciones asociadas al dimensionamiento de secciones y refuerzo se presentan en el Anexo 2.2.

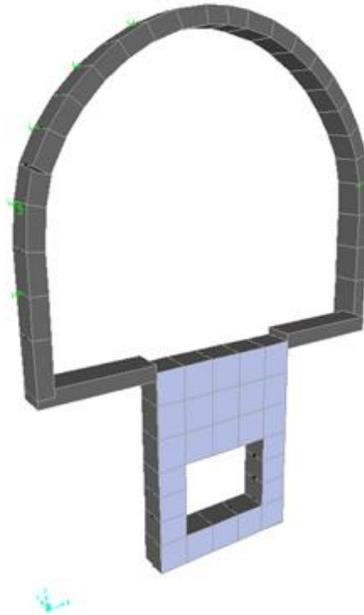


Figura 13. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo
 Fuente: Elaboración propia - SAP2000

4.3. TÚNEL DE LA DESCARGA DE USOS

4.3.1. Estructura de captación

4.3.1.1. Descripción de la estructura

El túnel de la descarga de usos inicia en la abscisa K0+000 en la elevación 86.0 msnm. La estructura de entrada del túnel de la descarga de usos es un portal en concreto reforzado de 5.1 m de longitud, altura libre a la entrada de 3.8 m y altura libre a la salida de 2.1 m con espesor de muros y losa de 1.15 m.

Las secciones típicas del túnel de descarga de usos son en forma de herradura con un diámetro de 2.8 m para la sección antes de la cámara de válvulas medido hasta la línea de excavación y un diámetro de 3.0 m para la sección después de la cámara de válvulas medido hasta la línea de excavación.

Con el propósito de proteger las compuertas de la cámara, se localiza una reja en concreto la cual está formada por un entramado de vigas horizontales y verticales las cuales están dispuestas en forma semicircular según la configuración del portal de entrada.

4.3.1.2. Análisis de estabilidad

- **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.

El Anexo 3.1.1 muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación, se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 7. Resumen estabilidad estructura de captación - Túnel de la descarga de usos

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	σ_{max} adm (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2.82	1.30	11.55	1.50	100%	100%	189.28	700
II	(EXTREMA)	2.65	1.10	5.09	1.10	100%	Dentro de la base	106.93	700

Fuente: Elaboración propia

4.3.1.3. Diseño estructural

El Anexo 3.1.2 presenta el diseño estructural a nivel de diseños conceptuales 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 concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.3.2. Cámara de Válvulas

4.3.2.1. Descripción de la estructura

El sistema de control del canal de usos está compuesto por una cámara de válvulas localizada entre las abscisas K0+193.73 a K0+213.73 a una elevación de 84,58 msnm del túnel de descarga de usos.

La cámara es excavada conformando una bóveda completamente rodeada por el terreno, su altura total es de 17.13 m por encima del nivel de fundación. La cámara se reviste con un espesor de concreto a lo largo de todas la paredes, el flujo accede a la estructura mediante una tubería de 2.10 m de diámetro el cual es controlado mediante válvulas.

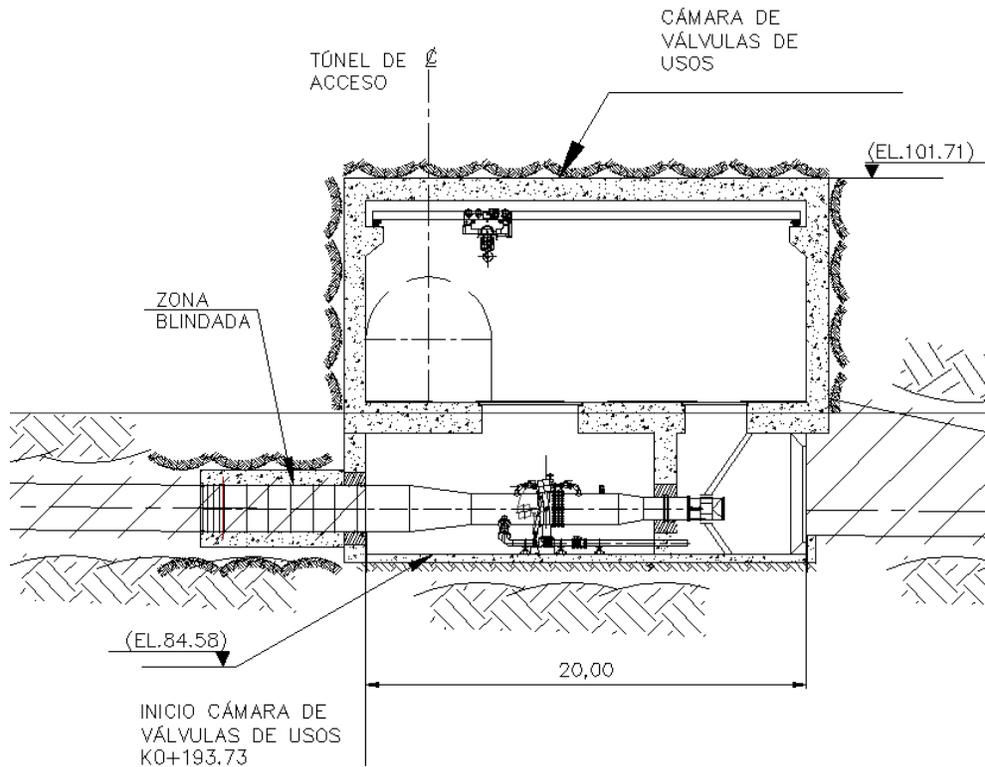


Figura 14. Sección longitudinal cámara de válvulas, Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2. Análisis de estabilidad

La estabilidad de esta estructura está garantizada por estar completamente rodeada por el macizo rocoso por lo que se considera que la estructura es estable a flotación, deslizamiento y volcamiento.

