

**GUÍA DE PREDIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS
RADIALES DE SUPERFICIE**



ZARDINI, MARCO AICON

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

Presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional
del Comahue como requisito para la obtención del grado de
INGENIERO MECÁNICO

Neuquén – Argentina

Año 2024

GUÍA DE PREDIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE

ZARDINI, MARCO AICON

Director: Ing. Mecánico **CAMPOS, DAMIÁN F.**

Codirector: Ing. Mecánico **GROSSO, ABEL H.**

Presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Comahue como
requisito para la obtención del grado de

INGENIERO MECÁNICO

Neuquén – Argentina

Año 2024

GUÍA DE PREDIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE

ZARDINI, MARCO AICON

Aprobado en fecha 11 de marzo de 2024.

Tribunal evaluador:

- Ing. GARRIDO, Rocío
- Ing. LOSANO, Fernando
- Ing. MARCHEGIANI, Ariel

Agradecimientos

A mi grupo de amigos de la facultad “Apasionados”, a mis padres, a mi director y codirector, Damián y Abel, a los profesores que, con vocación, dejan huellas, a mi compañera, Juli y a quienes me apoyaron con la carrera y con este trabajo, muchas gracias.

GUÍA DE PREDIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE

Autor: ZARDINI, Marco Aicon

Director: CAMPOS, Damián F.

Co-Director: GROSSO, Abel H.

Resumen

La aplicación de técnicas modernas de determinación del estado tensional y las consecuentes deformaciones por elementos finitos ha venido a simplificar la verificación y validación estructural de compuertas radiales de superficie, así como su adecuación correctiva. No obstante, su predimensionamiento mediante técnicas de cálculo sencillas de estructuras, aplicables a tipos constructivos simples, continúa resultando de interés durante su primera fase de diseño.

Su aplicación como recurso expeditivo para plantear y evaluar técnica y económicamente alternativas de configuración para cada proyecto, contemplando diferentes características, dimensiones y cantidad de vanos para alcanzar el caudal a erogar, es necesaria y conveniente para ampliar el escenario de búsqueda de soluciones en un corto plazo y empleando insumos de ingeniería de bajo costo computacional.

En virtud de esto, se ha elaborado este trabajo para sistematizar el predimensionamiento estructural de compuertas radiales de vertederos de superficie controlados, en donde dichas compuertas encuentran su mayor aplicación, en función de los escenarios de carga solicitantes, mediante la aplicación de técnicas sencillas que faciliten la obtención rápida de resultados ante la variación de las condiciones operativas y la modificación iterativa de sus características y dimensiones.

Palabras clave: *Estructura hidráulica, Compuerta radial, Diseño, Predimensionamiento.*

PRE-SIZING GUIDE FOR RADIAL SURFACE GATES

Author: ZARDINI, Marco Aicon

Advisor: CAMPOS, Damián F.

Co-Advisor: GROSSO, Abel H.

Summary:

The application of modern techniques for determining the stress state and the consequent deformations by finite elements has simplified the structural verification and validation of surface radial gates, as well as their corrective adaptation. However, its pre-sizing using simple structural calculation techniques, applicable to simple construction types, continues to be of interest during the first phase of their design.

Its application as an expeditious resource to propose and evaluate technically and economically configuration alternatives for each project, considering different characteristics, dimensions and number of openings to achieve the flow to be delivered, is necessary and convenient to expand the solution search scenario in a short time, and using low computational cost engineering inputs.

This is why this work has been carried out to systematize the structural pre-sizing of radial gates of controlled surface landfills, where these gates find their greatest application, depending on the requesting load scenarios, through the application of simple techniques that facilitate the rapid obtaining of results in the face of variations in operating conditions and the iterative modification of their characteristics and dimensions.

Keywords: *Hydraulic structure, Radial gate, Design, Pre-sizing.*

CONTENIDO

1.	Introducción	1
2.	Objetivo general	3
3.	Marco teórico	4
3.1	Breve reseña histórica.....	4
3.2	Descripción de las compuertas radiales.....	7
3.2.1	Componentes principales	8
3.2.2	Función principal	14
4.	Metodología	15
5.	Marco normativo	18
5.1	Aspectos Generales	18
5.2	DIN 19.704 Versión 1976	19
5.2.1	Introducción	19
5.2.2	Hipótesis de carga.....	19
5.2.3	Escenarios de combinación de cargas.....	21
5.2.4	Materiales y tensiones admisibles.....	22
5.2.5	Procedimiento de cálculo.....	23
5.2.6	Otros aspectos estructurales considerados.....	24
5.3	DIN 19.704 Versiones 1998 y 2014	24
5.3.1	Introducción	24
5.3.2	Hipótesis y escenarios de carga	25
5.3.3	Procedimiento de cálculo.....	26
5.4	Manual de Ingeniería USACE 1110-2-2702 (2000)	26
5.5	Resumen de las filosofías de diseño ASD y LRFD.....	28
5.6	Resultado de las diferencias de criterios	30
5.7	Ejemplo comparativo.....	30

5.8	Criterio normativo adoptado.....	33
6.	Recopilación de antecedentes.....	35
6.1	Introducción.....	35
6.2	Fuentes de información	35
6.3	Base de datos	36
6.4	Fichas técnicas.....	39
6.5	Aspectos relevantes	39
7.	Requerimientos del proyecto a predimensionar	41
7.1	Introducción.....	41
7.2	Entorno del emplazamiento.....	41
7.3	Proyecto de referencia	43
7.4	Materiales empleados	45
8.	Geometría de detalle adoptada	47
8.1	Introducción.....	47
8.2	Dimensiones del modelo adoptado.....	47
9.	Cargas externas	49
9.1	Tipos de carga.....	49
9.1.1	Carga por peso propio de la estructura de la compuerta.....	49
9.1.2	Carga hidrostática debida al nivel de agua	50
9.1.3	Carga debida a dilataciones térmicas.....	52
9.1.4	Carga debida a sedimentos	54
9.1.5	Carga hidrodinámica debida al oleaje.....	55
9.1.6	Carga dinámica debida al viento.....	55
9.1.7	Carga debida a la fricción de los sellos.....	56
9.1.8	Carga debida a la fricción de los bujes	59
9.1.9	Carga debida a los medios de accionamiento	60

9.1.10	Carga debida a impactos	61
9.1.11	Carga debida a sismos.....	62
9.2	Método simplificado.....	63
10.	Combinación de cargas	67
10.1	Escenarios de combinaciones de cargas	67
10.2	Resultantes y reacciones de vínculo	68
10.3	Planillas de cálculo de cargas, resultantes y reacciones de vínculo	69
10.4	Selección del escenario dimensionante	73
11.	Solicitaciones internas y dimensiones preliminares	74
11.1	Cargas externas equivalentes.....	74
11.2	Modelo analítico 2D.....	76
11.2.1	Escudo y vigas verticales	77
11.2.2	Vigas horizontales y brazos	91
11.2.3	Gorrones.....	105
11.3	Características geométricas de las secciones.....	111
11.3.1	Vigas verticales.....	111
11.3.2	Vigas horizontales.....	112
11.3.3	Brazos	113
11.3.4	Eje del gorrón.....	114
12.	Análisis de resultados.....	116
13.	Conclusiones	118
14.	Referencias bibliográficas	120

