

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS
MULTIPROPÓSITO CUENCA LA VILLA - PRESA EL GATO
VOLUMEN ESTRUCTURAS**



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	11
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	16
3.3.7. Fuerzas Mecánicas	17
3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES	17
3.4.1. Estabilidad a Flotación	17
3.4.2. Estabilidad al deslizamiento	18
3.4.3. Estabilidad al Volcamiento	18
4. CRITERIOS ESPECÍFICOS	20
4.1. PRESA CFRD	20
4.1.1. Descripción de la estructura	20
4.1.2. Cara de Concreto	21
4.1.2.1. Espesor de las losas de concreto	21
4.1.2.2. Refuerzo de las losas	21
4.1.2.3. Ancho de losas	22
4.1.2.4. Distribución de losas externas e internas	22
4.1.2.5. Juntas	22
4.1.3. Plinto	22
4.1.3.1. Geometría del Plinto	22
4.1.3.2. Estabilidad Lateral del Plinto	23
4.1.3.3. Refuerzo del plinto	23
4.1.3.4. Barras de anclaje	24
4.1.4. Muro Parapeto	25

4.1.4.1. Generalidades	25
4.1.4.2. Hipótesis de carga	25
5. DISEÑO ESTRUCTURAL	26
5.1. PRESA CFRD	26
5.1.1. CARA DE CONCRETO	26
5.1.1.1. Descripción de la estructura	26
5.1.1.2. Acero de refuerzo	28
5.1.2. PLINTO	28
5.1.2.1. Geometría del Plinto	29
5.1.3. MURO PARAPETO	30
5.1.4. Análisis de estabilidad	30
5.1.5. Diseño estructural	31
5.2. VERTEDERO	31
5.2.1. Estructura del Azud	32
5.2.1.1. Análisis de estabilidad	33
5.2.1.2. Caso I: Condición Usual de Operación:	33
5.2.1.3. Caso II: Condición Inusual de Operación:	33
5.2.1.4. Caso III: Condición Extrema de Operación:	33
5.2.1.5. Caso IV: Condición Extrema de Operación:	33
5.2.1.6. Diseño estructural	34
5.2.2. Canal de descarga	34
5.2.2.1. Descripción de la estructura	34
5.2.2.2. Análisis de estabilidad	34
5.2.2.3. Diseño estructural	35
5.2.3. Deflector	37
5.2.3.1. Descripción de la estructura	37
5.2.3.2. Análisis de estabilidad	37
5.2.3.3. Caso I: Condición Usual de Operación:	37
5.2.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:	37
5.2.3.5. Caso III: Condición Extrema de Operación:	39
5.2.3.6. Diseño estructural	40
5.3. TÚNEL DE LA DESCARGA DE FONDO	41
5.3.1. Estructura de Captación	41
5.3.1.1. Análisis de estabilidad	41
5.3.1.2. Diseño estructural	41
5.3.2. Caverna de compuertas	41
5.3.2.1. Descripción de la estructura	42
5.3.2.2. Análisis de estabilidad	42

5.3.2.3. Diseño estructural	42
5.3.3. Estructura de salida	43
5.3.3.1. Descripción de la estructura	43
5.3.3.2. Análisis de estabilidad	43
5.3.3.3. Diseño estructural	43
5.4. TÚNEL DE LA DESCARGA DE USOS	43
5.4.1. Estructura de captación	44
5.4.1.1. Descripción de la estructura	44
5.4.1.2. Análisis de estabilidad	44
5.4.1.3. Diseño estructural	44
5.4.2. Caverna de Válvulas	44
5.4.2.1. Descripción de la estructura	45
5.4.2.2. Análisis de estabilidad	45
5.4.2.3. Diseño estructural	45
5.5. TÚNEL DE DESVÍO	45
5.5.1. Estructura de entrada	46
5.5.1.1. Descripción de la estructura	46
5.5.1.2. Análisis de estabilidad	46
5.5.1.2.1. Casos Considerados	46
5.5.1.3. Diseño estructural	46
5.5.2. Estructura de salida	47
5.5.2.1. Descripción de la estructura	47
5.5.2.2. Análisis de estabilidad	47
5.5.2.3. Diseño estructural	47
5.5.3. Caseta de Operación	48
5.5.3.1. Descripción de la estructura	48
5.5.3.2. Análisis de estabilidad	48
5.5.3.3. Diseño estructural	48
5.5.4. Tapón túnel de desvío	48
5.5.4.1. Descripción de la estructura	48
5.5.4.2. Análisis de estabilidad	48
5.5.4.3. Diseño estructural	48
5.6. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO	48
5.6.1. Dique - Vertedero	48
5.6.1.1. Descripción de la estructura	49
5.6.1.2. Análisis de estabilidad	49
5.6.1.3. Diseño estructural	50
5.6.2. Canal de limpia	50

5.6.2.1. Descripción de la estructura	50
5.6.2.2. Análisis de estabilidad	51
5.6.2.3. Diseño estructural	52
5.6.3. Bocatoma	52
5.6.3.1. Descripción de la estructura	52
5.6.3.2. Análisis de estabilidad	53
5.6.3.3. Diseño estructural	54
5.6.4. Conducción	54
5.6.4.1. Descripción de la estructura	54
5.6.4.2. Análisis de estabilidad	54
5.6.4.3. Diseño estructural	55
5.6.5. Desarenador	55
5.6.5.1. Descripción de la estructura	55
5.6.5.2. Análisis de estabilidad	56
5.6.5.3. Diseño estructural	57
5.6.6. Tanque de Succión o Carga	57
5.6.6.1. Descripción	57
5.6.6.2. Análisis de estabilidad	57
5.6.6.3. Diseño Estructural	58
5.6.7. Casa de Bombeo	58
5.6.7.1. Descripción	58
5.6.7.2. Diseño	59
5.6.7.2.1. Predimensionamiento edificio Casa de Bombas.	59
5.6.7.2.2. Predimensionamiento edificio de oficinas.	61
5.6.8. Tanques de Almacenamiento	64
5.6.8.1. Descripción	64
5.6.8.2. Análisis de estabilidad	64
5.6.8.3. Diseño estructural	64
6. REFERENCIAS	65
7. ANEXOS	65

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. Altura equivalente por sobrecarga de relleno.

Tabla 6. Espesor losas cara de concreto.

Tabla 7. Alineamiento del Plinto.

Tabla 8. Resumen estabilidad muro parapeto (1)

Tabla 9. Resumen estabilidad Azud del Vertedero

Tabla 10. Resumen estabilidad estructural de captación - Túnel de la descarga de fondo

Tabla 11. Resumen estabilidad estructura de captación - Túnel de la descarga de usos

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

Tabla 13. Resumen estabilidad estructura de salida - Túnel de desvío

Tabla 14. Resumen estabilidad vertedero - Sistema de bombeo

Tabla 15. Resumen estabilidad canal de limpia - Sistema de bombeo

Tabla 16. Resumen estabilidad - Bocatoma

Tabla 17. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo

Tabla 18. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo

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

Tabla 20. Distribución de fuerza horizontal en altura

Tabla 21. Desplazamientos Casa de Bombas

Tabla 22. Distribución de fuerza horizontal en altura

Tabla 23. Desplazamientos Casa de Bombas

Tabla 24. Tanques de Almacenamiento

Tabla 25. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento

Tabla 26. Resumen estabilidad - Muros de proyección 15 m

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Coeficiente de Presión C

Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.

Figura 3. Presa CFRD vista en planta (Actualizar).

Figura 4. Geometría general del plinto.

- Figura 5. Esfuerzos en el cabezal del plinto.
- Figura 6. Sección máxima de la presa.
- Figura 7. Distribución de losas de la cara de concreto (Verdadera Magnitud)
- Figura 8. Variables geométricas sección transversal del plinto.
- Figura 9. Sección transversal muro parapeto.
- Figura 10. Planta del Vertedero
- Figura 11. Sección transversal Azud.
- Figura 12. Sección longitudinal deflector,
- Figura 13. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.
- Figura 14. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo
- Figura 15. Cámara de Válvulas - Descarga de Usos
- Figura 16. Localización en planta y Corte Transversal Vertedero El Gato
- Figura 17. Localización en planta y Corte Longitudinal Canal de Limpia El Gato
- Figura 18. Localización Bocatoma
- Figura 19. Localización en planta Conducción El Gato
- Figura 20. Localización en planta y Desarenador El Gato
- Figura 21. Localización tanque de carga.
- Figura 22. Corte Transversal Casa de bombas El Gato
- Figura 23. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas
- 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
- Figura 29. Localización Muros de Protección

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde al diseño estructural a nivel de diseños conceptuales de las diferentes estructuras que conforman el reservorio multipropósito de la cuenca La Villa - Presa El Gato. Las estructuras mencionadas corresponden a las obras de contención, 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 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 La Villa - Presa El Gato, comprende principalmente las siguientes estructuras:

- Presa en Cara de Concreto CFRD, cimentada sobre la EL.108 msnm y con cresta de 8.00 m de ancho en la EL. 190.00, la cual se proyecta como carreteable. Incorpora plinto, cara de concreto y muro parapeto.
- Vertedero a flujo libre de 75.00 m de ancho en la zona aguas arriba y 56.12 m en la entrega del deflector, con canal de aproximación, estructura de control, canal de descarga y deflector.
- Estructura del túnel de la descarga de fondo, la cual se conforma por el estructura de captación, caverna de compuertas y la estructura de salida.
- Estructura del Túnel de descarga de canal 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 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 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 ó la resistencia indicada particularmente para cada obra.
- Se emplea concreto 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
Acero	78.60
Agua	9.81

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2. Cargas Vivas

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

3.3.3. Empujes Hidrostáticos

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

$$P_w = \gamma_w \times h$$

Ecuación 1.

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

Dónde:

- P_w = Presión de agua a una profundidad h (kN/m²).
 γ_w = Peso específico del agua.
 h = Profundidad del punto considerado medida desde la superficie del agua (m).

La resultante total de empuje de agua se determinó como:

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

Ecuación 2.

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

Dónde:

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

3.3.4. Empuje lateral de tierra

Se determina por metro de ancho mediante la siguiente expresión:

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

Ecuación 3.

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

Dónde:

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

3.3.5. Cargas sísmicas

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

3.3.5.1. Sismo de la estructura

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

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

Ecuación 4.

Fuente: USACE. EM 1110-2-2200.

Dónde:

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

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

3.3.5.2. Sismo en el agua

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

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

Ecuación 5.

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

Dónde:

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

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

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

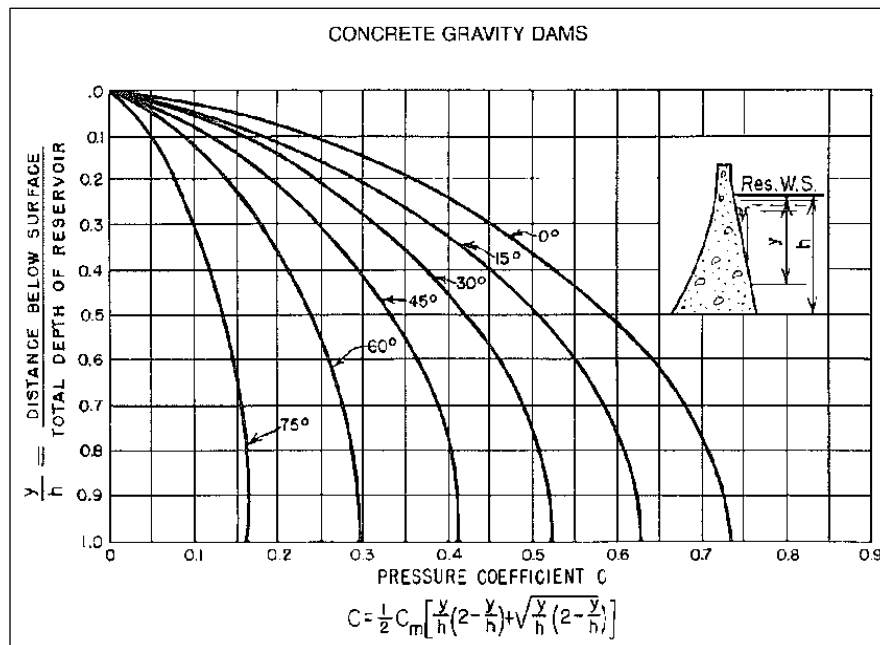


Figura 1. Coeficiente de Presión C
Fuente: USBR. *Design of Small Dams*. (1987)

3.3.5.3. Sismo en los rellenos

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

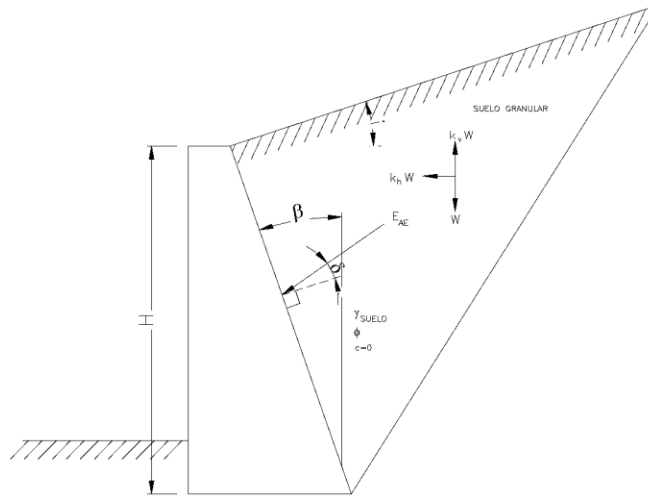


Figura 2. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.
 Fuente: Braja M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (2001).