4.3.2.3. Diseño estructural

El análisis estructural empleado para verificar espesores mínimos y diseñar el refuerzo requerido fue ejecutado empleando un modelo representativo de la sección crítica de la cámara. Esta sección, mostrada en la Figura 15, representa las condiciones de trabajo de la cámara mostrando muros verticales de un espesor de 50 cm en concreto reforzado de $f_c = 28$ MPa, los cuales se convierten en el recubrimiento de la bóveda superior.

Se considera como presión lateral en los muros de la cámara una carga de 59.78 kN/m^2 equivalente el 20% de la cabeza hidráulica para una condición de nivel de agua máximo ordinario (NAMO). En las paredes del túnel se utilizaron barras de anclajes #10 para dar soporte lateral y así disminuir las fuerzas actuantes en los muros.

Las fuerzas internas obtenidas y las verificaciones asociadas al dimensionamiento de secciones y refuerzo se presentan en el Anexo 3.2.

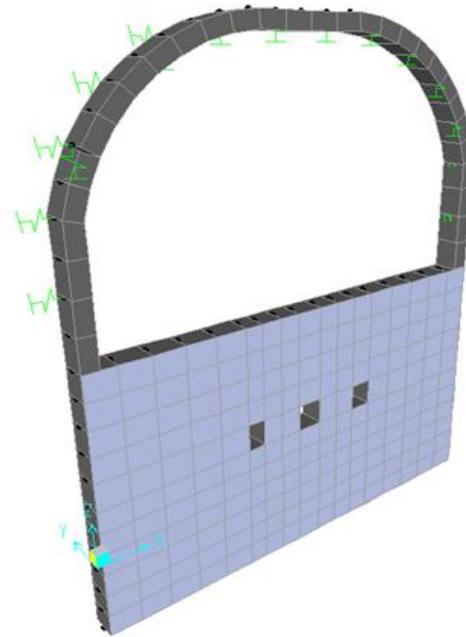


Figura 15. Cámara de Válvulas - Descarga de Usos
 Fuente: Elaboración propia - SAP2000

4.4. TÚNEL DE DESVÍO

4.4.1. Estructura de entrada

4.4.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de desviación es un portal de concreto reforzado cimentado en roca en la elevación 75.42 msnm (Nivel inferior de losa). La entrada es abocinada en las paredes y el techo; la estructura tiene paredes de 1.50 m de espesor dividida en la mitad por una columna de sección 1.50 m formando dos conductos de entrada que alojarán dos compuertas rectangulares para vanos de 2.05 m. 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 concreto 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.

4.4.1.2. 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 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.

El Anexo 4.1.1 muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 8. Resumen estabilidad estructura 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)	2.23	1.30	13.0	1.50	100%	100%	106.3	700
II	(EXTREMA)	1.95	1.10	4.59	1.10	100%	Dentro de la base	101.5	700

Fuente: Elaboración propia

4.4.1.3. Diseño estructural

El Anexo 4.1.2 presenta el diseño estructural a nivel de diseños conceptuales 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 concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.4.2. Estructura de salida

4.4.2.1. Descripción de la estructura

La estructura de salida consiste en una estructura de concreto reforzado localizada en la abscisa K0+591.26 al final del túnel de desvío, diseñada para las condiciones de carga a las cuales va a estar sometida durante su vida útil, sin sobrepasar los esfuerzos admisibles de los materiales y del contacto con la roca de fundación.

La sección de la estructura de salida es tipo canal rectangular de ancho variable libre entre 2.40 m y 5.90 m libres. Así mismo, la estructura cuenta con una longitud de 22.2 m y alturas variables entre 2.4 m y 6.8 m libres.

4.4.2.2. Análisis de estabilidad

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

El Anexo 4.2.1 presenta el análisis de estabilidad a nivel de diseños conceptuales, 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 9. Resumen estabilidad estructura de salida - Túnel de desvío

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF	FSF	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max}	σ_{max} adm

		obt	adm	FSD obt	FSD adm			(kPa)	(kPa)
I	(USUAL)	2.2	1.30	N/A	1.50	100%	100%	68.34	700
II	(EXTREMA)	2.2	1.10	3,68	1.10	100%	Dentro de la base	102.17	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.

4.4.2.3. Diseño estructural

El Anexo 4.2.2 presenta el diseño estructural a nivel de diseños conceptuales del portal de salida del túnel de desvío, presentando el modelo 3D tipo shell en SAP2000 y la revisión de los espesores de concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el momento flector.