ANEXOS

- Anexo I: Fuentes de información utilizada en la recopilación de antecedentes.
- Anexo II: Base de datos de la información recopilada sobre compuertas radiales de la Argentina.
- Anexo III: Ficha técnica de compuerta radial del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila.
- Anexo IV: Resultados comparativos del método simplificado (“VeriMetodo”).
- Anexo V: Planilla de cálculo A. Entorno, incluyendo los datos del caso de estudio.
- Anexo VI: Planilla de cálculo B. Referencia, incluyendo los datos del caso de estudio.
- Anexo VII: Planilla de cálculo C. Materiales.
- Anexo VIII: Planilla de cálculo D. Dimensiones, incluyendo las dimensiones del caso de estudio.
- Anexo IX: Planilla de cálculo E. CargasExt, incluyendo los cálculos de cargas externas del caso de estudio.
- Anexo X: Planilla de cálculo F. Escudo, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones del escudo del caso de estudio.
- Anexo XI: Planilla de cálculo G. VVerticales, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de las vigas verticales del caso de estudio.
- Anexo XII: Planilla de cálculo G. VHorizontales, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de las vigas horizontales del caso de estudio.
- Anexo XIII: Planilla de cálculo I. Brazos, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de los brazos del caso de estudio.
- Anexo XIV: Planilla de cálculo J. Gorriones, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de los gorriones del caso de estudio.
- Anexo XV: Funciones de singularidad.

FIGURAS

Figura 3.1: Compuerta de segmento inversa correspondiente a la presa Rosetta, Egipto, 1860 (Erbisti, 2004).....	5
Figura 3.2: Compuerta de segmento de vertedero del Complejo Hidroeléctrico Escaba ubicado en Tucumán.....	5
Figura 3.3: Compuerta radial de vertedero del Complejo Hidroeléctrico Los Reyunos correspondiente al Sistema Diamante, ubicado en la provincia de Mendoza.....	6
Figura 3.4: Compuertas radiales del vertedero del Compensador del Aprovechamiento Hidroeléctrico El Chocón, ubicado en Arroyito, provincia de Neuquén.....	6
Figura 3.5: Vista lateral de compuerta de segmento (izquierda) y de sector (derecha) (Novak, et al., 2004).....	8
Figura 3.6: Recorte de plano de compuerta de segmento emplazada en el vertedero del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila.....	9
Figura 3.7: Esquema de gorrón de una compuerta y viga de gorriones (U.S.A.C.E., 2000)...	10
Figura 3.8: Anclaje estructural (Erbisti, 2004).....	12
Figura 3.9: Anclaje pretensado (Erbisti, 2004).....	13
Figura 3.10: Compuerta de segmento del vertedero del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila.....	14
Figura 4.1: Diagrama de flujo de la metodología general propuesta para el desarrollo del PIP.	17
Figura 9.1: Peso de la estructura de retención.....	50
Figura 9.2: Presión hidrostática sobre el escudo y cargas hidrostáticas W_h y W_v	52
Figura 9.3: Presión debida a altura y_3 de sedimentos.....	55
Figura 9.4: Carga de fricción y arreglo estándar de sello lateral (U.S.A.C.E., 2000).....	58
Figura 9.5: Vista transversal ilustrativa de un sello lateral tipo J o nota musical, sometido a la fuerza de precarga.....	58
Figura 9.6: Gráfica del error relativo porcentual entre la resultante hidrostática calculada con el método simplificado y la resultante hidrostática real.....	65
Figura 11.1: Resultantes de cargas uniformes y linealmente distribuidas.....	75
Figura 11.2: Condición real y del modelo del conjunto escudo-vigas verticales (U.S.A.C.E., 2000).....	77
Figura 11.3: Vista frontal del escudo, mostrando la disposición de vigas verticales.....	79
Figura 11.4: Convención de signos adoptada observando a la sección de un elemento diferencial desde la izquierda y desde la derecha.....	80

Figura 11.5: Diagrama de reacciones y esfuerzos internos de una viga vertical típica.....	81
Figura 11.6: Tensiones normales en la sección transversal de una viga vertical.	85
Figura 11.7: Sección transversal de viga doble T asimétrica en “z” y tensiones de corte en el alma y alas.	86
Figura 11.8: Esquemas de apoyos adoptados para los sectores de la placa del escudo.	90
Figura 11.9: Diagrama de fuerzas exteriores y reacciones de la estructura tipo pórtico conformada por dos brazos (superiores o inferiores) y una viga horizontal (superior o inferior). Se presenta un detalle de las condiciones de vínculo del caso 1.	92
Figura 11.10: Diagrama de esfuerzos de corte y momentos flectores de la viga horizontal (LR).	94
Figura 11.11: Diagramas de esfuerzos de normal, cortantes y momento flector en un brazo del pórtico (G1A).	95
Figura 11.12: Tensiones normales de sección transversal de viga doble T.....	100
Figura 11.13: Sección transversal de viga doble T y tensiones de corte en el alma y alas. .	100
Figura 11.14: Curvas σ_{max}/σ_Y y σ_{perm}/σ_Y en función de la relación de esbeltez para el diseño de columnas de acero estructural (Gere & Goodno, 2009).....	104
Figura 11.15: Corte del conjunto del gorrón y diagrama de cuerpo libre del eje.....	107
Figura 11.16: Diagrama de cuerpo libre, esfuerzos de corte y momento flector del eje del gorrón.	108
Figura 11.17: Tensiones normales en la sección transversal del eje.	109
Figura 11.18: Tensiones de corte en el eje.	110
Figura 11.19: Sección transversal de una viga vertical.	111
Figura 11.20: Sección transversal de una viga horizontal.	113
Figura 11.21: Sección transversal de un brazo.	114
Figura 11.22: Sección transversal de un brazo.	115

TABLAS

Tabla 5-1: Tensiones admisibles de tracción y flexo-tracción del acero St37.	22
Tabla 5-2: Características mecánicas del acero St37.	23
Tabla 5-3: Coeficientes mínimos de seguridad del acero St37.	23
Tabla 5-4: Expresiones de afectación de cargas y resistencias.	27
Tabla 5-5: Expresiones del ejemplo comparativo.	32
Tabla 5-6: Datos del ejemplo comparativo.	32
Tabla 5-7: Resultados del ejemplo comparativo.	33
Tabla 7-1: Planilla A. Entorno.....	43
Tabla 7-2: Planilla B. Rererencia	44
Tabla 7-3: Planilla C. Materiales.....	46
Tabla 8-1: Planilla D. Dimensiones, geometría de detalle de la compuerta.....	48
Tabla 8-2: Planilla D. Dimensiones, características de diseño.....	48
Tabla 9-1: Coeficientes de fricción para estructuras de acero (DIN19704-1 [1998]).....	57
Tabla 9-2: Resumen de cargas resultantes calculadas por integración numérica y el método simplificado.....	65
Tabla 10-1: Escenarios de combinación de cargas.....	67
Tabla 10-2: Planilla E. CargasExt, escenarios normales u ordinarios de carga.	70
Tabla 10-3: Planilla E. CargasExt, escenarios extraordinarios de carga.....	71
Tabla 10-4: Planilla E. CargasExt, escenarios excepcionales de carga.....	72

1. INTRODUCCIÓN

La temática a abordar, guía de predimensionamiento de compuertas radiales de superficie, resulta del mutuo interés del autor y la empresa consultora neuquina TECNORED Ingeniería SRL (en adelante TECNORED o la empresa), en la cual el autor ha realizado una pasantía en el Área Hidro-electromecánica, conforme con la Resolución FI N° 0213 desde el mes de abril de 2021 hasta octubre del 2022, continuando con la atención del tema hasta el presente en dicha empresa, de la cual es colaborador en relación de dependencia al momento de la presentación de este trabajo. Desde 1993, la empresa atiende los requerimientos de empresas privadas y organismos públicos en el ámbito de los grandes proyectos de infraestructura hidroeléctrica de nuestro país y Latinoamérica. El Área Hidro-electromecánica desarrolla, entre otras, tareas de diseño, cálculo, verificación y validación, inspección de fabricación y montaje, puesta en servicio, así como auditorías del estado de conservación y funcional de componentes hidromecánicos que hacen a la retención y erogación de caudales. Estos últimos tienen como objetivo funcional, preservar las condiciones de seguridad estructural y operativa de las obras, su valor económico y la mitigación de riesgos para su entorno socio-ambiental.