Se definen los coeficientes de aceleración de la siguiente manera:

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

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

- Empuje activo dinámico (kN):

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

Ecuación 6.

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

- Coeficiente dinámico de empuje de tierras:

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

Ecuación 7.

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

Dónde:

- ϕ : Ángulo de fricción del material ($^\circ$).
- θ : Ángulo entre componente vertical y horizontal del sismo ($^\circ$).

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

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 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).
 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:

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

Ecuación 13.

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

Dónde:

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

3.3.7. Fuerzas Mecánicas

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

3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD ADMISIBLES

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

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

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

3.4.1. Estabilidad a Flotación

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

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

Ecuación 14.

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

Dónde:

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

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

Tabla 2. Factores de seguridad a flotación..

Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
------------	--------------	--------------

1.30	1.20	1.10
------	------	------

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

3.4.2. Estabilidad al deslizamiento

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

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

Ecuación 15.

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

Dónde:

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

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

Tabla 3. Factores de seguridad al deslizamiento.

Tipo de Estructura	Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
Crítica	2,0	1.7*	1.3*
Normal	1.5	1.3	1.1

*para condiciones geotécnicas poco detalladas

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

3.4.3. Estabilidad al Volcamiento

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

- Caso usual

σ suelo $< \sigma$ admisible normal

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

Dónde:

e = Excentricidad basal de la resultante de las solicitaciones.

L = Ancho basal de la fundación.

- Caso inusual

σ suelo $< \sigma$ admisible eventual

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

- Caso extremo

σ suelo $< \sigma$ 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. CRITERIOS ESPECÍFICOS

4.1. PRESA CFRD

4.1.1. Descripción de la estructura

La presa en enrocado con cara de concreto CFRD se localiza sobre el cauce del río El Gato. Se cimenta sobre la EL. 108,00 mm y se eleva hasta la EL.188.50 sobre la rasante de la vía en la cresta sin cámbor y EL.190,00 sobre el bordillo del parapeto sin cámbor, tal que la altura de la presa es de 82.00 m. El ancho de la cresta en el carretable se conforma de 8,00 m sobre una estructura de pavimento constituido en concreto hidráulico. La longitud total de la presa, medido en sentido perpendicular al flujo del río, se establece de 480,00m en una línea recta que une los puntos P1 y P12 del alineamiento del plinto.

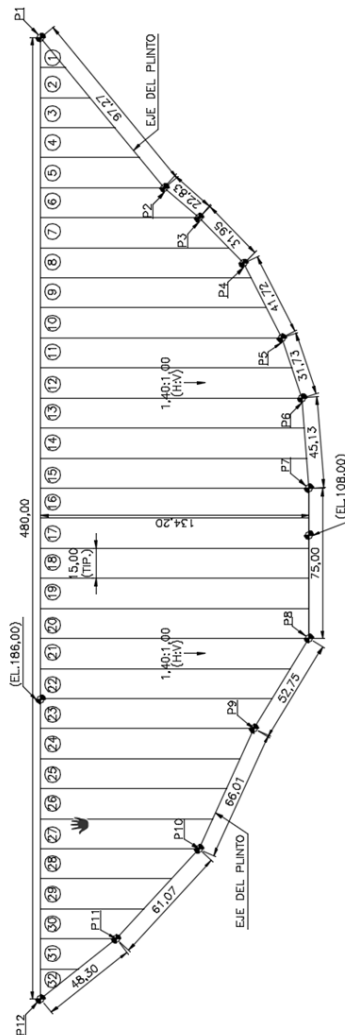


Figura 3. Distribución de losas de la cara de concreto (Verdadera Magnitud)

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Cara de Concreto

4.1.2.1. Espesor de las losas de concreto

El espesor de las losas de concreto se determina acorde con las recomendaciones de los organismos internacionales, principalmente ICOLD, y con base en experiencias previas. Las caras de concreto ya construidas han demostrado buen comportamiento bajo altos gradientes hidráulicos y condiciones extremas del medio ambiente.

Para el espesor de la cara de concreto se considera aceptable usar un espesor variable de tal manera que garantice su funcionalidad y sea aceptable técnica y económicamente. Así mismo que esté acorde con el estado del arte de este tipo de estructuras. Para los diseños se adopta una variación del espesor según la expresión:

$$e = 0.30 + 0.003H$$

Ecuación 16.

Donde:

e = Espesor de la losa

H = Carga hidráulica, medida desde el nivel NAME (188.76 msnm) hasta el punto de referencia sobre la línea de diseño

El espesor de diseño de la losa principal es teórico y se considera como un mínimo. Es importante considerar que la losa principal puede presentar un sobre espesor durante la construcción debido a las irregularidades inevitables del bordillo extrudado sobre la cara de aguas arriba del relleno.

4.1.2.2. Refuerzo de las losas

Es normal que ocurran grietas de retracción; se aceptan y no tiene ninguna consecuencia especial en el funcionamiento de la presa.

Se proyecta usar un concreto de 21 MPa de resistencia a la compresión el cual tiene baja cantidad de cemento y una resistencia satisfactoria para el comportamiento de la losa bajo las cargas hidrostáticas.

Tradicionalmente se ha colocado el refuerzo en la mitad de la placa, obteniéndose un buen comportamiento tanto desde el punto de vista de flexión como de compresión o tensión en la placa como también de rigidez de la losa.

Los diseños iniciales de presas de cara de concreto se establecieron con cuantías del orden del 0.5%, y a medida del conocimiento del comportamiento de las mismas se ha disminuido exitosamente a 0.4% y 0.3%. Teniendo en cuenta lo anterior se adopta como cuantía de refuerzo de la cara de concreto de 0.3% en la dirección horizontal y 0.4% en la dirección vertical. El acero mínimo de temperatura y retracción aceptado es del orden del 0.25%.

Para las losas de arranque, donde se esperan las mayores deformaciones, se aumenta la cuantía de tal manera que la utilizada en estas placas resulte del orden del 0.45% en ambas direcciones, la cual se extiende en una franja de 15.0 m medidos desde la junta perimetral en las losas que conectan con el tramo del plinto más bajo entre puntos P6 y P7 y en las losas que conectan con el muro parapeto. En las otras losas de arranque, la zona de mayor refuerzo se extiende 10.0 m a partir de la junta perimetral.

El refuerzo se coloca en una sola malla localizada en la parte central de la losa o con doble malla con las barras inclinadas situadas encima de las barras horizontales. En los bordes de las losas cercanos a las juntas de dilatación se coloca un refuerzo adicional con una cuantía mínima de 0.25% para impedir la ruptura diagonal del concreto por fuerzas concentradas de compresión.

Será parte de modelaciones en futuras etapas confirmar que las cuantías adoptadas en esta etapa resisten los niveles de esfuerzos impuestos en las diferentes condiciones de carga.

Con los resultados del comportamiento de la presa obtenidos del análisis geotécnico, se determinan los desplazamientos horizontales y asentamiento) en la cara de concreto que servirán de base para el diseño de juntas, espesores y cuantía del acero de refuerzo.

4.1.2.3. Ancho de losas

La cara de concreto se divide en franjas monolíticas o losas principales separadas por juntas verticales de dilatación. El ancho típico de cada una de las franjas está en 15.0 m o cercano a este valor..

4.1.2.4. Distribución de losas externas e internas

Las losas principales se dividen en losas exteriores e interiores. El límite de estas, se deberá establecer en las siguientes etapas de ingeniería, mediante un análisis más detallado de conformidad con los esfuerzos y deformaciones longitudinales y transversales,

4.1.2.5. Juntas

Las juntas en la cara de concreto se constituyen como juntas en tensión o compresión entre losas, así como la junta perimetral en el contacto entre la cara de concreto y cabezal del plinto; y la cara de concreto y el muro parapeto. La definición del comportamiento a tensión o compresión de las juntas entre losas, se deberá realizar mediante un análisis de mayor alcance, que vincule los elementos constitutivos de la presa así como las condiciones del reservorio. Para el alcance de la presente etapa, no se realiza una discriminación para estas juntas.

4.1.3. Plinto

El propósito principal de la losa perimetral o plinto es el de proveer una conexión impermeable entre la losa principal y la roca con la pantalla de inyecciones en los estribos. Se diseña el plinto de espesor constante con un ancho que se determina dependiendo del gradiente hidráulico admisible a lo largo de la superficie de contacto entre el concreto y la roca.

Durante el desarrollo de los diseños a nivel de diseños conceptuales, se determina el espesor y el ancho de conformidad con los resultados del diseño geotécnico, teniendo en cuenta su funcionalidad técnica y económica. De igual manera, se verifica el acero de refuerzo del plinto para la magnitud de la presión de inyección de tal manera que cumpla con las recomendaciones mínimas indicadas por el comité ICOLD.

No es necesario disponer de juntas de dilatación en la losa perimetral o plinto, puesto que está anclado a la roca y deberá contar con una cantidad de acero de refuerzo suficiente para absorber los esfuerzos por retracción de fraguado y temperatura.

4.1.3.1. Geometría del Plinto

La estructura del plinto, está compuesta por dos partes: plinto externo y plinto interno. La primera parte es la parte imprescindible de la estructura y siempre debe existir, de tal forma que brinde continuidad a la cara de concreto, controlando además gradientes hidráulicos y erosión.

La segunda parte complementa los anchos requeridos para controlar los gradientes hidráulicos y queda cubierta bajo los rellenos de la presa; su espesor se especifica del orden de los 30 cm.

El plinto externo queda por fuera de la presa y en su contacto con las losas de la cara de concreto se localiza la junta perimetral.

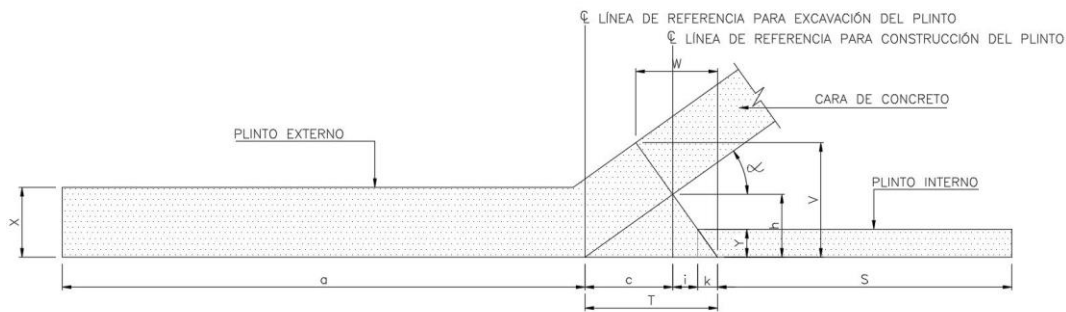


Figura 4. Geometría general del plinto.

El espesor mínimo del plinto exterior es usualmente del orden de 0.30 a 0.40 m y varía de acuerdo con la altura de columna de agua sobre él, acorde con la siguiente expresión (ICOLD, 2004).

$$X = 0.30 + 0.003H$$

Ecuación 17.

Donde:

X = Espesor del plinto externo

H = Carga hidráulica medida desde el nivel NAME (188.76 msnm) hasta el punto de referencia sobre la línea de diseño.

Por facilidad constructiva se establece un espesor constante de 0.60 m en todo el alineamiento. El plinto es un bloque continuo sin juntas especiales, aunque sí con juntas de construcción.

El diseño de la superficie de fundación del plinto consiste en la creación de una superficie plana y uniforme que sigue el contorno de la cara de aguas arriba de la presa a manera de rampa, con una pendiente que depende de la inclinación de la superficie de la ladera y con un ancho que está en función del ancho del plinto y de las zonas adyacentes de la presa.

El ancho del plinto se dimensiona en función de las condiciones de erodabilidad de la masa de roca sobre la cual quedará cimentada, de acuerdo con criterios recomendados por ICOLD (ICOLD, 2004), los cuales han sido aplicados con éxito en proyectos similares, en función del grado de fracturamiento y meteorización de la roca. La porción del plinto externo, aguas arriba de la junta perimetral, debe tener un ancho entre 3.0 y 4.0 m para facilitar las labores de inyección bajo el plinto. En los casos en que se requiera un ancho mayor, se implementa la construcción del plinto interno que complete el ancho requerido.

4.1.3.2. Estabilidad Lateral del Plinto

La estructura del plinto, deberá verificarse para que se encuentre en condiciones de estabilidad bajo las acciones provenientes de la cara de concreto debidas al peso propio de esta y la fricción existente en la interface entre la cara inferior de las losas y el cuerpo de la presa. En las siguientes etapas de ingeniería, se deberá verificar los efectos deslizantes y volcantes que estas fuerzas tienen sobre el plinto, bajo los criterios expuestos en el numeral [3.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD](#) y con las fuerzas provenientes de los análisis específicos del conjunto de la presa.