4.4.3. Caseta de Operación

4.4.3.1. 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.

4.4.3.2. Análisis de estabilidad

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

4.4.3.3. Diseño estructural

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

4.4.4. Tapón túnel de desvío

4.4.4.1. Descripción de la estructura

El tapón del túnel de desvío consiste en una estructura de concreto. 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 2.95 m y una longitud total de 8.50 m. La estructura inicia en la abscisa K0+270.90 a una elevación de 76.24 msnm. La Figura 16 muestra la sección transversal del tapón.

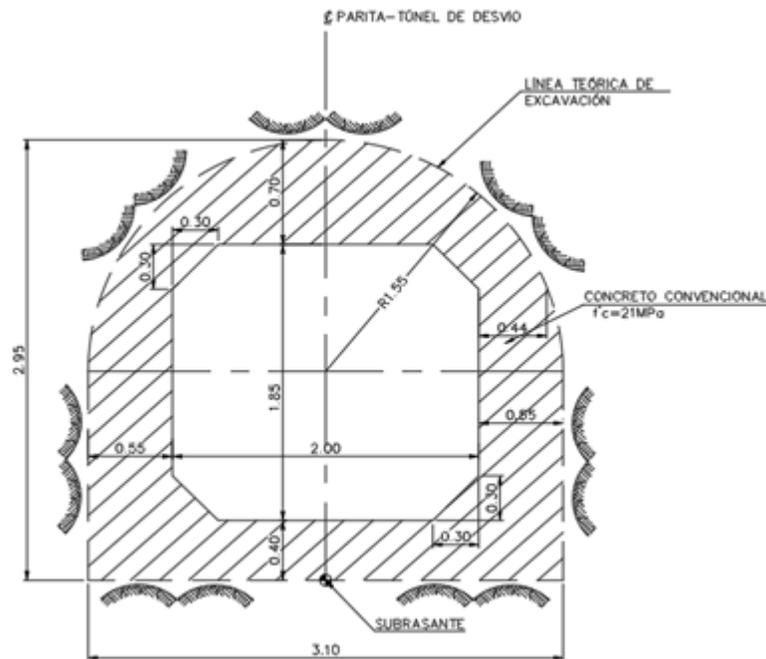


Figura 16. Sección Transversal - Tapón
Fuente: Elaboración propia

4.4.4.2. Análisis de estabilidad

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

4.4.4.3. Diseño estructural

El Anexo 4.3 presenta el diseño estructural a nivel de diseños conceptuales del tapón de cierre del túnel de desvío. Se muestran las combinaciones de carga utilizadas, la asignación de cargas al modelo en SAP2000 y la revisión de los espesores de concreto asignados teniendo en cuenta que la sección de concreto resista el cortante actuante y el diseño a flexocompresión mediante el diagrama de iteración.

4.5. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO

Aguas abajo del sitio de presa y a lo largo del río parita 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, en total se han definido 4 estaciones de bombeo.

Los diferentes sistemas de captación y bombeo se han tipificado en su composición de obras y para efectos del presente diseño conceptual se toma uno como referencia para determinar su dimensionamiento. Cada sistema lo conforman las siguientes estructuras:

4.5.1. Dique - Vertedero

Tabla 10. Dimensiones Hidráulicas Vertederos Parita

DIMENSIONES VERTEDEROS - PARITA					
ÍTEM	CÓDIGO	PARITA 1	PARITA 2	PARITA 3	PARITA 4
ANCHO VERTEDERO	A	7.00	15.00	12.00	17.00
LONGITUD VERTEDERO	B	11.35	9.61	10.36	9.86
PARAMENTO	O	4.49	4.29	4.36	4.60
ALTURA CRECIENTE DE Tr 1000 AÑOS	P	8.00	5.35	6.48	5.28

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.2. 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 subpresión 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 subpresión 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 11. Resumen estabilidad vertedero - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Deslizamiento		Flotación		Vuelco		
		FSD obt	FSD adm	FSF obt	FSF adm	%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)
I	(USUAL)	3.72	1.50	3.01	1.30	100	100%	85
II	(INUSUAL)	1.46	1.30	1.60	1.20	75	75%	32
III	(EXTREMA)	2.09	1.10	2.79	1.10	RDB	RDB	110

Fuente: Elaboración propia

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 subpresión 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 subpresión hasta el nivel NAME.

En todos los casos analizados se cumple con los factores de seguridad establecidos en la norma US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-2100. El Anexo 5.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado para la estructura.

4.5.1.3. Diseño estructural

sobrecarga por subpresión. 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 5.2 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación.

4.5.2.3. 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 1.00 m y un espesor de losa tal que llegue a la misma cota de cimentación del vertedero. Por las 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.

4.5.3. Bocatoma

4.5.3.1. Descripción de la estructura

La estructura de referencia de la toma es una estructura en concreto reforzado con tres vanos de 2.30 m de ancho, base de 10.9 m, longitud de 11.0 m y su ubicación se muestra en la Figura 20. Las dimensiones indicadas corresponden a brindar condiciones de estabilidad, principalmente para el nivel inusual de agua.