En ese ámbito, las compuertas radiales empleadas para el control de la erogación de caudales tanto en vertederos de superficie como en descargadores de fondo de obras hidráulicas de propósitos múltiples constituyen equipos hidromecánicos de principal importancia, en razón de la magnitud de los caudales que son capaces de gestionar eficazmente, a costos razonables devenidos de su simplicidad constructiva y relativamente bajo peso, aspectos que explican su uso muy difundido en todo el mundo.

La aplicación de técnicas modernas de determinación del estado tensional y las consecuentes deformaciones por elementos finitos, ha venido a simplificar la verificación y validación estructural de estos componentes, así como su adecuación correctiva. No obstante, su predimensionamiento mediante técnicas de la resistencia de materiales aplicables a tipos constructivos simples, continúa resultando de interés durante la primera fase de diseño de las compuertas.

Su aplicación como recurso expeditivo para plantear y evaluar técnica y económicamente alternativas de configuración para cada proyecto, contemplando diferentes características, dimensiones y cantidad de vanos para alcanzar el caudal a erogar, es necesaria y conveniente para ampliar el escenario de búsqueda de soluciones en un corto plazo y empleando insumos de ingeniería de bajo costo computacional.

Una vez seleccionada la alternativa a implementar, o las alternativas a continuar estudiando, como resultado de los predimensionamientos efectuados se contará con productos definidos a un nivel tal que permitirán introducir los datos en un software de elementos finitos para la verificación final del diseño y evaluar, de ser requerido, un proceso de optimización de los componentes.

Es por esto que la empresa está interesada en sistematizar el predimensionamiento estructural de compuertas radiales de vertederos controlados de superficie, en donde dichas compuertas encuentran su mayor aplicación, en función de los escenarios de carga solicitantes, mediante la aplicación de técnicas sencillas que faciliten la obtención rápida de resultados ante la variación de las condiciones operativas y la modificación iterativa de sus características y dimensiones.

Los resultados obtenidos con la metodología propuesta en este trabajo, junto con la comparación de los datos aplicables de los antecedentes recopilados de obras similares, constituirán elementos de ingeniería muy valiosos para evaluar los resultados obtenidos con herramientas de cálculo computarizadas más avanzadas.

2. OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de este proyecto consiste en elaborar un procedimiento técnico de predimensionamiento estructural sistemático de compuertas radiales de vertedero controlados mediante planillas de cálculo y utilizando métodos sencillos de cálculo estructural, incluyendo:

- i. Predimensionar, mediante métodos basados en la teoría clásica de resistencia de materiales, la estructura resistente de retención de un tipo de compuerta radial seleccionada previamente, incluyendo los brazos y sus articulaciones, a partir de las condiciones operativas de la obra de retención.
 - ii. Estimar los esfuerzos transferidos a las articulaciones de la compuerta, fijada a las obras civiles.
 - iii. Estimar los esfuerzos resistentes al izaje de este tipo de compuerta preseleccionada.
-

3. MARCO TEÓRICO

3.1 Breve reseña histórica

La construcción de compuertas hidráulicas estuvo íntimamente relacionada con el desarrollo de sistemas de irrigación, suministro de agua y navegación en ríos.

Los chinos fueron los primeros en descubrir (en el año 983) que los barcos podían ingresar a un embalse y levantar o bajar lentamente su nivel para seguir el rumbo en el canal que correspondiese. Esto reemplazó el modo anterior que requería gran esfuerzo, izar y descender manualmente cuesta arriba y abajo por una pendiente.

La forma de interrumpir el flujo en las primeras presas consistía en introducir troncos en surcos verticales de la presa. Más tarde, unieron los troncos formando una barrera integral que podía ser elevada o descendida como una compuerta, ahora conocida como del tipo guillotina.

El desarrollo de compuertas en los Países Bajos siguió un patrón similar al de China. A finales del siglo XIV, las compuertas del tipo guillotina eran muy comunes en esta región, las cuales estaban provistas de contrapesos de plomo y de desagües que permitían vaciar gradualmente las cámaras de estas.

Tras la necesidad de construir compuertas cada vez de mayor tamaño, alrededor del 1830 aparecieron las primeras compuertas metálicas, lo que dio lugar a las compuertas radiales o también llamadas, de segmento.

Aunque la invención de la compuerta radial se acredita a Leonardo Da Vinci (1452-1519) en el año 1490, la aplicación más antigua conocida de una compuerta radial data del año 1853 en el río Sena de Paris, donde se habían instalado cuatro compuertas de 8,75 m de ancho y 1 m de alto. Estas fueron diseñadas por un ingeniero francés de apellido Poirée. Unos años más tarde, cerca de 1860 se construyeron 132 compuertas de segmento de 6 m de ancho por 5,1 m de alto por el ingeniero de la misma procedencia, Mougel Bey, para las presas Rosseta (ver Figura 3.1) y Damietta, ubicadas en el delta del río Nilo.

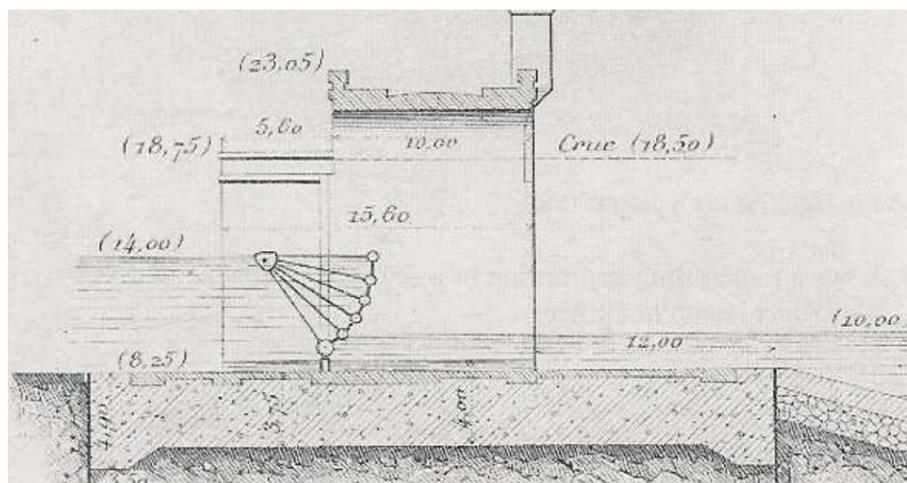


Figura 3.1: Compuerta de segmento inversa correspondiente a la presa Rosetta, Egipto, 1860 (Erbisti, 2004).