4.1.3.3. Refuerzo del plinto

El refuerzo en el plinto se determina de tal manera que este sea capaz de asumir los esfuerzos de tensión por flexión producidos por la presión ascendente ejercida durante el proceso de inyección de la cortina impermeable. Teniendo en cuenta que el plinto estará anclado a la roca de fundación mediante barras de acero, se generarán tensiones en la cara superior de la losa del plinto que deberán ser asumidas por el acero de refuerzo localizado en dicha cara.

Siguiendo las recomendaciones presentadas por el ICOLD, se establece una cuantía mínima de refuerzo igual a 0.30% del área total en ambas direcciones y suministrado en una sola capa (ICOLD, 2004). En las siguientes etapas de ingeniería, se deberá verificar que el acero de refuerzo suministrado sea el suficiente para asumir los esfuerzos de tensión por flexión debido a la presión ascendente establecidas para las labores de inyección.

En las siguientes fases de ingeniería, se deberá verificar la geometría y el acero de refuerzos dispuesto en el cabezal, de tal manera que sea capaz de absorber las compresiones transmitidas por la cara de concreto sobre la junta perimetral.

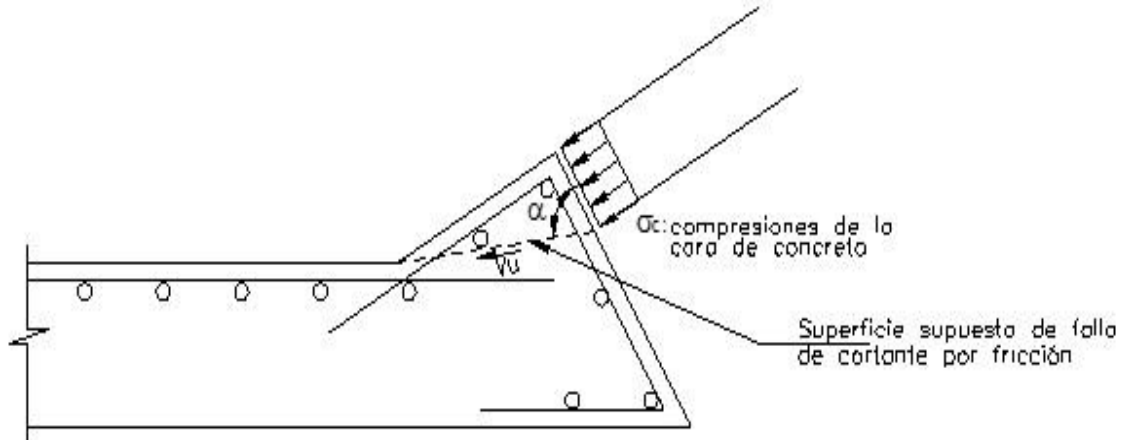


Figura 5. Esfuerzos en el cabezal del plinto.

4.1.3.4. Barras de anclaje

Se dispondrán de barras de anclaje bajo la estructura del plinto externo, las cuales deberán ser capaz de resistir una presión de levantamiento de 0.20 MPa, la cual permite realizar las labores de inyección del macizo rocoso desde el plinto.

Considerando una separación entre pernos de anclaje de 1.50 m x 1.50 y barras N°12 con esfuerzo de fluencia $F_y=420$ MPa. Se trabajará, para este caso, con un esfuerzo admisible del 80% del F_y .

Peso Propio de la Losa del Plinto:

Espesor de la Losa $e=$	0.60 m
$\gamma_{\text{Concreto}}=$	23.54 kN/m ³
Peso Propio $W_c=$	14.12 kN/m ²

Presión Ascendente:

$$S= 200 \text{ kN/m}^2$$

Presión Neta Ascendente:

$$U= 185.88 \text{ kN/m}^2$$

Estableciendo la fuerza actuante en cada perno:

$$T_s = P * A_f$$

$$T_s = (185.88 \text{ kN/m}^2) * (1.40 \text{ m} * 1.40 \text{ m})$$

$$T_s = (364.32 \text{ kN})$$

La fuerza resistente en cada perno, es por tanto:

$$T = F_s * A_b$$

$$T = (0.80)(420kN/mm^2) * (1140mm^2)$$
$$T = 383kN > 364.32 \text{ ok}$$

4.1.4. Muro Parapeto

4.1.4.1. Generalidades

Para conformar la cresta de la presa se construye en el paramento aguas arriba, un muro parapeto en concreto reforzado y en el paramento aguas abajo se instala un bordillo de contención en concreto prefabricado.

El muro parapeto de la cara aguas arriba, empalma con el extremo superior de las losas de la cara de concreto. Horizontalmente, mediante la junta perimetral de expansión y verticalmente, coincidiendo con las juntas de cada una de las losas, de tensión o tensión según sea el caso.

El muro aguas arriba se cimenta sobre la EL. 186,00 msnm de la presa y la rasante del carretable se conforma a la EL.188,00 msnm.

4.1.4.2. Hipótesis de carga

El dimensionamiento, análisis de estabilidad y diseño estructural del muro parapeto se efectúa teniendo en cuenta las condiciones más críticas de funcionamiento evaluadas para las siguientes hipótesis de carga:

- Caso usual: Peso propio, peso del relleno, empuje lateral de relleno en estado en reposo y sobrepresión lateral por carga viva. No se aplica el efecto del empuje lateral de agua a nivel NAMO (EL.185,00 msnm), teniendo en cuenta que su nivel está 1,00 m sobre la elevación de cimentación del muro.
- Caso inusual: Peso propio, peso del relleno, empuje lateral del relleno en estado en reposo, sobrepresión lateral por carga viva y empuje del agua con el nivel de la creciente máxima probable NAME (EL.188.76 msnm)
- Caso extremo: Corresponde a la condición descrita para el Caso Usual junto con las sobrecargas sísmicas de la estructura y del relleno de la presa contenido por el muro

Se toma una sobrecarga equivalente a una altura de relleno de 0.60 m de altura, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 3.11.6.4-2 del código AASHTO LRFD 2012 (AASHTO, 2012) para muros de sostenimiento paralelos al tráfico con altura de relleno de hasta 3.00 m y una distancia de 300 mm entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico como sigue:

La altura de muro debe ser tomada como la distancia entre la superficie del relleno y la parte baja de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

Tabla 5. Altura equivalente por sobrecarga de relleno.

Altura de Muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Se aplica la carga de sismo producida por la aceleración pico horizontal (PGA) y la aceleración pico vertical de acuerdo con el estudio de sismología del proyecto para este tipo de estructuras, amplificada por un porcentaje que represente el efecto del relleno de la presa hasta la cresta en dónde se localiza el muro. Dicha amplificación es determinada a partir de análisis dinámicos de los rellenos de la presa. Para los análisis de estabilidad se usa una aceleración efectiva igual a 2/3 de la aceleración pico (PGA) amplificada. Para el presente informe de diseño conceptual, se toma como 2, el factor de amplificación horizontal y vertical actuante en la cresta de la presa. En las siguientes etapas de ingeniería, se deberá precisar el valor específico a adoptar.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. PRESA CFRD

5.1.1. CARA DE CONCRETO

5.1.1.1. Descripción de la estructura

La Cara de Concreto de la presa está conformada por losas de concreto reforzadas de espesor variable y con refuerzo dentro de límites establecidos en el apartado [4.1.2. Cara de Concreto](#), del presente documento.

En total, la cara de concreto está compuesta por 32 losas de concreto. Las losas 2 a la 31, cuentan con un ancho típico de 15,00 m y las losas 1 y 56, se establecen con anchos específicos para ajustarse a la geometría al alineamiento del plinto y al Parapeto, pero con un ancho no mayor a 15,00 m.

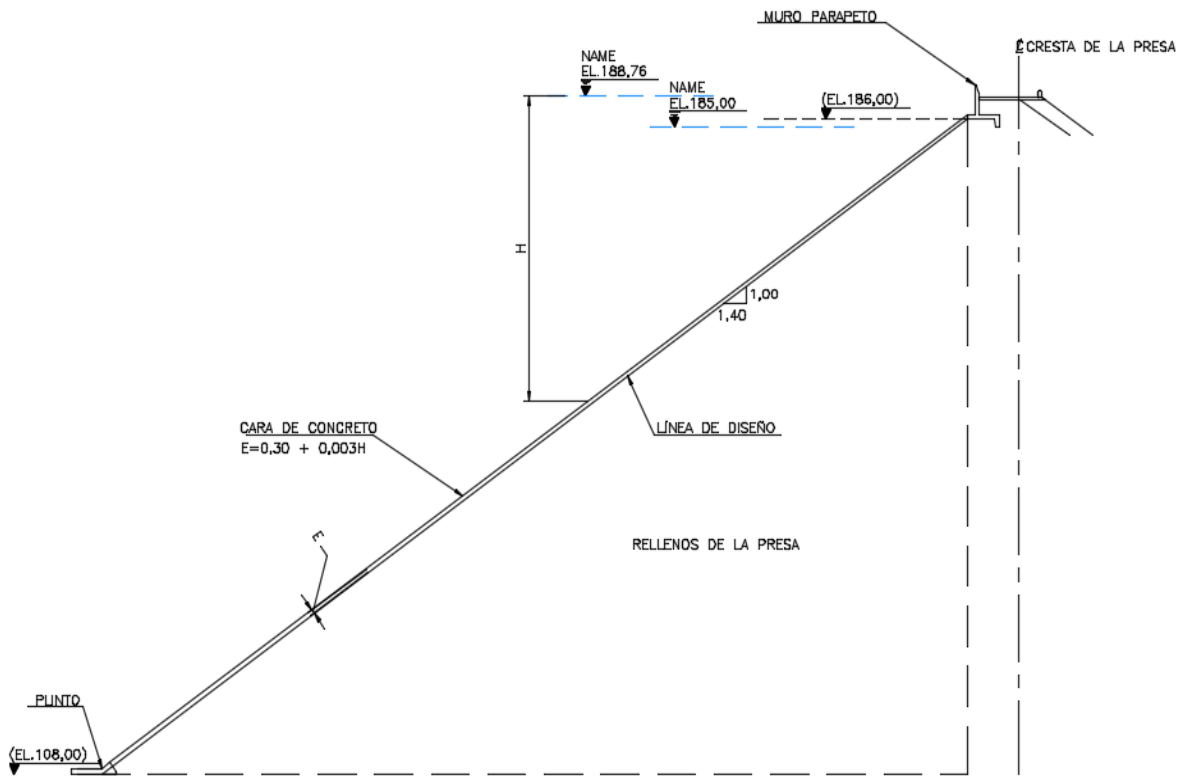


Figura 6. Sección máxima de la presa.
 Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta una tabla con el espesor de la losa de la Cara de Concreto, en cada uno de los puntos del alineamiento del plinto, teniendo en cuenta la ecuación presentada en el numeral [4.1.2. Cara de Concreto](#) del presente documento.

Tabla 6. Espesor losas cara de concreto.

Punto	EL (mmsn)	H (m)	E
			Espesor de la losa (m) Min
P1	186.00	2.76	0.308
P2	150.00	38.76	0.416
P3	140.00	48.76	0.446
P4	127.00	61.76	0.485
P5	116.00	72.76	0.518
P6	110.00	78.76	0.536
P7	108.00	80.76	0.542
P8	108.00	80.76	0.542
P9	124.00	64.76	0.494
P10	140.00	48.76	0.446

P11	164.00	24.76	0.374
P12	186.00	2.76	0.308

Fuente: Elaboración propia.

Los espesores anteriormente mostrados, son teóricos, tomados sobre el eje del plinto. En las siguientes etapas de diseño, se deberá calcular el espesor en la intersección entre el plano inferior de la cara de concreto y el cabezal del plinto, una vez se defina la geometría de este último en cada tramo.

5.1.1.2. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo se ha establecido de acuerdo con las cuantías mínimas indicadas por el comité ICOLD y referenciadas en el capítulo de criterios de diseño [4.1.2.2. Refuerzo de las losas](#). La configuración del armado de refuerzo puede configurarse en una sola malla en las zonas de armado típico y de una sola malla en la zona de las losas de arranque. En todo caso, deberá cumplir como mínimo las cuantías recomendadas. En las siguientes fases de ingeniería, se deberá verificar que las cuantías de acero suministradas son suficientes para soportar las tensiones generadas en la superficie de las losas, las cuales deberán provenir de un análisis de esfuerzos específico que se realice a la presa bajo las condiciones de reservorio que se definan en su momento.

5.1.2. PLINTO

El Plinto es la estructura de cimentación de las losas de la Cara de Concreto.

La geometría del Plinto se determinó de acuerdo con el alineamiento indicado en la siguiente tabla:

Tabla 7. Alineamiento del Plinto.

PUNTO	NORTE	ESTE	EL	Diferencia Norte	Diferencia Este	DISTANCIA	AZIMUT
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(°)
1	850863.96	542502.28	186				
2	850873.25	542592.16	150	9.29	89.88	90.36	84.10
3	850878.59	542611.94	140	5.34	19.78	20.48	74.89
4	850883.92	542640.67	127	5.34	28.73	29.22	79.48
5	850880.06	542680.73	116	-3.86	40,06	40.25	95.50
6	850873.40	542711.16	110	-6.67	30.43	31.15	102.36
7	850854.74	542752.21	108	-18.65	41,05	45,09	114.44
8	850819.53	542818.43	108	-35.21	66.22	75,00	118,00
9	850778.63	542847.65	124	-40.90	29.22	50.27	144.46
10	850730.68	542890.11	140	-47.95	42.46	64,04	138.47

11	850679.89	542914,07	164	-50.79	23.96	56.16	154.75
12	850638.61	542926.10	186	-41.28	12,03	43,00	163.75

Fuente: Elaboración propia.