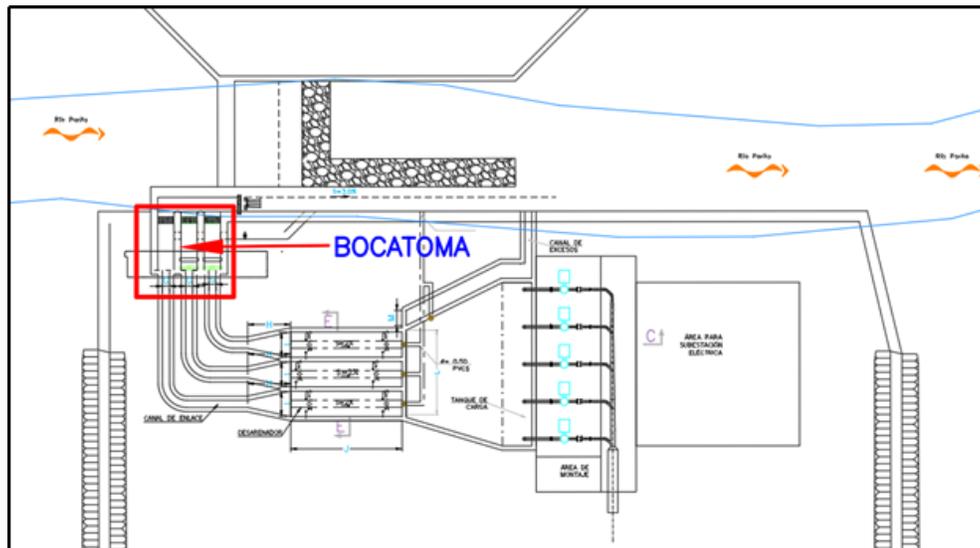


Figura 20. Localización Bocatoma

Fuente: Elaboración propia

4.5.3.2. 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 predimensionamiento 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. Se tiene en cuenta la carga muerta de la estructura, peso de agua sobre la estructura, presión hidrostática sobre las compuertas y subpresión.
- **Caso II:** Condición Extrema: Corresponde al Caso I + sismo de la estructura y sismo del agua..

El Anexo 5.3 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 13. Resumen estabilidad - Bocatoma

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	σ_{min} adm (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(INUSUAL)	2.65	1.30	4.42	1.5	100%	100%	238	700
II	(EXTREMO)	2.45	1.10	2.37	1.1	77%	RDB	309	700

Fuente: Elaboración propia

4.5.3.3. 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.

4.5.4. Conducción

4.5.4.1. 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 3.60 m en la zona de conexión al desarenador. La Figura 21 muestra la localización general del canal de conducción y un corte transversal.

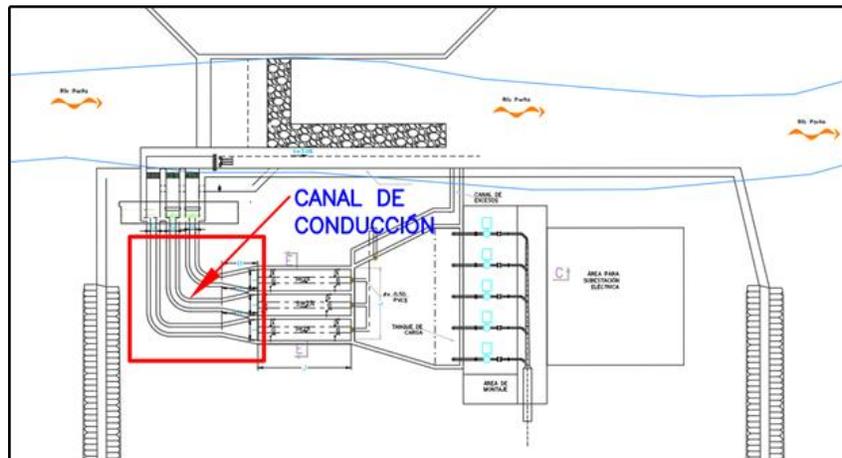


Figura 21. Localización en planta Conducción- Parita
Fuente: Elaboración propia

4.5.4.2. Análisis de estabilidad

Para el respectivo análisis de estabilidad a la flotación, se analizó una sección 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 5.4, presenta los parámetros y análisis respectivo realizado a la presente estructura dentro del alcance de diseños conceptuales el proyecto.

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y las subpresión 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 subpresión 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 14. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	2.17	1.30
II	(USUAL)	2.69	1.30

Fuente: Elaboración propia

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 subpresión. 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 5.4 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación.

4.5.4.3. 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 0.35 m y un espesor de losa de 0.40 m. Se define una cuantía representativa para este tipo de estructuras de 120 kg/m³.

4.5.5. Desarenador

4.5.5.1. Descripción de la estructura

El desarenador se conforma por 3 canales a flujo libre de altura total de 3.05 m en promedio, ancho externo de 12.20 m y espesores de muro de 0.35 m y losa de 0.50 m. La Figura 22 muestra la localización en planta y desarenador.