Por otro lado, en Estados Unidos, alrededor del 1870, ocurrieron invenciones paralelas en lo que respecta a las compuertas de segmento. Jeremiah B. Tainter adquirió la idea de la compuerta de segmento a Rehbock, Hilgard y Powell, el cual la patentó a su nombre en Estados Unidos. La compuerta estaba construida con madera, compuesta por tres brazos radiales y era accionada por cadenas instaladas aguas arriba del escudo.

En la Argentina, las primeras compuertas radiales datan del año 1937 (ver Figura 3.2), fabricadas y montadas por la sucursal argentina de la empresa francesa Neyrpic, especialista internacional de primer nivel en equipamiento hidromecánico, las que se encuentran instaladas y en funcionamiento en el Complejo Hidroeléctrico Escaba, emplazado en la provincia de Tucumán.



Figura 3.2: Compuerta de segmento de vertedero del Complejo Hidroeléctrico Escaba ubicado en Tucumán.

En la Figura 3.3 y Figura 3.4 se muestran imágenes de otras compuertas radiales de vertederos ubicados en Mendoza y Neuquén, respectivamente.



Figura 3.3: Compuerta radial de vertedero del Complejo Hidroeléctrico Los Reyunos correspondiente al Sistema Diamante, ubicado en la provincia de Mendoza.

Este tipo de compuertas constituyen equipos hidromecánicos de gran importancia debido a la magnitud de caudales que son capaces de manejar eficazmente, a costos y potencias razonables, devenidas en su simplicidad constructiva y bajo peso. Es por esto por lo que han y siguen siendo ampliamente usadas en obras hidráulicas de control de erogación de caudales tanto en vertederos de superficie como en descargadores de fondo de obras hidráulicas multipropósitos de todas partes del mundo.



Figura 3.4: Compuertas radiales del vertedero del Compensador del Aprovechamiento Hidroeléctrico El Chocón, ubicado en Arroyito, provincia de Neuquén.

3.2 Descripción de las compuertas radiales

La compuerta de segmento, compuerta radial o Tainter, en su forma más simple consta de una placa curva formada por un segmento de cilindro sostenida por brazos radiales sometidos a compresión (o a tracción si se tratase de una compuerta radial inversa, hoy en desuso) que transfieren las fuerzas hidráulicas a cojinetes fijos denominados gorriones.

La compuerta de segmento gira alrededor de un eje horizontal que es colineal con el centro de los gorriones y coincide con el centro del radio de curvatura de la placa del escudo. Mediante esta disposición, la línea de acción de la fuerza o empuje resultante de la presión hidrostática atraviesa el punto de rotación y no se provoca la tendencia a abrir o cerrar la compuerta.

La principal ventaja de las compuertas radiales sobre las planas radica en la ausencia de la instalación de ranuras en la obra civil (denominadas recatas¹), aspecto muy importante tanto para evitar el atascamiento de la compuerta por la inserción de elementos arrastrados por el flujo en las recatas, como para optimizar las características del escurrimiento.

En cuanto a la principal desventaja radica en que las pilas² de las obras civiles, si bien son de menor altura, son más largas y complejas, al requerir una estructura empotrada (anclaje pasivo) o un conjunto de cables pretensados para anclar los gorriones (anclaje activo).

Es común entre consultores, usuarios y fabricantes de equipamientos hidromecánicos confundir los conceptos de las compuertas de segmento y las de sector. Debe prestarse atención ya que son compuertas geoméricamente similares en lo que se refiere al escudo o mampara de retención, pero distintas en lo que respecta a su posición de trabajo y accionamiento. Como sus nombres lo indican, la compuerta de segmento consiste en un segmento de un cilindro, mientras que la compuerta de sector radica en una porción de cilindro, ver Figura 3.5. Un ejemplo, de esta última, es la instalada en el vertedero de superficie de la presa Aisol, que corresponde a la central Nihuil II del Complejo Hidroeléctrico Los Nihuales.

¹ Ranuras dispuestas en las pilas, generalmente revestidas en acero, en las cuales se apoyan y sellan las compuertas planas.

² Estructura de la obra civil donde se fijan los gorriones.

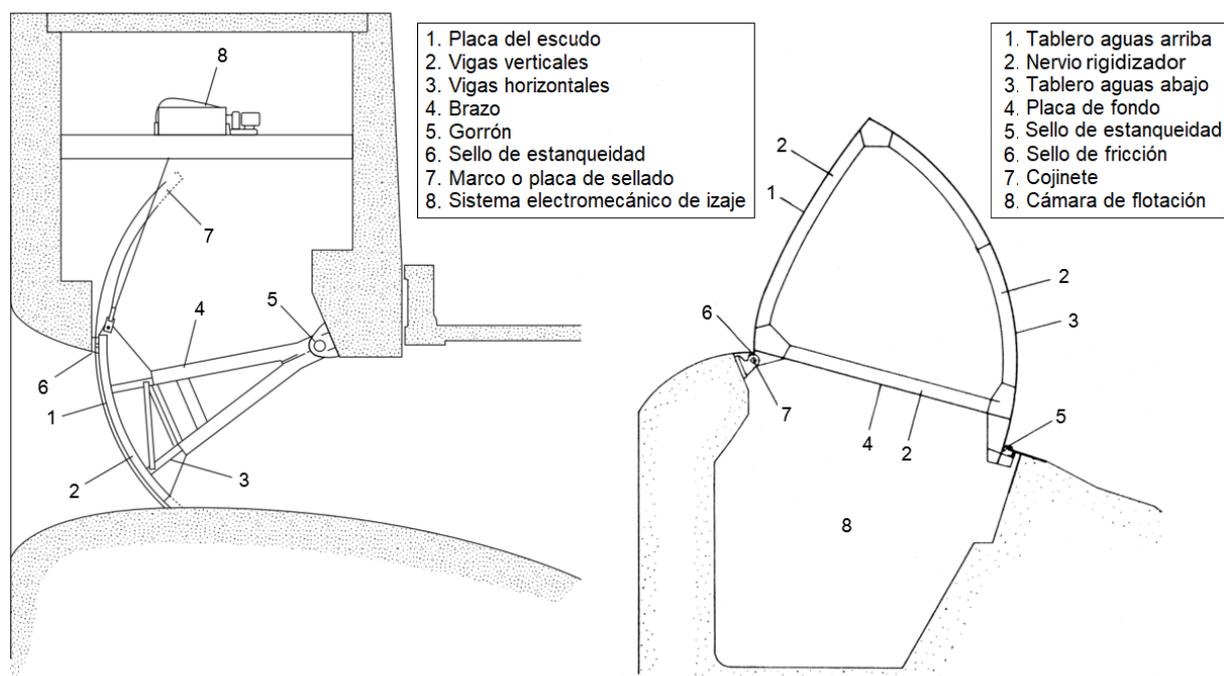


Figura 3.5: Vista lateral de compuerta de segmento (izquierda) y de sector (derecha) (Novak, et al., 2004).

3.2.1 Componentes principales

Una compuerta radial consiste básicamente en cuatro elementos: el órgano de retención, las partes fijas, los gorriones y los dispositivos de accionamiento. Cabe mencionar que los componentes descritos a continuación, que se indican en la Figura 3.6, se corresponden con el modelo geométrico de compuertas radiales moderno que utiliza la empresa para sus diseños, el cual es semejante a los empleados en los aprovechamientos hidroeléctricos de la Argentina construidos en las últimas décadas.