5.1.2.1. Geometría del Plinto

La definición de la geometría del plinto se realiza una vez definida y verificado el alineamiento de tal manera que todos los puntos de intersección se encuentren dentro del mismo plano. Dicho plano corresponde a la cara inferior de la Cara de Concreto y es catalogada como la línea de diseño. Como premisa, se considera que las losas deben ser perpendiculares al cabezal del plinto a lo largo del alineamiento.

La geometría de la sección transversal del plinto posee las siguientes variables que deben ser calculadas tomando como base un ancho del plinto externo constante, definido como a , y un ancho total determinado por las características del material de fundación y el gradiente D/H_w (Ancho total del plinto/Cabeza hidráulica).

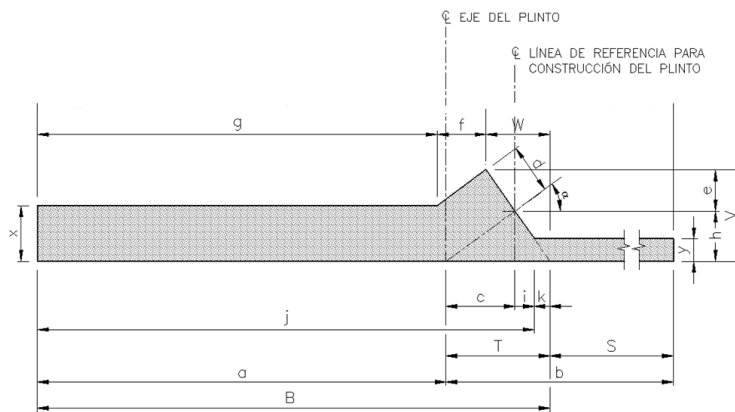


Figura 8. Variables geométricas sección transversal del plinto.

La dimensión “ d ” corresponde al espesor de las losas de la Cara de Concreto, la cual es función de la carga hidráulica. Esta variación es establecida según la expresión indicada en el capítulo 4 del presente documento y es función de la carga hidráulica medida desde el nivel NAME (188.76 msnm) hasta el punto de referencia sobre la línea de diseño.

La dimensión “ h ” corresponde a la distancia vertical entre el sello de cobre y la fundación del plinto la cual, para los tramos horizontales como lo son entre los puntos P5 a P6, se establece de 0.90 m. Esta medida permite asegurar una adecuada compactación del relleno en las zonas adyacentes al plinto.

El espesor del plinto externo “ X ”, se establece de acuerdo a la siguiente expresión indicada en el capítulo 4, donde también es función de la carga hidráulica. Para este caso particular:

$$\begin{aligned}
 X &= 0.30 + 0,003(188.76 - (108,00)) \\
 X &= 0.30 + 0.242 \\
 X &= 0.542 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Para fines prácticos de construcción se adopta un espesor de $X=0.60$ m en todo el alineamiento del plinto.

El espesor del plinto interno “ Y ”, se establece de 300 mm (ICOLD, 2004), igualmente constante a lo largo de todo el alineamiento del plinto.

La definición de todas las variables geométricas de la sección transversal del plinto, deberá realizarse en etapas posteriores de la ingeniería con base en el alineamiento definitivo del plinto. Para la sección transversal del tramo P5 a P6, en la cual el alineamiento del plinto es paralelo al eje de la presa.

5.1.3. MURO PARAPETO

Para conformar la cresta de la presa, se concibe la construcción en el paramento aguas arriba de un muro parapeto en concreto reforzado. Este muro empalma con el extremo superior de las losas de la cara de concreto. Requiere una junta de expansión perimetral horizontal y, verticalmente, deben coincidir con las juntas de las losas, ya sean de tensión o compresión. Esta estructura, al realzar el nivel superior de la presa, permite conformar un carreteable con el material de los llenos que quedarán confinados por el vástago del muro parapeto. Debido a esto, la estructura quedará sometida a empujes laterales provenientes del confinamiento de los llenos, de la carga viva producto del paso de vehículos por el carreteable adicional al empuje hidrostático agua arriba por los niveles usual e inusual del reservorio así como la fuerza sísmica en esta zona.

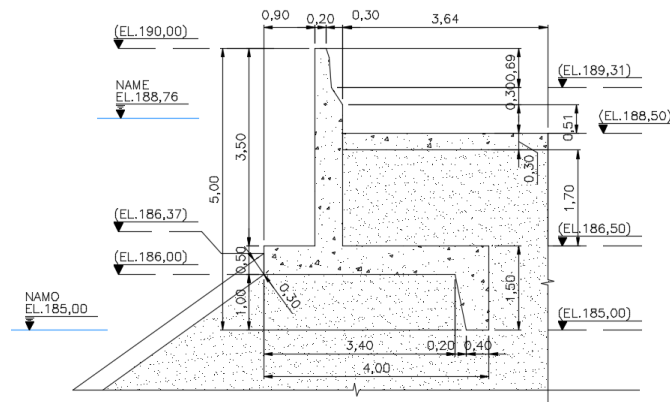


Figura 9. Sección transversal muro parapeto.
 Fuente: Elaboración propia.

5.1.4. Análisis de estabilidad

A continuación se presentan los resultados del análisis de estabilidad realizado a la estructura, según los casos definidos en el numeral [4.1.4. Muro Parapeto](#) del presente informe. Los análisis realizados son incluidos en el Anexo 1.2.

La Tabla 8 presenta los resultados del análisis de estabilidad realizado considerando un ángulo de fricción del material de fundación de $\phi=45^\circ$; $c=0$ kPa, parámetros definidos por el área geotécnica.

Tabla 8. Resumen estabilidad muro parapeto ⁽¹⁾

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)	N/A	1.30	34.21	2,00	100%	100%	59.47	1000
II	(INUSUAL)	N/A	1.20	17.19	1.70	100%	>75%	72.36	1000

Figura 11. Planta vertedero
 Fuente: Elaboración propia.

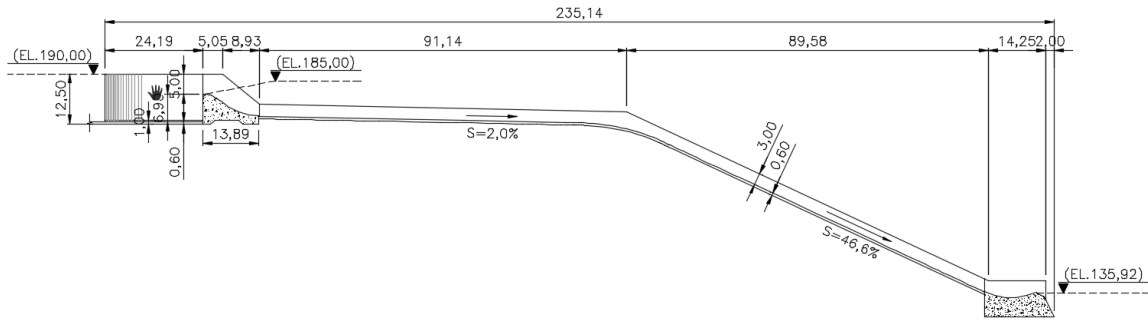


Figura 12. Sección longitudinal vertedero
 Fuente: Elaboración propia.

5.2.1. 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 185,0 msnm y cuenta con una longitud de 13,89 m. La cimentación aguas arriba y aguas abajo, se localiza en la EL.177,50 y su zona central en la EL.178,50. El nivel hidráulico tras la curva de la estructura de control, justo en la salida es la EL. 179,50 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. Cuenta con dos pilas, una en cada estribo de la estructura, que se extiende hasta la EL.190,00 en el extremo aguas arriba y desciende gradualmente hasta la EL.182,50 al conectar con el canal de descarga.

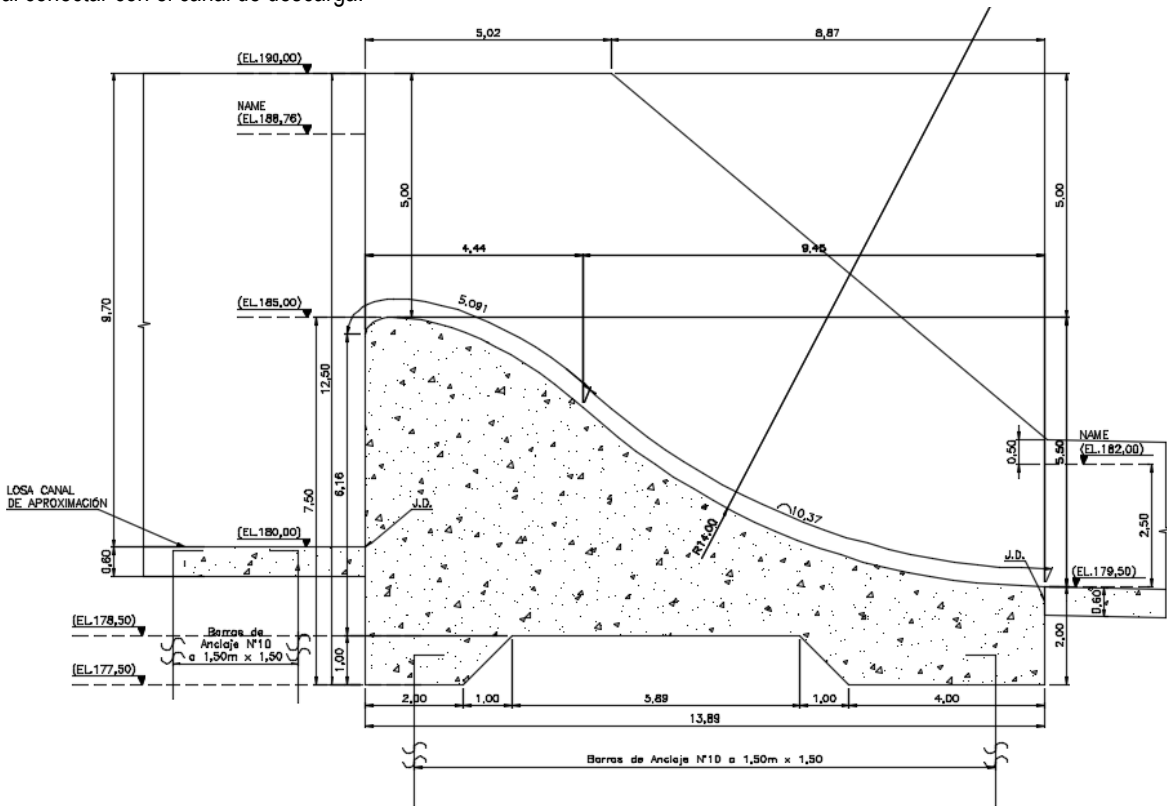


Figura 13. Sección transversal Azud.
Fuente: Elaboración propia

5.2.1.1. 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:

5.2.1.2. 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. 185,00 msnm).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.

5.2.1.3. 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. 188.76 msnm)
- Subpresión a nivel inusual de operación NAME
- Se considera agua sobre la estructura únicamente en el extremo aguas arriba.

5.2.1.4. 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. 185,00).
- Subpresión a nivel normal de operación NAMO.
- Empuje sísmico del agua.
- Acción de fuerza sísmica hacia aguas abajo.

5.2.1.5. Caso IV: Condición Extrema de Operación:

- Peso de la estructura completamente terminada.
- Acción de fuerza sísmica sentido hacia aguas arriba.

En la Tabla 9 se presentan los resultados del análisis de estabilidad realizado para un ángulo de fricción del material de fundación de $\phi=35^\circ$; $c=580$ kPa. El Anexo 2.1 incorpora la evaluación realizada:

Tabla 9. 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)	2.18	1.30	33.56	2,00	11.56	1.50	100%	100%	-80.38
II	(INUSUAL)	1.26	1.20	18.32	1.70	5.88	1.30	>75%	>75%	-19.54
III	(EXTREMO)	1.92	1.10	11.65	1.30	3.96	1,00	RDB	RDB	-58.45

Fuente: Elaboración propia

5.2.1.6. 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 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 0.70 m.

5.2.2. Canal de descarga

5.2.2.1. 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 variable. Su ancho hidráulico es variable, partiendo de 75,00 m en la junta con la estructura del Azud hasta 56.12 m en la entrega al Deflector. El canal se conecta a la gola con un tramo de pendiente de 2% que luego conecta con un tramo cuya pendiente es el 46.6%. La altura de los muros es 3 m y su longitud total medida en planta es de 179.78 m.