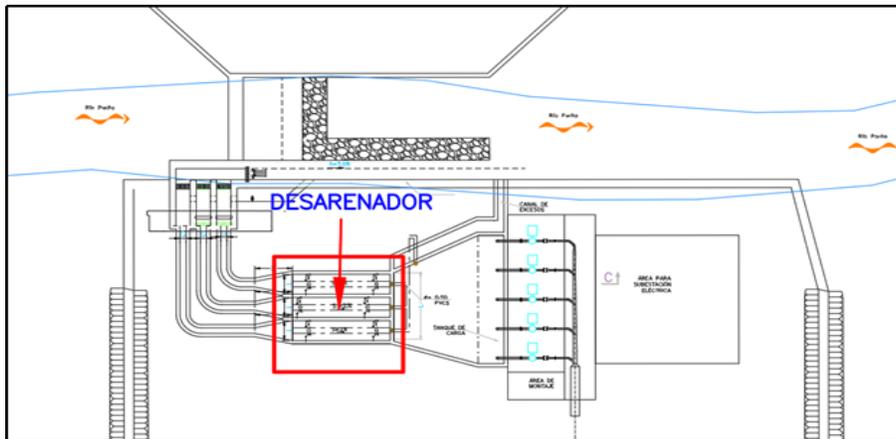


Figura 22. Localización en planta - Desarenador Parita
Fuente: Elaboración propia

4.5.5.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y las subpresiones 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 subpresiones 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 15. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	2.57	1.30
II	(USUAL)	3.96	1.30

Fuente: Elaboración propia

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 subpresión. 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 5.5 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación.

4.5.5.3. 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 0.35 m y un espesor de losa de 0.50 m.

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

4.5.6. Tanque de Succión o Carga

4.5.6.1. Descripción

El tanque de succión almacena el agua que sale del desarenador para permitir la succión de las bombas de impulsión. La Figura 23 muestra la localización del tanque.

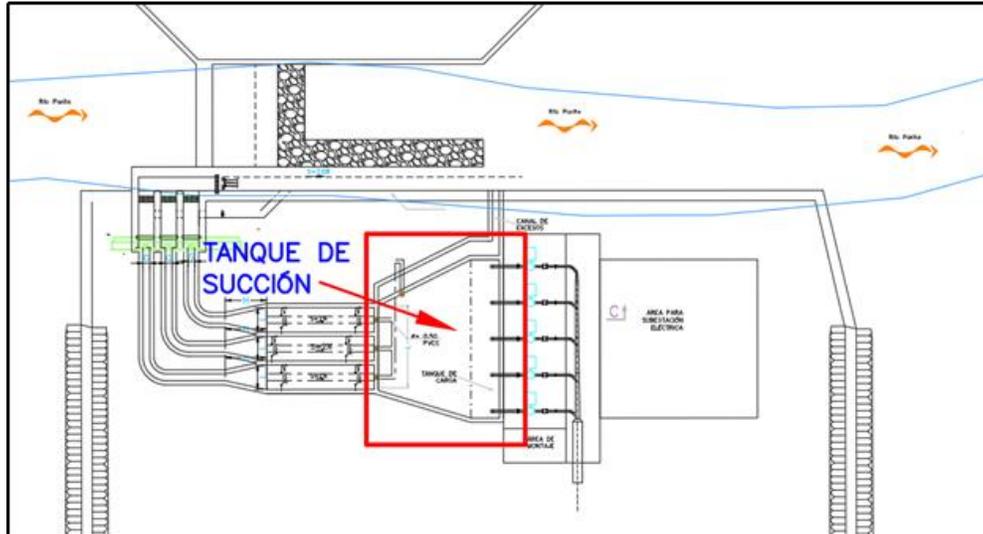


Figura 23. Localización tanque de carga.

Fuente: Elaboración propia

4.5.6.2. Análisis de estabilidad

Se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su predimensionamiento 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. 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.

El análisis de flotación se realizó para el siguiente caso 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, subpresión y pesos de agua interna.

En el Anexo 5.6 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 16.

Tabla 16. Tanque de Succión - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	FACTOR REQUERIDO	FACTOR OBTENIDO
I	1.3	1.76

Fuente: Elaboración propia

4.5.6.3. 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.

4.5.7. Casa de Bombeo

4.5.7.1. Descripción

Las casas de bombeo para la cuenca Parita son estructuras superficiales cuyo sistema estructural corresponde a pórticos de concreto reforzado resistente a momento. Para la estructura típica de diseño seleccionada la cual corresponde a la cuenca Parita 4, la estructura cuenta con dos ejes de columnas en el sentido longitudinal eje sobre el cual se ubican las ménsulas para apoyo del puente grúa y en el sentido transversal cuenta con cinco ejes de columnas.

La sección de las columnas de la estructura principal es de 0.8 m por 0.8 m y la sección de las vigas es de 0.5 m por 0.5 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 concreto reforzado de 0.15 m de espesor, columnas de 0.6 m por 0.6 m separadas cada 6 m y vigas de 0.5 m por 0.5 m. La cimentación es mediante zapatas con vigas de amarre. 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. La Figura 24 muestra el corte transversal de la Casa de Bombeo y la Tabla 17 muestra las dimensiones las las cuatro casas de bombeo de la cuenca Parita.