1. Órgano de retención

Es el elemento móvil que hace de barrera al pasaje de agua, compuesto por:

- El escudo o piel, que es el componente que está en contacto con el agua, el cual se fabrica con chapas de acero (normalmente de 14 mm para compuertas de superficie y hasta 50 mm para compuertas de fondo) y se recubre con una pintura epóxica de espesor considerable para darle resistencia a la corrosión. Es común, principalmente en las compuertas de fondo que descargan aguas con elevada presencia de sedimentos, utilizar un *cladding* o revestimiento de acero inoxidable para mejorar la resistencia a la corrosión y erosión. En casi todas las compuertas se colocan rigidizadores o refuerzos horizontales, que consisten en perfiles (normalmente tipo L) soldados al escudo en una de sus aristas, espaciados verticalmente cada una determinada distancia y delimitados en sus extremos por las vigas verticales de la compuerta.

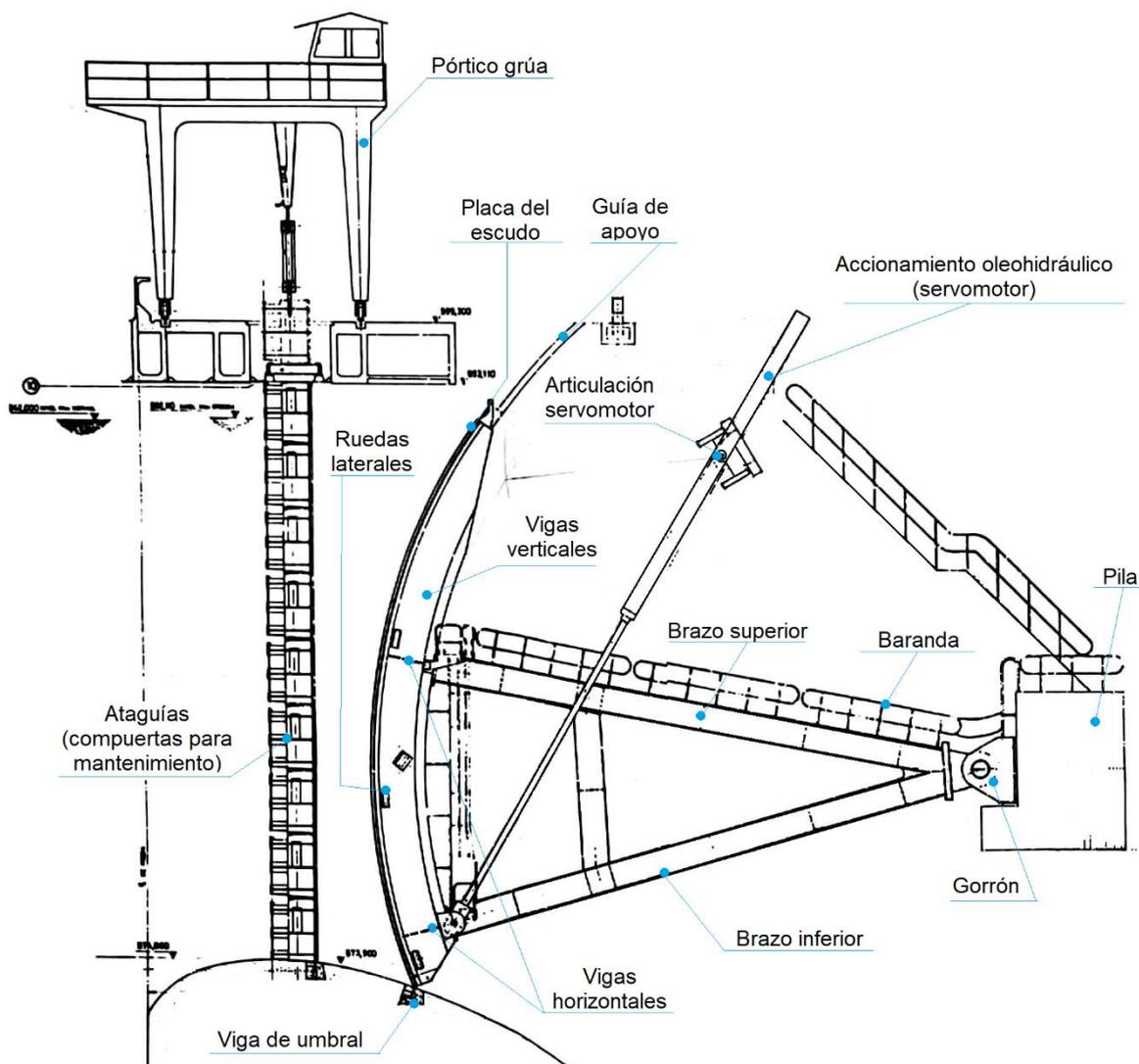


Figura 3.6: Recorte de plano de compuerta de segmento emplazada en el vertedero del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila.

- Las vigas verticales (normalmente secciones en T), integradas a la placa del escudo, con el que actúa estructuralmente de forma compuesta.
- Las vigas horizontales, que se extienden a lo ancho de la compuerta y sobre las que se apoyan las vigas verticales.
- Los brazos, que vinculan las vigas horizontales con los gorriones. Tanto los brazos, las vigas horizontales y verticales son fabricadas de acero estructural.
- La parte articulada de los gorriones, que transfieren las cargas soportadas por la estructura resistente a las obras civiles.
- Los sellos laterales e inferior, que son los responsables de la estanqueidad de la compuerta y consisten generalmente en flejes de goma fijados al escudo mediante un prensa-sellos que presionan el sello contra el escudo.

- Los elementos móviles de guía lateral, como las ruedas, rodillos o placas de apoyo y deslizamiento (patines), que limitan los movimientos laterales de la compuerta durante la apertura y el cierre de esta.

2. Gorriones

Una compuerta radial, ya sea de vertedero o descargadora de fondo, posee dos conjuntos de gorriones o articulaciones. El conjunto del gorrón es el encargado de soportar las fuerzas externas que inciden sobre la compuerta radial, transmitir las directamente a la viga del gorrón y posteriormente a las pilas de la obra civil, al mismo tiempo que permite la rotación para el uso operativo de la compuerta.

El conjunto de un gorrón está compuesto por una pieza fija de acero en forma de U compuesta por dos placas paralelas, la cual se fija a la viga de los gorriones, un cubo o alojamiento del cojinete o buje, y un eje el cual gira sobre el cojinete.

En la Figura 3.7 se muestra un conjunto de gorrón de cojinete cilíndrico (el del otro extremo de la viga corresponde al de un gorrón de una compuerta adyacente). También se fabrican con cojinetes esféricos, los cuales compensan cierto grado de desalineación de los brazos de compuerta, tolerancias de construcción, deformaciones por efectos térmicos y elevamiento cruzado de la compuerta. En comparación con los cojinetes radiales o cilíndricos, los esféricos son generalmente más estrechos, permite una distribución de presiones más uniforme y reduce significativamente los momentos en el eje del gorrón. Como desventaja, presentan ser generalmente más costosos frente a los cilíndricos y los brazos vinculados a los mismos son de mayores dimensiones debido al incremento de la longitud de pandeo.