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

5.2.2.2. Análisis de estabilidad

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

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

El peso de la estructura por metro lineal, en una sección perpendicular al plano de deslizamiento en la sección mínima de 56.12 m de ancho hidráulico, corresponde a:

$$V = 37.99 \text{ m}^3$$

$$W = (37.99 \text{ m}^3)(24 \text{ kN/m}^3) \\ W = 911.76 \text{ kN}$$

Componente en el sentido del deslizamiento:

$$Wt = 911.76 \text{ kN} * \sin(25^\circ) \\ Wt = 385.33 \text{ kN}$$

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

$$h = 3,00 - 0.50 = 2.50 \text{ m} \\ h = 2.50 \text{ m} \\ P = (2.50 \text{ m})(9.81 \text{ kN/m}^3) \\ P = 24.53 \text{ kN/m}^2 \\ U = (24.53 \text{ kN/m}^2) * (57.32 \text{ m})$$

$$U = 1406,06kN$$

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

$$T = \frac{F_s \cdot A_b}{S} \cdot B$$

$$T = \frac{(240N/mm^2) \cdot (819mm^2)}{1.50m} \cdot (57.32m)$$

$$T = 7511.21kN$$

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

- Flotación:

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

$$FS = \frac{911.76kN + 0 + 0}{1416.32kN - 0} = 0.64 < 1.20$$

Teniendo en cuenta el efecto de las barras de anclaje:

$$FS = \frac{911.76kN + 0 + 7511.21kN}{1416.32kN - 0} = 5.95 > 1.20ok$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 911.76kN + 7511.21kN - 1416.32kN$$

$$\Sigma FV = 7006.65kN$$

$$\Sigma FH = 385.33kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 35^\circ$ y cohesión $c = 580kPa$, correspondientes a los parámetros establecidos para el material de fundación:

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

$$FSD = \frac{(7006.65kN) \cdot \tan(35^\circ) + (1,00m)(57.32)(580kPa)}{385.33kN} = 99,01 > 1.70ok$$

5.2.2.3. 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 2.50 m de columna de agua, medido en sentido perpendicular a la losa de fondo del canal. En sentido vertical es una columna de 2.76 m de agua para el tramo de 46.6% de inclinación longitudinal.

- Verificación por cortante:

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

$$Eh = \frac{1}{2}(9.81)(2.76)^2$$

$$Eh = 37.36 \text{ kN}$$

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

$$Vu = FS * Vn$$

$$Vu = (1.4)(37.36 \text{ kN})$$

$$Vu = 52.30 \text{ kN}$$

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

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

$$52300 \text{ N} = \frac{(0.75) \sqrt{28 \text{ N/mm}^2}}{6} (1000 \text{ mm}) d$$

$$d = 79 \text{ mm}$$

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:

$$\begin{aligned} Mn &= F * d \\ Mn &= (52.30 \text{ kN})(2.76 \text{ m}) * (1/3) \\ Mn &= 48.12 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

El momento mayorado correspondiente es:

$$\begin{aligned} Mu &= FS * Mn \\ Mu &= (1.4)(37.36 \text{ kN})(2.76 \text{ m})(1/3) \\ Mu &= 48.12 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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

$$\rho = 0,00046$$

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

$$\begin{aligned} As &= (0,0030)(1000 \text{ mm})(600 \text{ mm}) \\ As &= 1575 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

N°6 a 0.15 m

Colocar barras N°6 a 0.15 m en cada cara.

En sentido longitudinal:

$\rho = 0,0050$ (ACI 350-06) (En ambas caras)
 $A_s = (0,0050)(1000mm)(300mm)$
 $A_s = 1500mm^2/m$ (en cada cara)

Colocar barras N°6 a 0.20 m.

5.2.3. Deflector

5.2.3.1. Descripción de la estructura

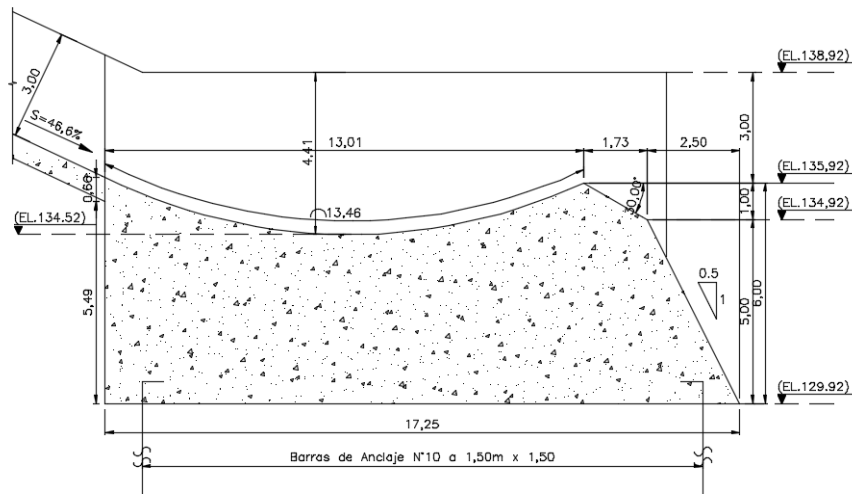


Figura 14. Sección longitudinal deflector,
Fuente: Elaboración propia

El deflector, cuenta con una longitud en su base de 17.25 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 56.12 m en su sección hidráulica, con espesores de muro de 0.60 m y 4.41 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.

5.2.3.2. Análisis de estabilidad

5.2.3.3. 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.

5.2.3.4. Caso II: Condición Inusual de Operación:

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

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

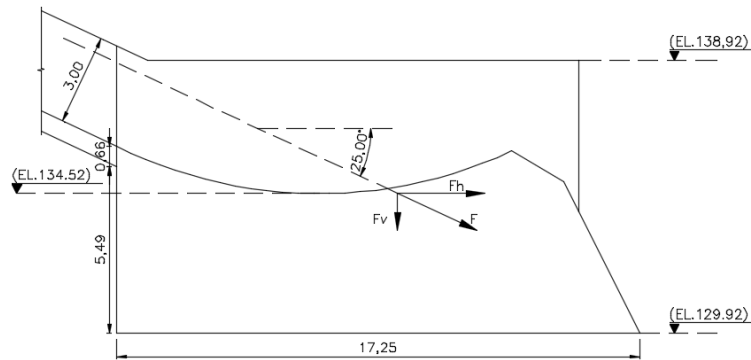


Figura 15. Dirección de fuerza hidrodinámica en deflector.
Fuente: Elaboración propia

Caudal $Q = 1540 \text{ m}^3/\text{s}$
 Área Sección $A = (2.50 \text{ m})(56.12 \text{ m}) = 140.30 \text{ m}^2$
 Velocidad: $V = \frac{Q}{A}$

$$V = \frac{(1540.6 \text{ m}^3/\text{s})}{140.30 \text{ m}^2}$$

$$V = 10.98 \text{ m/s}$$

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

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

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

$$Q = \frac{1540,0 \text{ m}^3/\text{s}}{56,12 \text{ m}} = 27,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por tanto la fuerza hidrodinámica actuante es la siguiente:

$$F_d = \gamma w * Q * V / g$$

$$F = (1000 \text{ kg/m}^3)(27,44 \text{ m}^3/\text{s})(30,00 \text{ m/s})$$

$$F = 823,20 \text{ kN}$$

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

$$F_h = 823,20 \text{ kN} * \cos(25^\circ)$$

$$F_h = 746,07 \text{ kN}$$

$$Fv = 823.20 \text{ kN} * \sin(25^\circ)$$
$$Fv = 347.90 \text{ kN}$$

El peso de la estructura por metro lineal, corresponde a:

$$V = 81.87 \text{ m}^3$$

$$W = (81.87 \text{ m}^3)(22 \text{ kN/m}^3)$$
$$W = 1801.14 \text{ kN}$$

El nivel de agua en la condición más crítica, aguas abajo de la estructura de la presa, corresponde al dado por la Creciente Máxima Probable (CMP) EL.116.22. Teniendo en cuenta que la cimentación de la estructura se encuentra en la EL.129.92, no habrá fuerza de levantamiento por subpresión:

$$h = 0$$

$$U = 0$$

- Flotación:

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

$$FS = N/A$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 1801.14 \text{ kN} + 347.90 \text{ kN}$$

$$\Sigma FV = 2149,04 \text{ kN}$$

$$\Sigma FH = 746,06 \text{ kN}$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi=35^\circ$ y cohesión $c=580$ kPa:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$
$$FSD = \frac{(2149,04 \text{ kN}) * \tan(35^\circ) + (580 \text{ kN/m}^2) * (17.25)}{746,06 \text{ kN}} = 15.42 > 1.70 \text{ ok}$$

5.2.3.5. 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:

$$V = 81.87 \text{ m}^3$$

$$W = (81.87 \text{ m}^3)(22 \text{ kN/m}^3)$$
$$W = 1801.14 \text{ kN}$$

La fuerza sísmica horizontal sería:

$$\alpha_h = (2/3)(0.46) = 0.31g$$
$$EQ_x = (0.31)(1801.14kN)$$
$$EQ_x = 558.35kN$$

$$EQ_z = (0.30)(2/3)(2/3)(0.46)(1801.14kN)$$
$$EQ_z = 110.46kN$$

- Flotación:

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

$$FS = \frac{1801.14kN + 0 + 0}{110.46kN - 0} = 16.30 > 1.10ok$$

- Deslizamiento:

$$\Sigma FV = 1801.14kN - 110.46kN$$
$$\Sigma FV = 1690.68kN$$

$$\Sigma FH = 558.35kN$$

Con parámetros de ángulo de fricción $\phi 35^\circ$ y cohesión $c=580kPa$, indicado en los informes geotécnicos para el material de fundación de la presa:

$$FSD = \frac{\Sigma FV * \tan(\Phi) + C * L}{\Sigma FH}$$
$$FSD = \frac{(1690.68kN) * \tan(35^\circ) + (580kN/m^2) * (17.25)}{558.35kN} = 20,04 > 1.30ok$$

5.2.3.6. 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 3.90 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°6 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.

5.3. 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 130,05 msnm de la solera. El inicio de la estructura para la cámara de compuertas se localiza en la abscisas k0+196.82. LA compuerta sella contra la solera en la elevación 128,03 msnm.

5.3.1. Estructura de Captación

La estructura de captación del túnel de la descarga de fondo es un portal en concreto reforzado de 8.8 m de longitud. Es una estructura semicircular con un diámetro de 6.32 m. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control. La secciones típicas del túnel son en forma de herradura que pasa de una sección de 4.50 m a 5.30 m.

5.3.1.1. 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 3.1 muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 10. 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)	2.68	1.30	10.28	1.50	100%	100%	193,03	700
II	(EXTREMA)	2.50	1.10	5.31	1.10	65%	Dentro de la base	265.55	700

Fuente: Elaboración propia

5.3.1.2. Diseño estructural

El Anexo 3.2 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.

5.3.2. Caverna de compuertas

5.3.2.1. 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+196.82 hasta la abscisa K0+215,06 aproximadamente en la elevación 128,03 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.

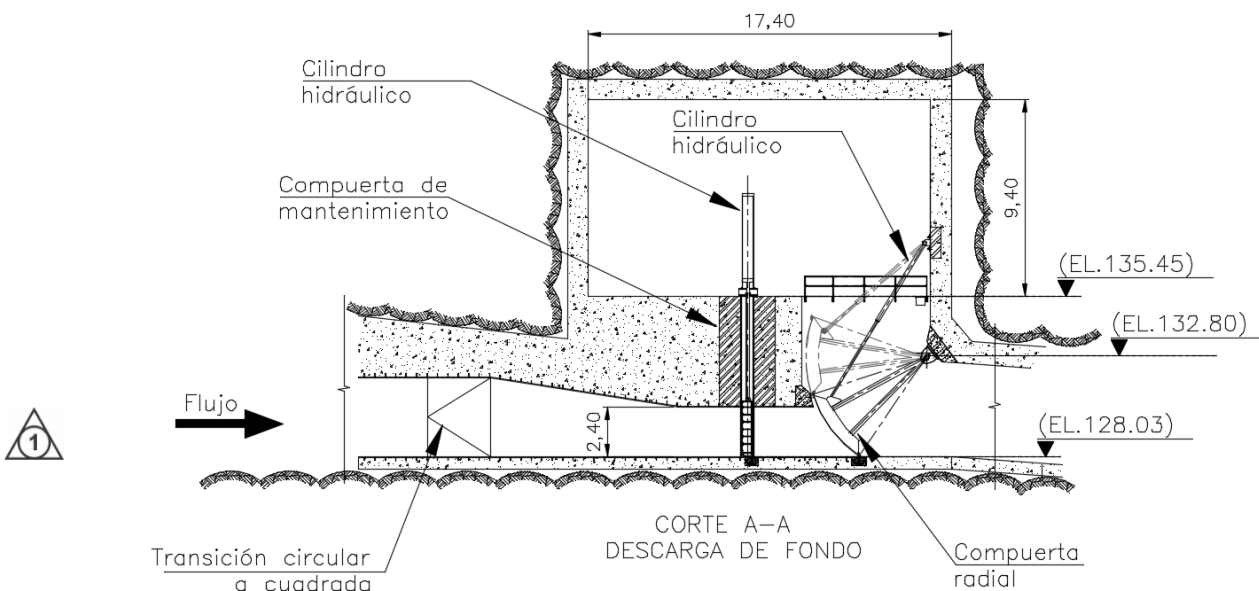


Figura 15. Sección longitudinal cámara de compuerta.

Fuente: Elaboración propia

5.3.2.2. 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.

5.3.2.3. 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 16, 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 111.8 kN/m² equivalente el 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 4.1.