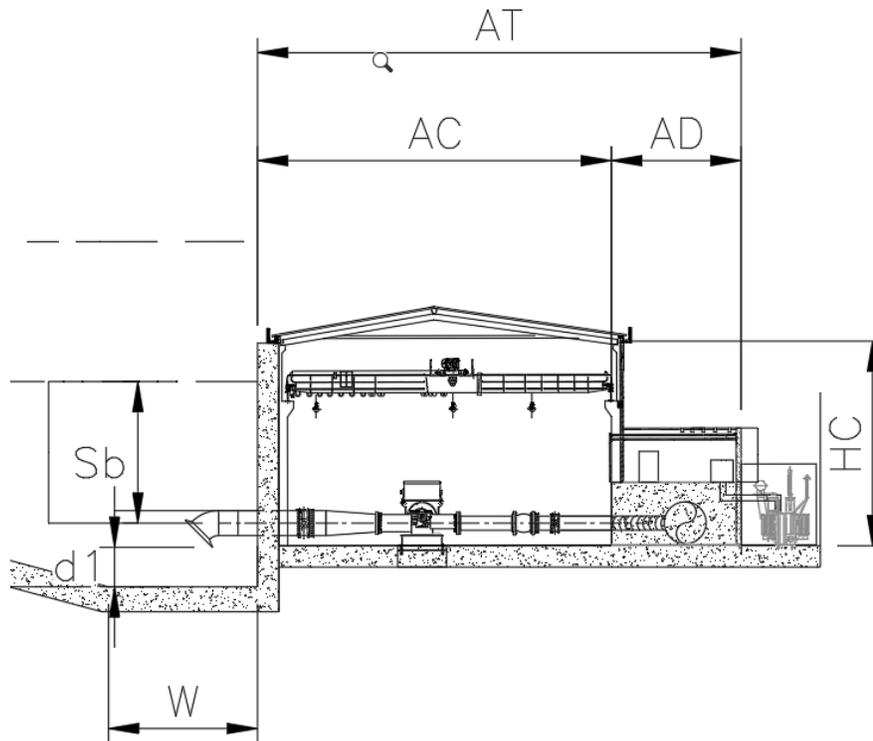


Figura 24. Corte Transversal Casa de bombas
Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Dimensiones Casa de Bombeo - Parita

Cuenca	Grupo de bombeo	Ancho de casa de bombeo (AC) [m]	Largo total de la zona de bombas (LC) [m]	Largo de la zona de montaje (AM) [m]	Largo total de la casa de bombas (LT) [m]	Ancho de descarga (AD) [m]	Ancho total (AT) [m]	Altura de la casa de bombeo (HC) [m]
Paritá	1	11	18	6	24	5	16	6
	2	10	17	5	22	4	14	4
	3	10	23	6	29	4	14	4
		10				2		
4	11	18	6	24	5	16	6	

Fuente: Elaboración propia

4.5.7.2. Diseño

Para el predimensionamiento 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 y zona de descarga.

4.5.7.2.1. Predimensionamiento edificio Casa de Bombas.

El análisis consiste en una estructura de 6 m de altura por 11 m de ancho y 24 m de profundidad, columnas separadas cada 6 m y 2 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 18 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 18. Distribución de fuerza horizontal en altura

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	(L)	(kN)	(kN)
Cubierta	14960	6.00	70837.26	666	1675.60	1675.60
Elevación 1	13665	3.00	35455.77	334	838.68	2514.27
			106293.03	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.