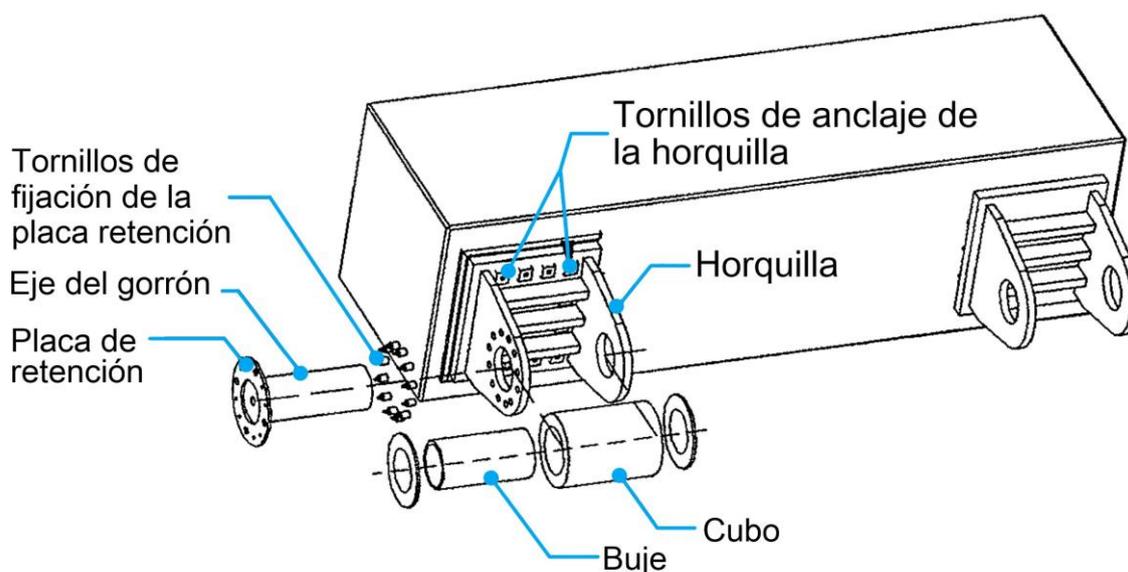


Figura 3.7: Esquema de gorrón de una compuerta y viga de gorriones (U.S.A.C.E., 2000).

La horquilla se fabrica de acero estructural y consta de dos placas paralelas que se sueldan sobre una placa base rígida. Las placas paralelas poseen un orificio por el cual se inserta el eje del gorrón. El conjunto se atornilla a la viga del gorrón, una vez realizados los ajustes finales.

El cubo o alojamiento del cojinete se fabrica generalmente en acero fundido, forjado o estructural. El cubo del gorrón se suelda en los extremos de los brazos de la compuerta, el cual suele ser más ancho que la sección del brazo para facilitar la unión soldada y reducir las tensiones de contacto, y se une a la horquilla mediante el eje. El orificio interior es mecanizado con tolerancias específicas para lograr un ajuste adecuado con el cojinete del gorrón.

Tanto la horquilla como el cubo pasan por un proceso de alivio de tensiones por tratamiento térmico y son mecanizadas posteriormente del proceso de fabricación.

El eje o pasador transfiere las cargas de la compuerta desde el cubo a las placas laterales paralelas de la horquilla. Además, en un extremo del eje se suelda una placa de retención provista de un pasador de seguridad para evitar que el eje gire y asegurar que éste permanezca estático. El material usado para el eje debe ser compatible con el material del cojinete o buje y debe ser capaz de lograr un acabado superficial de alta calidad para tener bajas fuerzas de rozamiento.

Un cojinete o buje se inserta en el cubo mediante un ajuste por interferencia. El mismo brinda una superficie de apoyo uniforme y reduce las cargas de fricción entre el eje y el cubo, y el cubo y las placas de la horquilla. Los cojinetes de compuertas radiales típicos son de al menos 12 mm a 50 mm de espesor y están fabricados de materiales resistentes al desgaste y de bajo coeficiente de fricción, entre los que se encuentran bronce al aluminio (ASTM B148) para presiones de contacto inferiores a los 35 MPa, y bronce al manganeso o bronce autolubricado (ASTM B22-90a) para aplicaciones con presiones de hasta 55 MPa.

La fuerza de la carga hidráulica y parte del peso de la compuerta se transmiten desde la horquilla del gorrón a las vigas del gorrón y luego a las pilas. Para el anclaje de los gorriones a las pilas se utilizan dos tipos de sistemas:

- Anclaje estructural (anclaje pasivo); y
- Anclaje pretensado (anclaje activo).

El anclaje estructural convencional consiste en dos miembros longitudinales tensados con una viga de anclaje transversal soldada a sus miembros aguas arriba, de esta manera se transfiere la fuerza hidráulica al concreto por compresión, como muestra la Figura 3.8. Los miembros longitudinales están aislados del hormigón que los rodea para permitir el movimiento libre y

deformación para eliminar tensiones de tracción en el hormigón. La dirección de los miembros longitudinales generalmente coincide con la dirección de la máxima fuerza de empuje de agua.

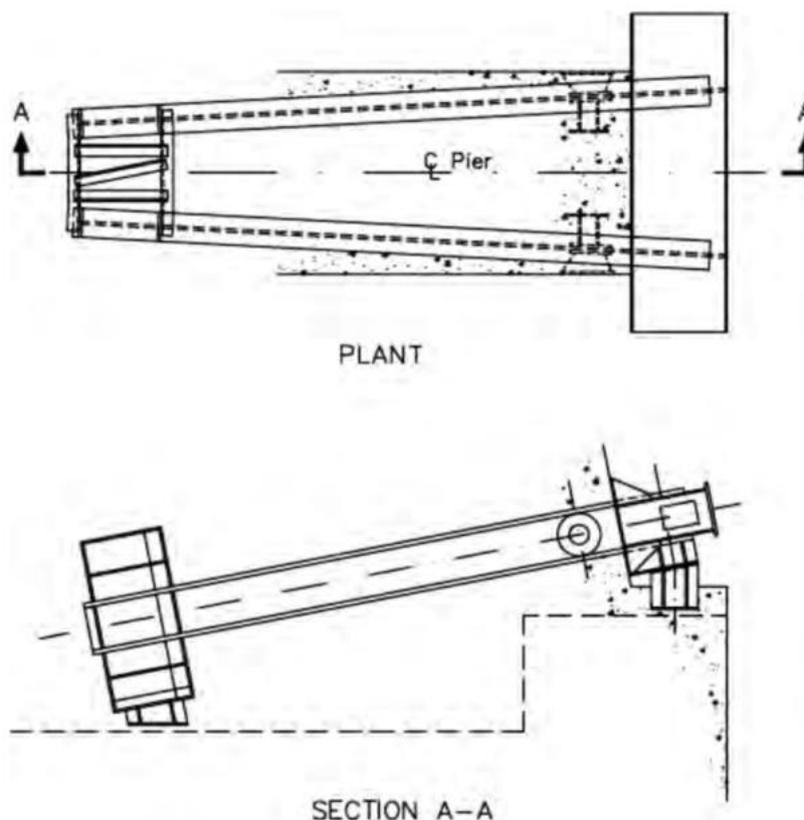


Figura 3.8: Anclaje estructural (Erbisti, 2004).

Debido al aumento en el tamaño de las compuertas radiales, el anclaje estructural se volvió voluminoso, requiriendo pilas muy grandes. Por esto, surgió el anclaje pretensado, con una capacidad de carga superior y permitiendo un ahorro de hormigón, ya que permite la construcción de pilas más estrechas.