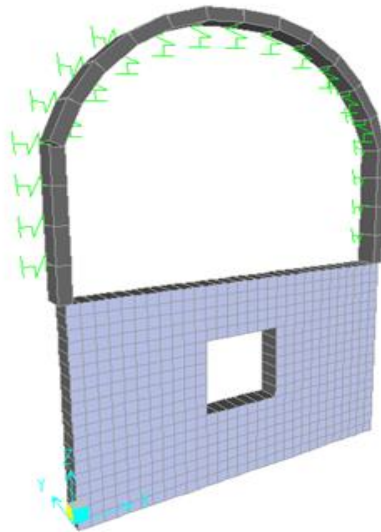


Figura 16. Cámara de Compuertas - Descarga de Fondo
Fuente: Elaboración propia - SAP2000

5.3.3. Estructura de salida

5.3.3.1. Descripción de la estructura

La estructura de salida consiste en una estructura de concreto reforzado localizada al final del túnel de la descarga de fondo. Es una estructura tipo deflector, la cual permite devolver el flujo aguas abajo al río La Villa. La estructura de salida recibe los dos caudales provenientes del túnel de la descarga de fondo y el túnel de la descarga de usos.

5.3.3.2. Análisis de estabilidad

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta la estabilidad de la estructura. En la próxima etapa se deberá corroborar el actual arreglo estructural.

5.3.3.3. Diseño estructural

Para esta etapa de diseño conceptual, no se tendrá en cuenta el diseño estructural. En la próxima etapa se deberá corroborar el actual arreglo estructural.

5.4. TÚNEL DE LA DESCARGA DE USOS

5.4.1. Estructura de captación

5.4.1.1. Descripción de la estructura

El túnel de la descarga de usos inicia en la abscisa K0+000 en la elevación 130,00 msnm. El inicio de la estructura para la cámara de compuertas se localiza en entre las abscisas k0+225.14 hasta la abscisa 245.14 para una longitud de 20,0 m en la elevación 125.48 msnm.

La estructura de entrada del túnel de la descarga de usos es un portal en concreto reforzado de 9,0 m de longitud. La entrada está determinada por la sección hidráulica de control. La secciones típicas del túnel son en forma de herradura que pasa de una sección de 3.2 m a 5.3 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 con unas dimensiones generales de la reja con una altura de 6.20 m en forma semicircular.

5.4.1.2. 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 5.1 muestra el cálculo del análisis de estabilidad, a continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis realizado:

Tabla 11. 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)	2.94	1.30	15.71	1.50	100%	100%	142.87	700
II	(EXTREMA)	2.35	1.10	37.84	1.10	100%	Dentro de la base	196.35	700

Fuente: Elaboración propia

5.4.1.3. Diseño estructural

El Anexo 5.2 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.

5.4.2. Caverna de Válvulas

5.4.2.1. Descripción de la estructura

El sistema de control del canal de usos está compuesto por una cámara de válvulas localizada entre las abscisas K0+220 a K0+252 del túnel de descarga de usos.

La cámara es excavada conformando una bóveda completamente rodeada por el terreno, su altura total es de 19.50 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 2.50 m de diámetro el cual es controlado mediante válvulas.

5.4.2.2. 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.

5.4.2.3. 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 17, 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 111.8 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 #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 6.1.

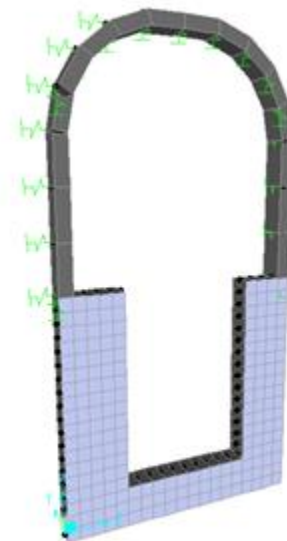


Figura 17. Cámara de Válvulas - Descarga de Usos
Fuente: Elaboración propia - SAP2000

5.5. TÚNEL DE DESVÍO

5.5.1. Estructura de entrada

5.5.1.1. Descripción de la estructura

La estructura de entrada del túnel de desviación es un portal de concreto reforzado cimentado en roca en la elevación 108.15 msnm. La entrada es abocinada en las paredes y el techo; la estructura tiene paredes de 2,0 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 3.85 m. Cada conducto de las compuertas posee doble ranura, una para tabloncillos 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 tabloncillos de cierre temporal que permitan la colocación futura de dos compuertas en cada vano y la consiguiente construcción del tapón de cierre del túnel.

5.5.1.2. Análisis de estabilidad

5.5.1.2.1. 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.

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

Tabla 12. 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)	$\sigma_{max adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	2,01	1.30	7.6	1.50	100%	100%	72	700
II	(EXTREMA)	1.73	1.10	1.93	1.10	54%	Dentro de la base	207	700

Fuente: Elaboración propia

5.5.1.3. Diseño estructural

El Anexo 7.2 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.

5.5.2. Estructura de salida

5.5.2.1. Descripción de la estructura

La estructura de salida consiste en una estructura de hormigón reforzado localizada en la abscisa K0+445.33 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 6.40 m y 9.52 m. Así mismo, la estructura cuenta con una longitud de 19.70 m y alturas variables entre 6.79 m y 10,05 m.

5.5.2.2. 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 8.1 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 13. Resumen estabilidad estructura de salida - Túnel de desvío

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{max adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	1.6	1.30	N/A	1.50	100%	100%	66,05	3340
II	(EXTREMA)	1.6	1.10	2.20	1.10	100%	Dentro de la base	94.20	3340

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.

5.5.2.3. Diseño estructural

El Anexo 8.2 presenta el diseño estructural a nivel de diseños conceptuales del portal de salida del túnel de desvío, presentando el modelo 3D tipo frame 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.

5.5.3. Caseta de Operación

5.5.3.1. 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.

5.5.3.2. Análisis de estabilidad

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

5.5.3.3. Diseño estructural

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

5.5.4. Tapón túnel de desvío

5.5.4.1. 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 6.95 m, un radio en la zona superior de 4,00 m y una longitud total de 15,0 m. La estructura inicia en la abscisa K0+215.92 a una elevación de 107.25 msnm.

5.5.4.2. Análisis de estabilidad

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

5.5.4.3. 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.

5.6. CAPTACIÓN Y SISTEMA DE BOMBEO

Agua abajo del sitio de presa y a lo largo del río La Villa 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: dos estaciones para uso combinado; una estación de uso riego y una estación de uso de abastecimiento.

Los diferentes sistemas de captación y bombeo se han tipificado en su composición de obras y para efectos del presente 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 Gato 3.

Cada sistema lo conforman las siguientes estructuras:

5.6.1. Dique - Vertedero

5.6.1.1. Descripción de la estructura

El vertedero es una estructura que se estima de 21.86 m de longitud total. La estructura de condición más crítica, cuenta con 38 m de ancho hidráulico. La Figura 16 muestra la Localización general del vertedero y un corte transversal.

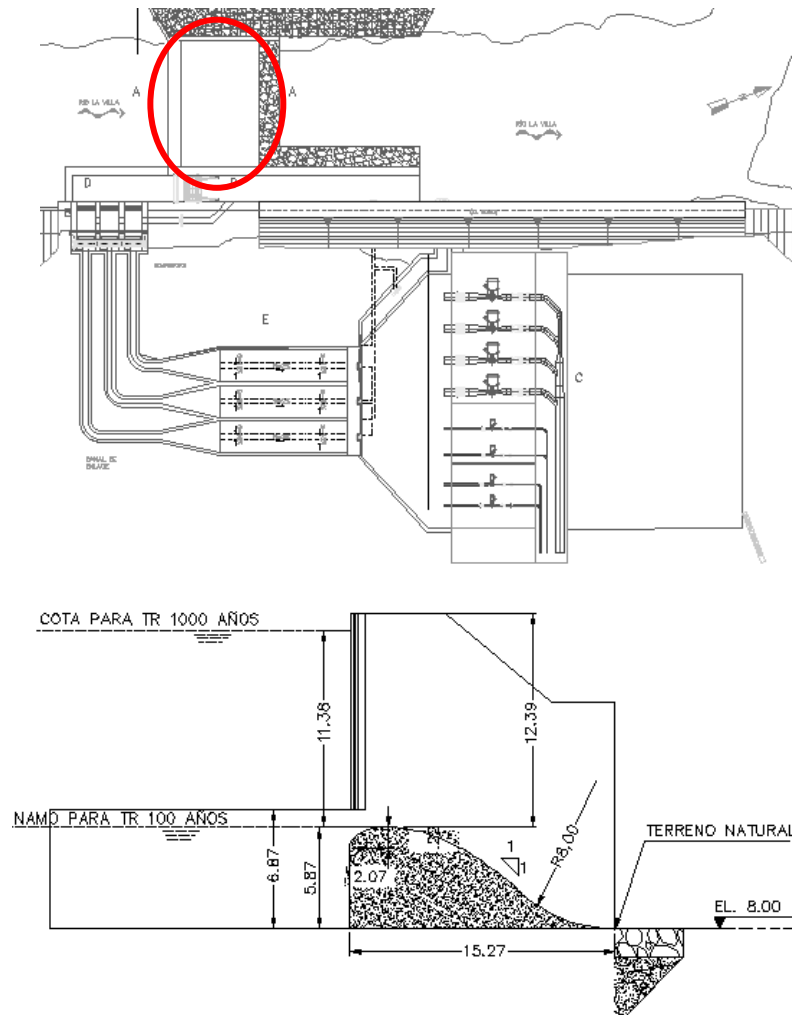


Figura 18. Localización en planta y Corte Transversal Vertedero El Gato
Fuente: Elaboración propia

5.6.1.2. 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 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 14. 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)	10.36	1.50	2.80	1.30	100	100%	113
II	(INUSUAL)	4,05	1.30	1.25	1.20	75	75%	20
III	(EXTREMA)	5.38	1.10	2.60	1.10	RDB	RDB	153

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 9.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado para la estructura.

5.6.1.3. 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

5.6.2. Canal de limpia

5.6.2.1. Descripción de la estructura

Es una estructura de hormigón reforzado en canal rectangular de aproximadamente 21.86 m de longitud y 5,00 m de ancho hidráulico del canal. Los muros del canal, se estiman de 1.50 m de espesor. La Figura 17 muestra la localización general del canal de limpia y un corte transversal.

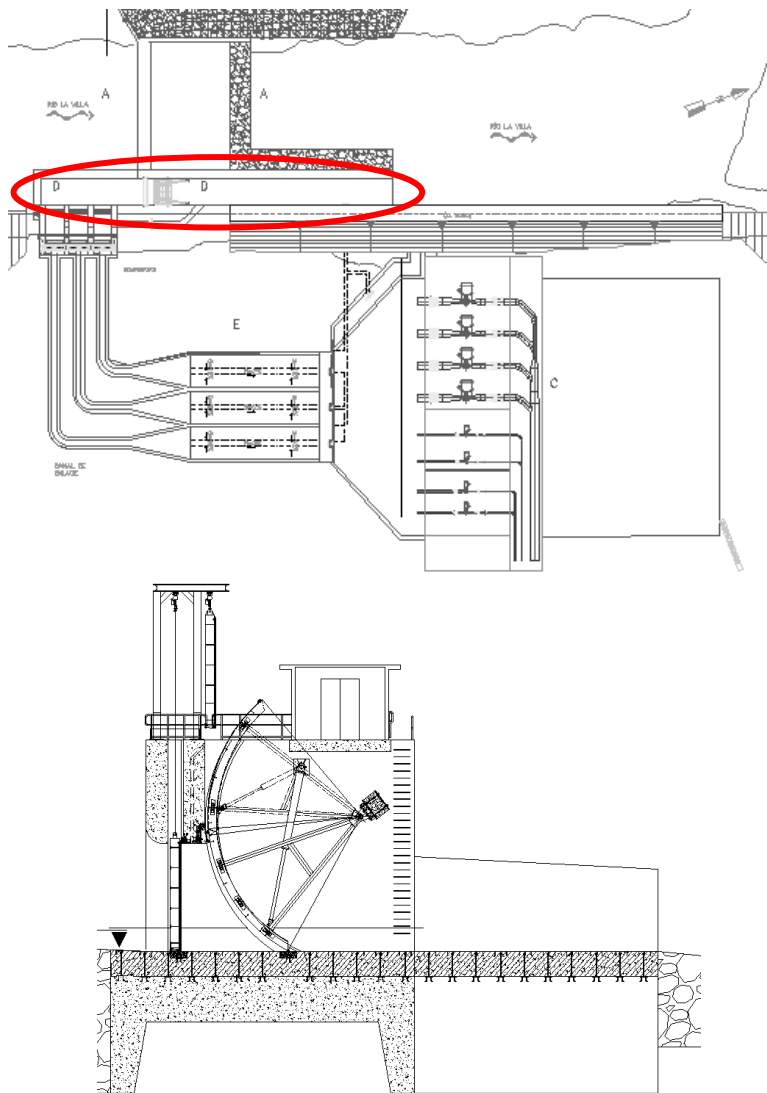


Figura 19. Localización en planta y Corte Longitudinal Canal de Limpia El Gato
Fuente: Elaboración propia

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

5.6.2.2. Análisis de estabilidad

- **Caso I: Usual de construcción:** Estructura completamente terminada y la subpresión 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 subpresión por los niveles freáticos. Se consideran niveles usuales de agua dentro de la estructura.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado:

Tabla 15. Resumen estabilidad canal de limpia - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	2.06	1.30
II	(USUAL)	2.85	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 determinó 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 10.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación.