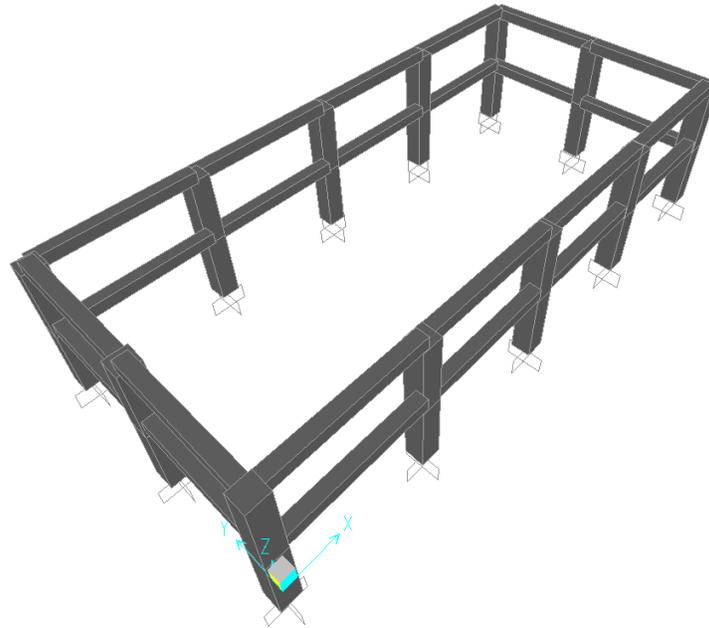


Figura 25. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas

Fuente: Elaboración propia

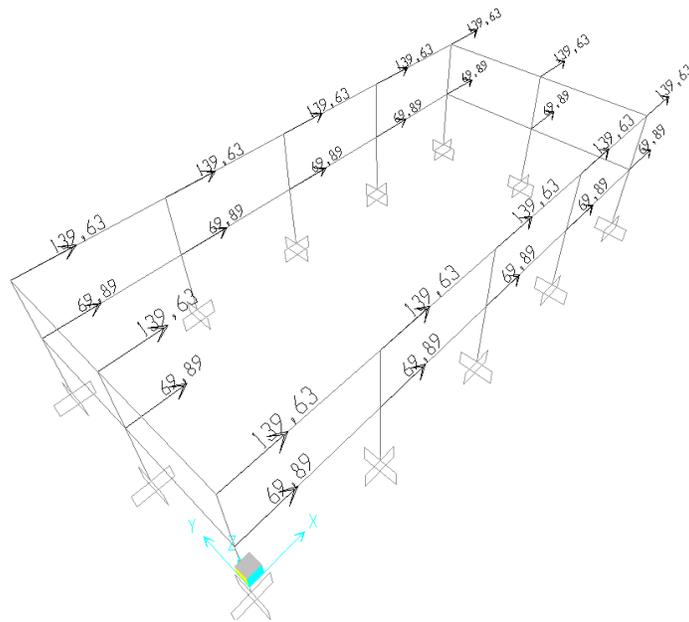


Figura 26. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
Fuente: Elaboración propia

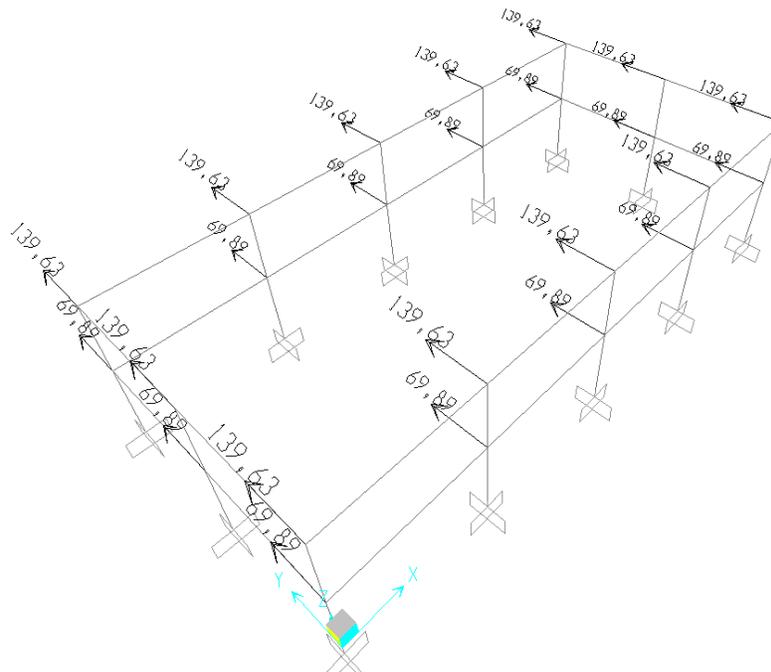


Figura 27. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
Fuente: Elaboración propia

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 19.

Tabla 19. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	11
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	13
Desplazamiento máximo permitido	60

Fuente: Elaboración propia

4.5.7.2.2. Predimensionamiento edificio de oficinas.

El análisis consiste en una estructura de 6 m de altura por 5 m de ancho y 24 m de profundidad, columnas separadas cada 6 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 20 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 20. Distribución de fuerza horizontal en altura

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	(-)	(kN)	(kN)
Cubierta	13608	6.00	64438.05	726	1465.44	1465.44
Elevación 1	9371	3.00	24313.23	274	552.93	2018.37
			88751.27	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 28 muestra el modelo 3D, la Figura 29 y la Figura 30 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

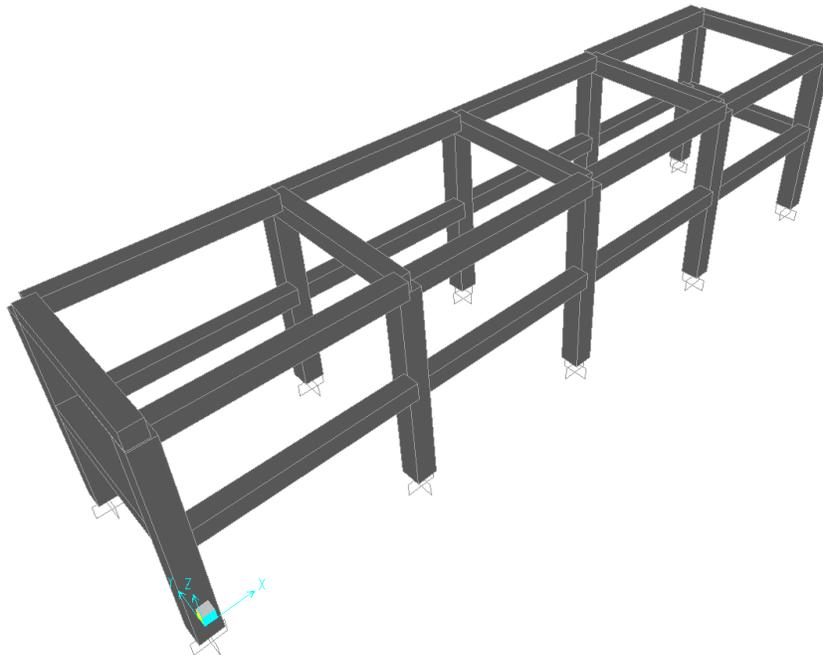


Figura 28. Modelo 3D SAP - Edificio oficinas y descarga
Fuente: Elaboración propia