Los anclajes pretensados cuentan con una serie de barras redondas o tendones postesados para fijar la viga del gorrón a la pila (Figura 3.9). Las barras están dispuestas longitudinalmente en la pila en la misma dirección del empuje máximo, insertados en tuberías para aislarlos del hormigón circundante, se tensan mediante gatos hidráulicos y se anclan en los extremos mediante elementos cónicos.

El pretensado longitudinal debe proporcionar una compresión al hormigón de la pila de tal forma de que en condiciones de empuje máximo de agua, la pila permanezca a compresión.

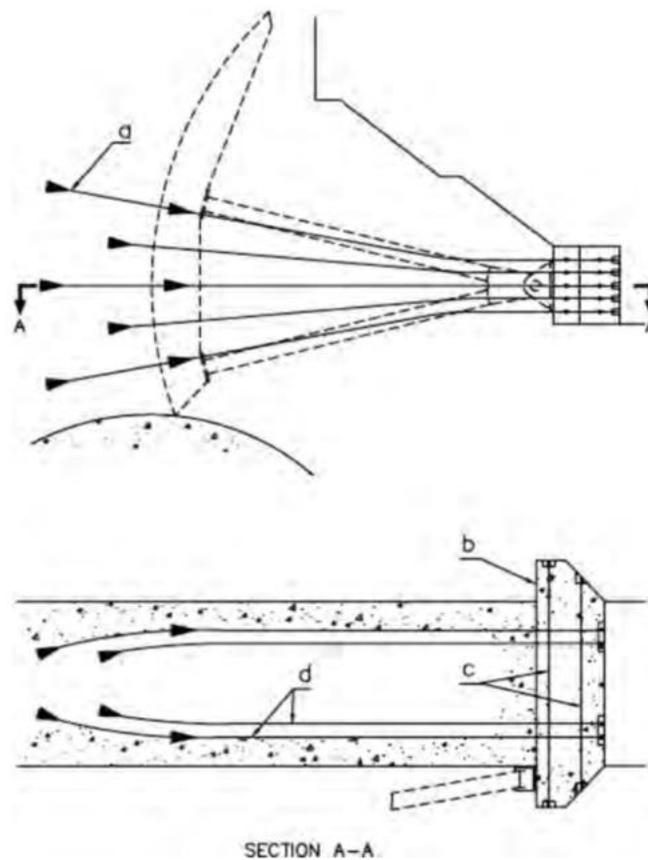


Figura 3.9: Anclaje pretensado (Erbisti, 2004).

3. Partes fijas

Son las partes empotradas en el concreto, que sirven de guía lateral y apoyo en el umbral, así como también reciben la carga de la parte articulada de los gorriones y la transfieren a las obras civiles. Los componentes básicos de las partes fijas son:

- Guías laterales de apoyo de ruedas o patines, y asiento de los sellos de estanqueidad, normalmente fabricados de acero inoxidable, ya que van empotrados en el hormigón y su reemplazo implica un costo muy importante.
- Viga de umbral, en la cual apoya la compuerta y descarga parte principal de su peso, también fabricados de acero inoxidable.
- La parte anclada de los gorriones a las obras civiles.

4. Dispositivos de accionamiento

Son el medio directamente responsable de la apertura y cierre de la compuerta, tales como servomotores oleohidráulicos o medios de izaje electromecánicos. Cabe citar que algunas compuertas no cuentan con estos dispositivos, sino que son movidas equilibrando la presión de agua mediante contrapesos.

3.2.2 Función principal

Las compuertas radiales son usadas para la regulación continua de caudales y del nivel de agua de los embalses, instaladas en vertederos de superficie y, con menor frecuencia, en descargadores de fondo.

Estas, junto con sus sistemas de accionamiento y tableros de alimentación eléctrica y control, son parte principal de la gestión de la seguridad estructural y operativa de las presas, conjuntamente con la vigilancia y conservación del estado de las obras civiles.



Figura 3.10: Compuerta de segmento del vertedero del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila.

El órgano de retención mostrada en la Figura 3.10, está compuesto por la chapa del escudo con rigidizadores horizontales, seis vigas verticales, dos vigas horizontales y dos brazos dobles vinculados a los gorriones.

4. METODOLOGÍA

En cuanto a la metodología de este trabajo para la elaboración de esta guía se tiene que la primera actividad de este proyecto integrador consiste en efectuar la **recopilación de antecedentes** de las compuertas radiales de los principales aprovechamientos hidráulicos de la Argentina en una base de datos característicos.

En paralelo a esta actividad se realiza la **selección de la normativa** que será aplicada para el diseño de compuertas radiales de acero.

Se procede a seleccionar de la base de datos una compuerta moderna (cuyos criterios de diseño y configuración geométrica coincida con el modelo adoptado por la empresa para el proyecto de estos componentes) como caso de estudio (*benchmark*) para elaborar y verificar la aptitud de esta guía. Es decir, se realizará el predimensionamiento de este caso de estudio de la compuerta existente, y luego mediante la comparación de los resultados con los reales, se verifica la aptitud de las planillas de cálculo creadas. Para esto será necesario:

- Recopilar las condiciones del entorno físico en el cual se emplaza la compuerta objeto de predimensionamiento, incluyendo la geometría de las obras civiles del vertedero y los niveles característicos de operación del embalse.
 - Definir la geometría general de la compuerta.
 - Definir los materiales a utilizar en los componentes de la compuerta.
 - Determinar las cargas actuantes y clasificarlas en función de su frecuencia y oportunidad de ocurrencia.
 - Definir los escenarios de combinación de cargas actuantes a los que simultáneamente se expondrá la compuerta.
 - Obtener mediante cálculo simplificado las resultantes de las cargas actuantes y las reacciones de vínculo sobre los gorriones y el umbral.
 - Obtener el o los escenarios que resulten determinantes para el predimensionamiento de las partes constitutivas del órgano de retención.
 - Mediante la aplicación de las técnicas de la resistencia de materiales clásica se procederá a calcular las tensiones y deformaciones y verificar que sean menores a las admisibles de los estados límites, con el fin de:
 - Definir las dimensiones preliminares de la mampara de retención, incluyendo el escudo y la estructura resistente compuesta por las vigas verticales y horizontales.
 - Definir las dimensiones los brazos superiores e inferiores a partir de las acciones transferidas por las vigas horizontales, teniendo en cuenta la estabilidad de estos.
-

- Definir las dimensiones de la articulación del gorrón.

Una vez descrita la metodología general de la elaboración de la guía de predimensionamiento (denominada aquí como M1), debe mencionarse que también existe una metodología para el uso futuro de esta guía (llamada M2), es decir, para el predimensionamiento de una compuerta radial nueva cualquiera. La diferencia radica en que para M2 no deben ser tenidos en cuenta los elementos en rojo (ver Figura 4.1), es decir, ya no debe realizarse, la recopilación de antecedentes, el estudio de normativas, y el análisis de los resultados obtenidos y el ajuste de los modelos utilizados. Se adiciona el cuadro violeta, para el cual se requiere la selección de una compuerta de referencia. Las dimensiones de esta compuerta de referencia serán utilizadas como datos iniciales (iteración 0) para el predimensionamiento de la compuerta a predimensionar, efectuando las adecuaciones que sean necesarias a la geometría del vano de las obras civiles.

Para todo ello, se utilizarán los lineamientos establecidos en la norma seleccionada (DIN 19704), complementando con los criterios de diseño y combinación de cargas, tal como son tratados en la literatura técnica aplicable de referencia (Novak, et al., 2004) (U.S.A.C.E., 2000).