5.6.2.3. 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..

5.6.3. Bocatoma

5.6.3.1. Descripción de la estructura

La estructura de toma, es una estructura de hormigón reforzado con tres vanos de 4.80 m de ancho y altura de rejilla de 3.11 m. La longitud de la estructura es aproximadamente 18.37 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.

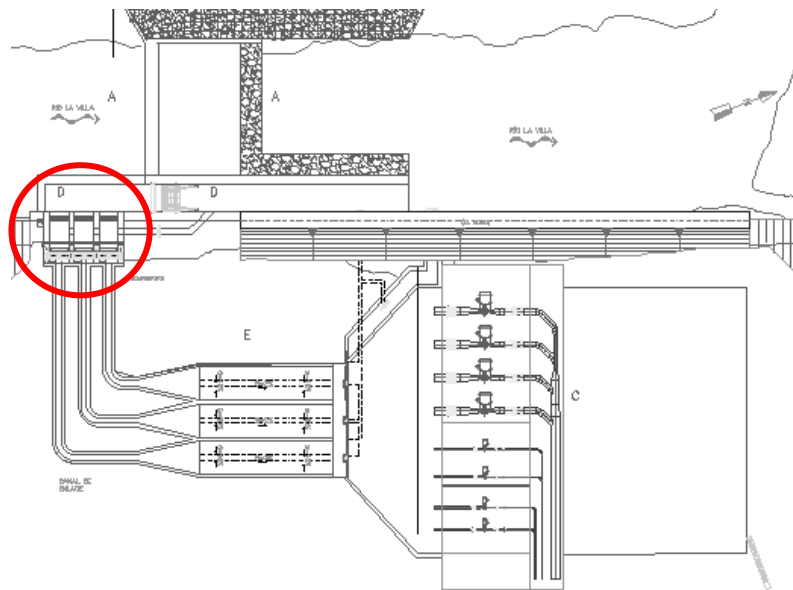


Figura 20. Localización Bocatoma
 Fuente: Elaboración propia

5.6.3.2. 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 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 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 subpresión.
- **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 subpresión.

El Anexo 11.1 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 16. Resumen estabilidad - Bocatoma

Caso No.	Tipo	Flotación		Deslizamiento		Volcamiento			
		FSF obt	FSF adm	Pico		%BC	%BC adm	σ_{max} (kPa)	$\sigma_{min adm}$ (kPa)
				FSD obt	FSD adm				
I	(USUAL)	4,07	1.30	2.68	1.5	100	100%	625	3340
II	(EXTREMO)	5.25	1.10	3.25	1.1	100	RDB	672	3340

Fuente: Elaboración propia

5.6.3.3. 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/m^3 y en la zona de la cimentación de 60 kg/m^3 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.

5.6.4. Conducción

5.6.4.1. 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 1.30 m a 12.65 m en la zona de conexión al desarenador. La Figura 19 muestra la localización general del canal de conducción y un corte transversal.

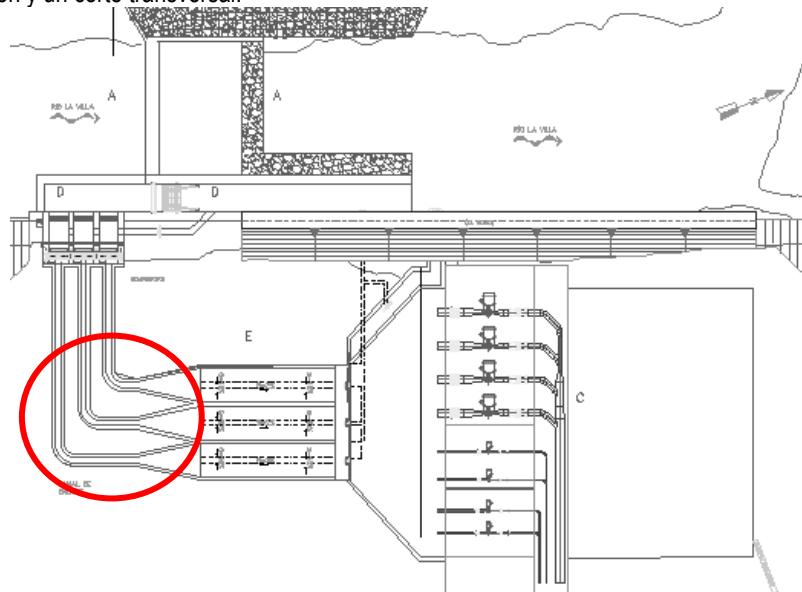


Figura 21. Localización en planta Conducción El Gato
Fuente: Elaboración propia

5.6.4.2. 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 12.1, 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 17. Resumen estabilidad conducción - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	1.97	1.30
II	(USUAL)	2.55	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 12.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación.

5.6.4.3. 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.

5.6.5. Desarenador

5.6.5.1. Descripción de la estructura

El desarenador se conforma por 3 canales a flujo libre de altura total de 4.28 m en promedio, ancho interno de 12.65 m y espesores de muro de 0.40 m y losa de 0.40 m. La Figura 20 muestra la localización en planta y desarenador.

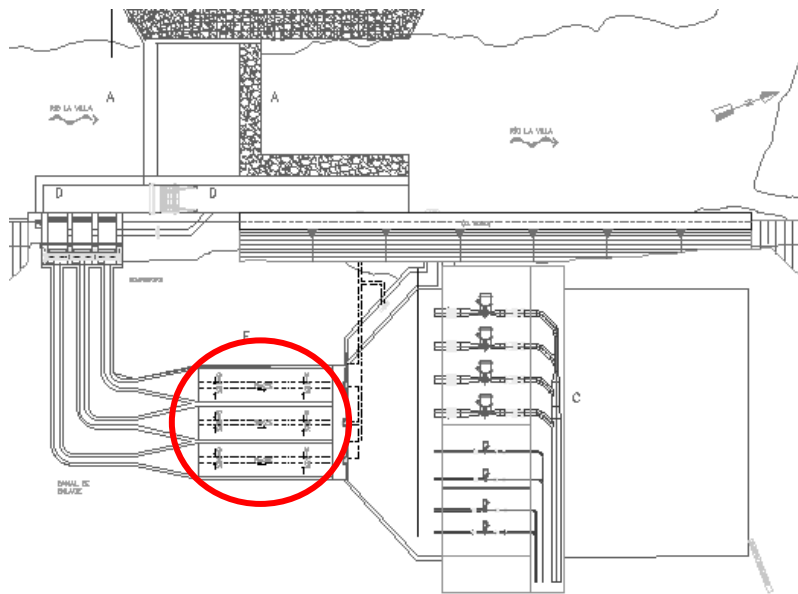


Figura 22. Localización en planta y Desarenador El Gato
 Fuente: Elaboración propia

5.6.5.2. 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 18. Resumen estabilidad desarenador - Sistema de bombeo

Caso No.	Tipo	Flotación	
		FSF obt	FSF adm
I	(USUAL)	1.88	1.30
II	(USUAL)	3.55	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 13.1 muestra el detalle del análisis de estabilidad realizado por Flotación.

5.6.5.3. 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.

5.6.6. Tanque de Succión o Carga

5.6.6.1. Descripción

El tanque de succión almacena el agua que sale del desarenador para permitir la succión de las bombas de impulsión. La Figura 21 muestra la localización del tanque.

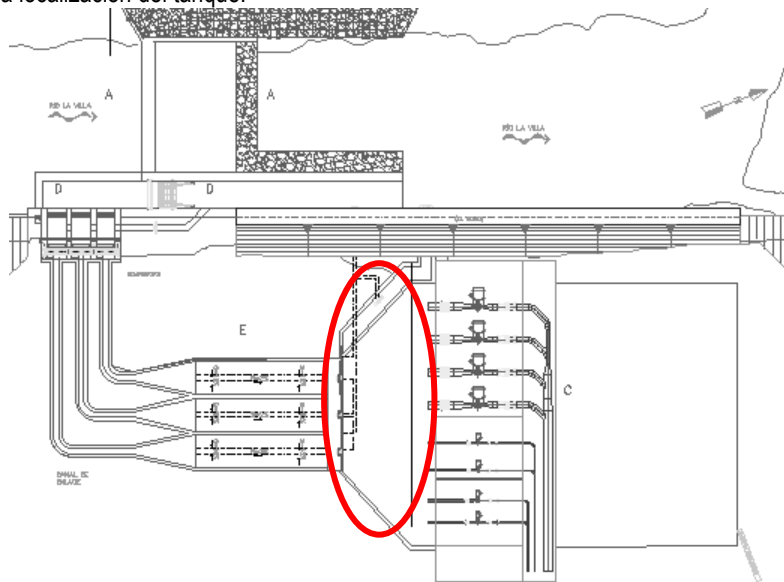


Figura 23. Localización tanque de carga.

5.6.6.2. 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 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, subpresión y pesos de agua interna.

En el Anexo 14.1 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 19.

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

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	FACTOR REQUERIDO	FACTOR OBTENIDO
I	1.3	1.33

Fuente: Elaboración propia

5.6.6.3. 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.

5.6.7. Casa de Bombeo

5.6.7.1. Descripción

Las casas de bombeo para la cuenca La Villa - El Gato 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 (Gato 3), 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 fundacion 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 242 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.

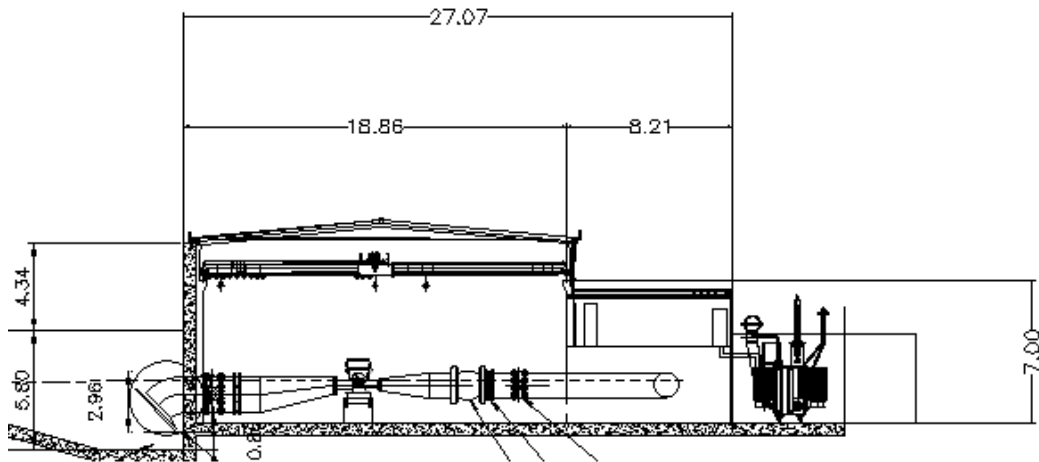


Figura 24. Corte Transversal Casa de bombas El Gato
 Fuente: Elaboración propia

5.6.7.2. 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.

5.6.7.2.1. Predimensionamiento edificio Casa de Bombas.

El análisis consiste en una estructura de 8.8 m de altura por 18.86 m de ancho y 80.46 m de profundidad, columnas separadas cada 8.94 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 200 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	49673	8.80	364439.12	0.511	6393.17	6393.17
Elevación 2	44050	6,00	227525.52	0.319	3991.36	10384.53
Elevación 1	44050	3,00	120551.36	0.169	2114.77	12499.30
			712516,01	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 253 muestra el modelo 3D, la Figura 264 y la Figura 275 muestran la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

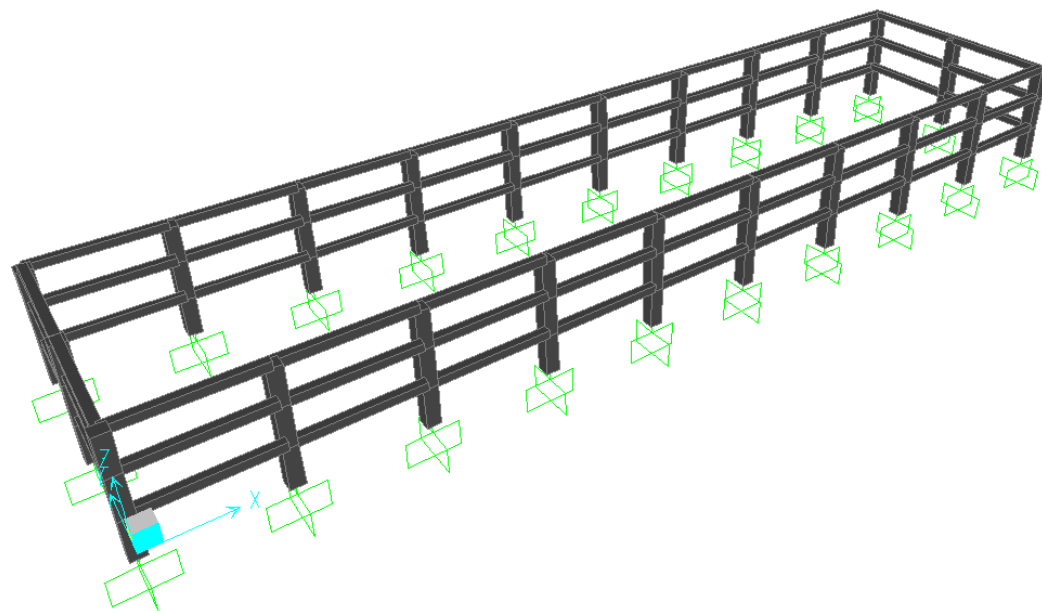


Figura 25. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas
Fuente: Elaboración propia