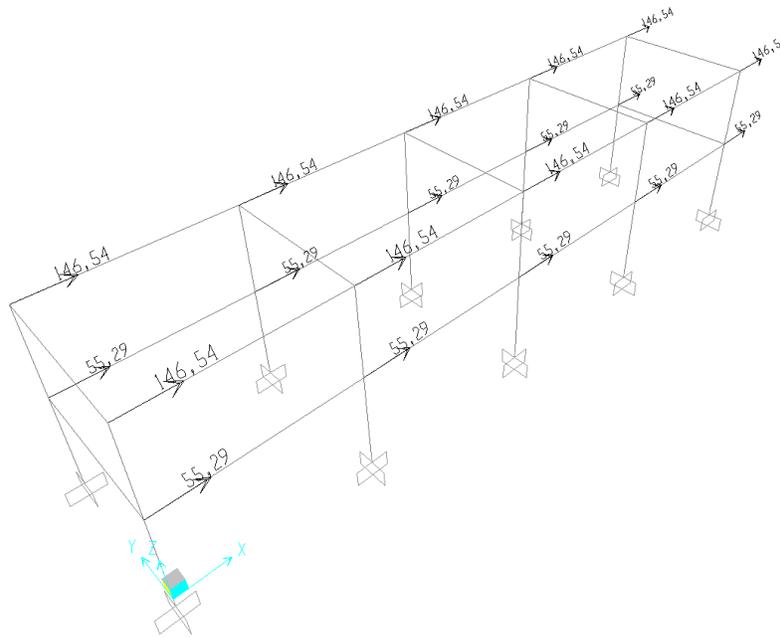


Figura 29. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
Fuente: Elaboración propia

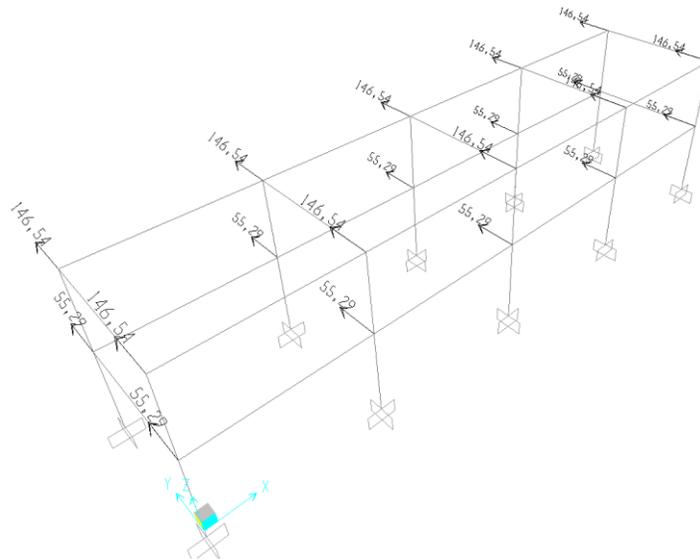


Figura 30. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
Fuente: Elaboración propia

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 21. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	20
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	12
Desplazamiento máximo permitido	60

Fuente: Elaboración propia

4.5.8. Tanques de Almacenamiento

4.5.8.1. Descripción

En la cuenca Parita se localizan 4 tanques de almacenamiento. Los tanques reciben el bombeo proveniente de la captación mediante tuberías a presión en GRP de 1.0 m de diámetro. 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 2.0 m y posteriormente hacia la estructura escalonada de disipación. Las dimensiones principales de los tanques se muestran en la Tabla 22.

Tabla 22. Tanques de Almacenamiento

TANQUE	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Canal Colector (m)	Tanque Abastecimiento (m)
PARITA 1	14.0	14.0	3.5	2.5	N/A
PARITA 2	14.0	14.0	3.5	2.5	N/A
PARITA 3	14.0	14.0	3.5	2.5	3.0
PARITA 4	14.0	14.0	3.5	2.5	N/A

Fuente: Elaboración propia

4.5.8.2. Análisis de estabilidad

Se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su predimensionamiento 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 subpresión.

El Anexo 5.7 presenta los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se presenta a continuación:

Tabla 23. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	FACTOR REQUERIDO	FACTOR OBTENIDO
I	1.3	1.83

Fuente: Elaboración propia

4.5.8.3. 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/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.

5. REFERENCIAS

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

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

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

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

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

6. ANEXOS