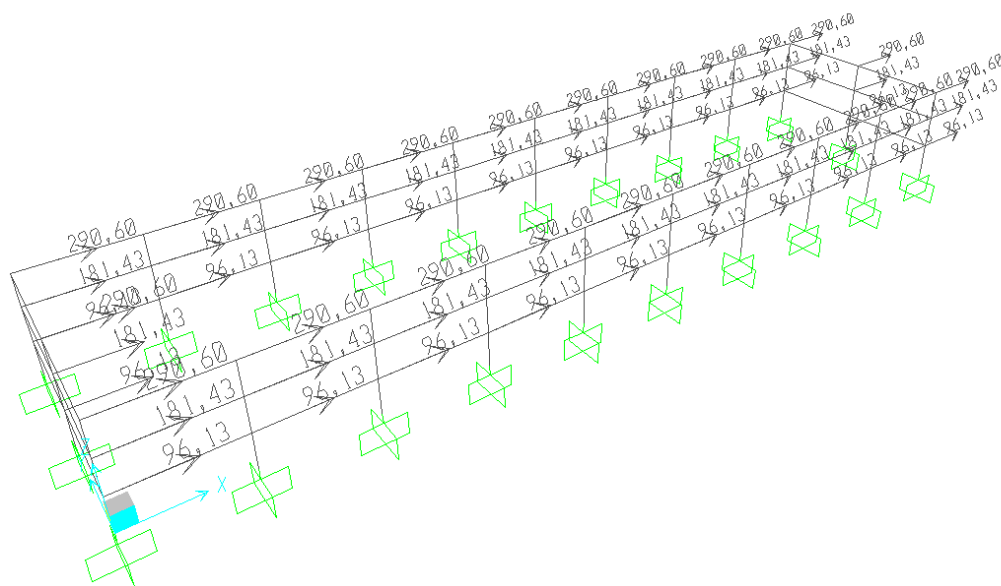


Figura 26. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
Fuente: Elaboración propia

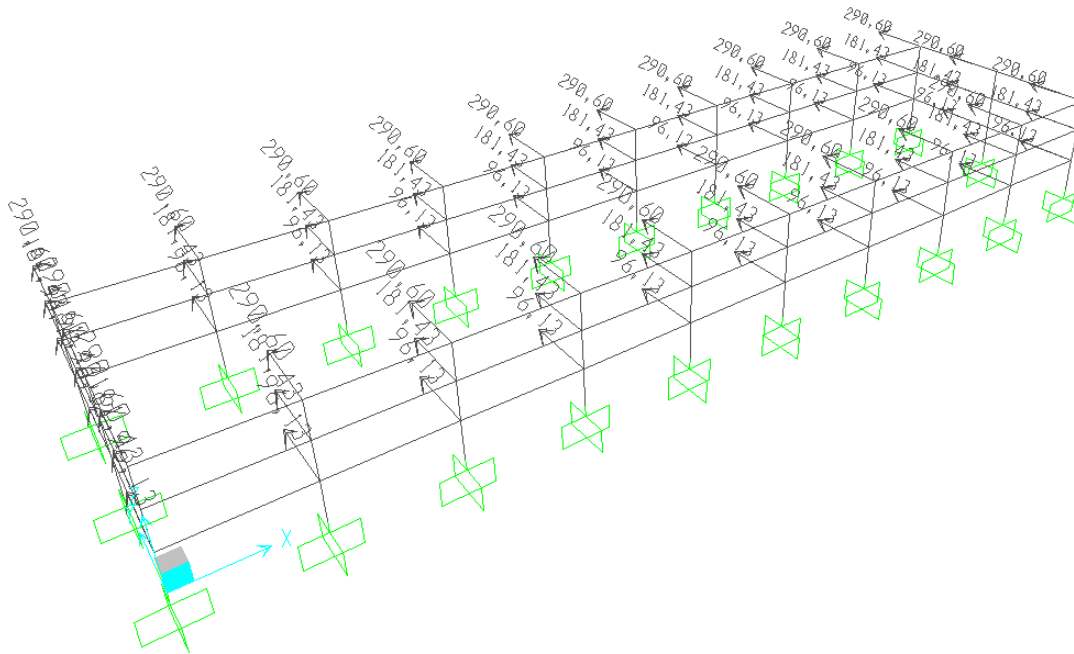


Figura 27. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
 Fuente: Elaboración propia

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 211.

Tabla 21. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	35
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	52
Desplazamiento máximo permitido	88

Fuente: Elaboración propia

5.6.7.2.2. Predimensionamiento edificio de oficinas.

El análisis consiste en una estructura de 7 m de altura por 18.86 m de ancho y 80.46 m de profundidad, columnas separadas cada 8.94 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 222 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 22. Distribución de fuerza horizontal en altura

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	($_$)	(kN)	(kN)
Cubierta	50798	7,00	284514.50	0.725	5421.63	5421.63

Elevación 1	31641	4,00	107975.78	0.275	2057.56	7479.19
			392490.28	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 286 muestra el modelo 3D, la Figura 297 y la Figura 308 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

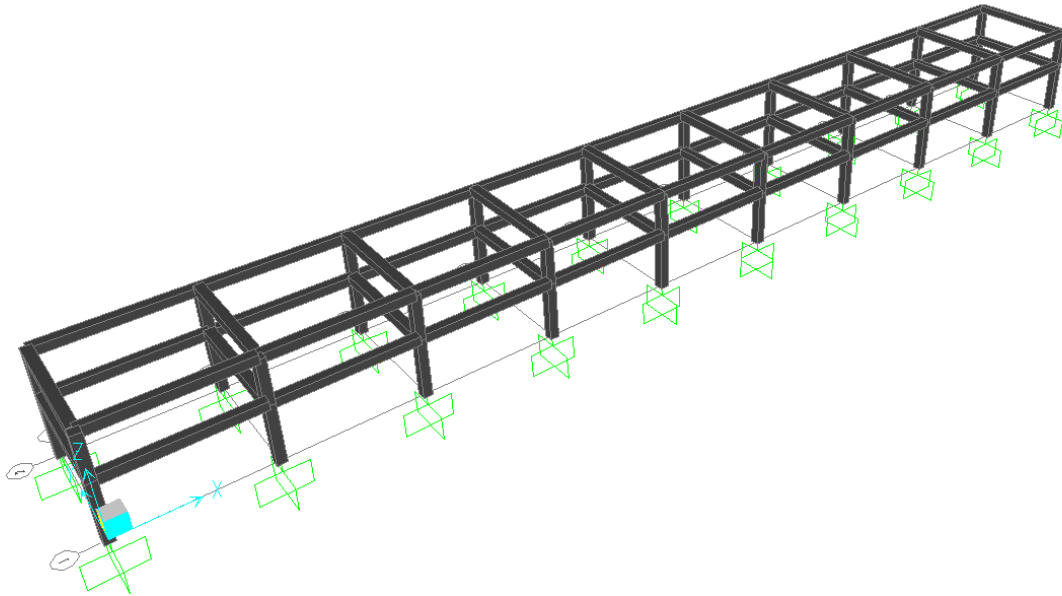


Figura 28. Modelo 3D SAP - Casa de Bombas
Fuente: Elaboración propia

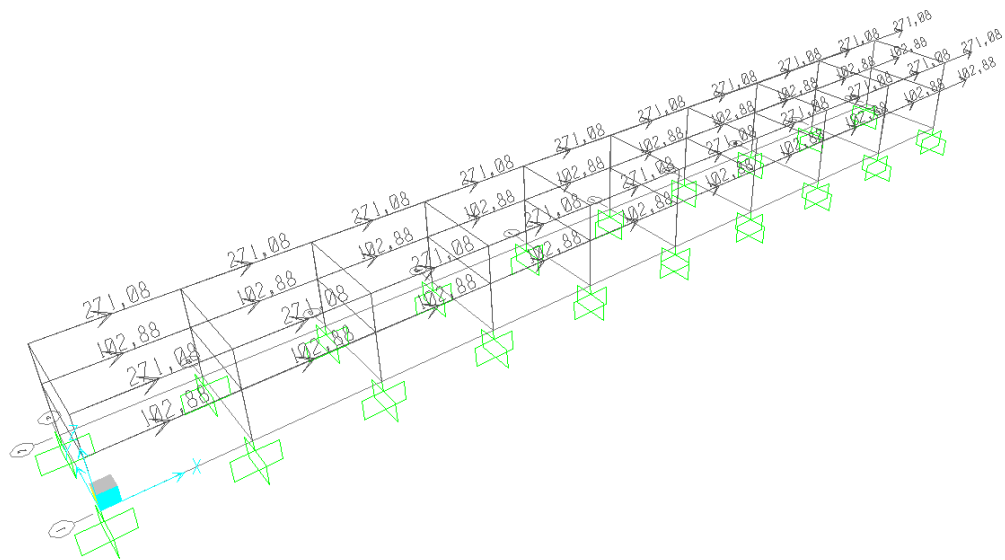


Figura 29. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección X - [kN]
 Fuente: Elaboración propia

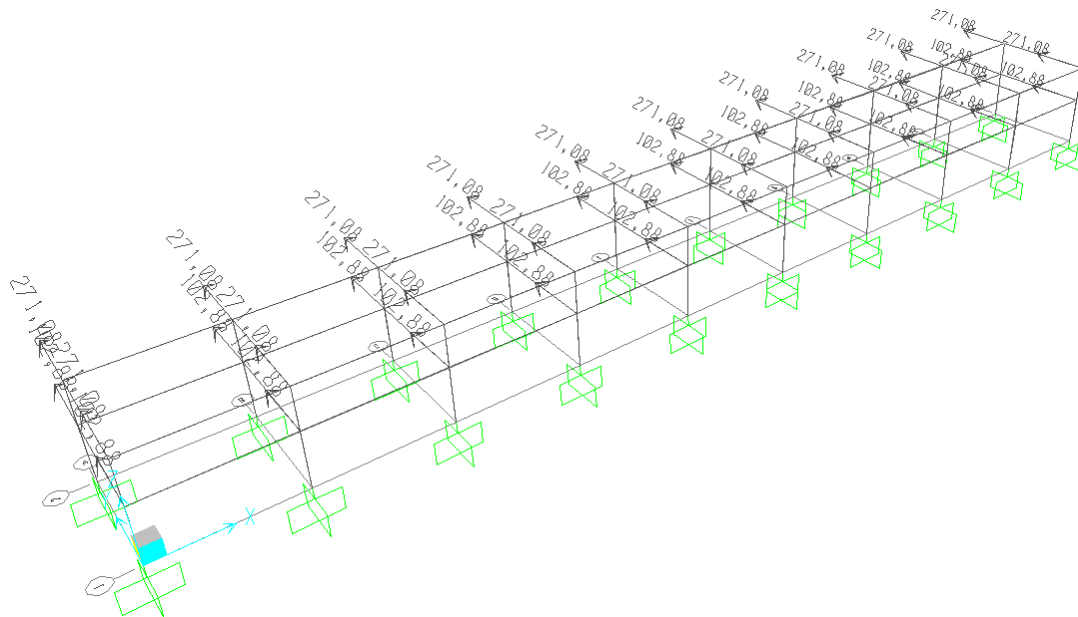


Figura 30. Aplicación de Fuerza Sísmica en Dirección Y - [kN]
 Fuente: Elaboración propia

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 233.

Tabla 23. Desplazamientos Casa de Bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	26
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	33
Desplazamiento máximo permitido	70

Fuente: Elaboración propia

5.6.8. Tanques de Almacenamiento

5.6.8.1. Descripción

En la cuenca de La Villa - El Gato se localizan 5 tanques de almacenamiento. Los tanques reciben el bombeo proveniente de la captación mediante tuberías a presión en acero de 0.3 m, 0.4 m, 0.6 m 0.8 m, 1.4 m y 1.9 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 3,0 m y posteriormente hacia la estructura escalonada de disipación. Las dimensiones principales de los tanques se muestra en la Tabla 24.

Tabla 24. Tanques de Almacenamiento

TANQUE	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
Gato 1	23	23	4.6
Gato 1A	7	5	2
Gato 2	20	23	4.8
Gato 2A	12	10	2.5
Gato 3	33	33	4.5

Fuente: Elaboración propia

5.6.8.2. 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 15.1 se presentan los parámetros utilizados para realizar el análisis de estabilidad. Un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se presenta a continuación:

Tabla 25. Resumen estabilidad - Tanque de Almacenamiento

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	FACTOR REQUERIDO	FACTOR OBTENIDO
I	1.3	1.73

Fuente: Elaboración propia

5.6.8.3. 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/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.

6. REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers (2010). *Minimum Desing 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 Desing (EM-1110-2-2200)*. Washington..

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

7. ANEXOS