De esta manera la empresa contará con:

- Una base de datos a partir de la cual podrá comenzar a desarrollar el proyecto de una nueva compuerta radial de superficie empleando las premisas de la ingeniería comparativa.
- Un conjunto de planillas de cálculo para predimensionar la compuerta del aludido proyecto empleando los métodos clásicos de la resistencia de materiales.
- Los datos suficientes para ajustar el diseño empleando las técnicas modernas de modelación por elementos finitos.

La metodología se detalla en el diagrama de flujo presentado a continuación (Figura 4.1):

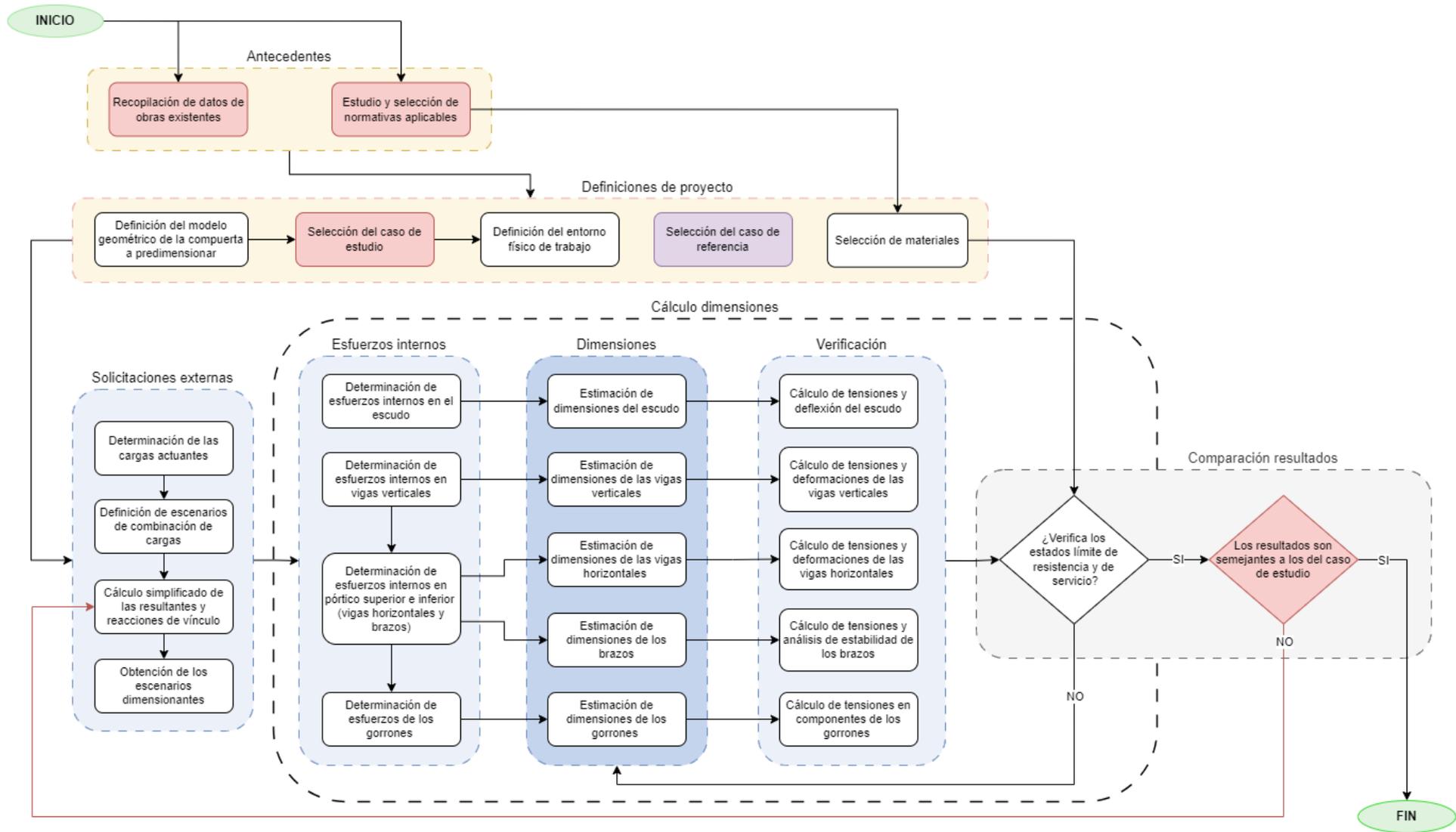


Figura 4.1: Diagrama de flujo de la metodología general propuesta para el desarrollo del PIP.

5. MARCO NORMATIVO

5.1 Aspectos Generales

Una norma, estándar o código es, en general, un documento en el que se precisan definiciones técnicas y especifican directrices respecto de características de bienes, servicios o procesos. La estandarización asegura a los usuarios, ya sean estos ejecutores o destinatarios finales, el marco necesario para obtener el alcance y la calidad de los productos elaborados bajo premisas preestablecidas y aceptadas de común acuerdo por todas las partes.

Si bien las normas no son de aplicación mandatoria, asumen ese carácter si su uso es prescripto en contratos, reglamentos o leyes.

La DIN 19.704 “*Hydraulic Steel Structures*”, estándar desarrollado y perfeccionado desde 1958 por el *Deutsches Institut für Normung* (Instituto Alemán de Normalización), ha sido la norma empleada, prácticamente con exclusividad, como guía para el diseño y dimensionamiento de las compuertas de todo tipo, planas y radiales, que conforman el equipamiento hidromecánico de las obras hidráulicas de la Argentina, incluyendo las presas y centrales hidroeléctricas.

Según la experiencia de TECNORED la versión de uso local más difundido es la correspondiente a septiembre de 1976, empleada a los fines indicados en las obras del Complejo El Chocón (Cerros Colorados), Alicurá, Piedra del Águila, Pichi Picún Leufú, así como también en Cabra Corral y El Tunal, entre otras. Incluso esta prescripción se sigue especificando en pliegos actuales de estructuras hidráulicas de acero y en obras más recientes como es el caso del Complejo Hidroeléctrico Potrerillos, puesta en servicio en el 2000.

Más recientemente, sumándose a la tendencia internacional en la materia, desde mayo de 1998 la norma ha adscripto a la aplicación de la filosofía de diseño caracterizada por las siglas LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), a diferencia de la clásica ASD (*Allowable Stress Design*) que venía siendo utilizada hasta ese momento.

La versión actual de la norma DIN 19.704 data de 2014, sustancialmente idéntica a la citada precedentemente en lo que respecta al objeto de este trabajo.

Se presenta a continuación una síntesis de los aspectos de diseño tratados en las versiones de los años 1976 y 1998, correspondientes a cada una de las filosofías antes indicadas, para luego argumentar las razones por las cuales la empresa ha decidido que la planilla de predimensionamiento sea elaborada conforme con el criterio ASD.

La norma DIN 19.704, en todas sus versiones, es aplicable al diseño de estructuras de acero sometidas a esfuerzos provocados por la acción del agua, sean estos estáticos, como, por ejemplo, las solicitaciones de la presión sobre las superficies laterales, superiores o inferiores (subpresión) del componente en consideración, o bien dinámicos, ya sea por movimiento del agua o del componente constructivo.

A los fines de completar las estimaciones de cálculo de las estructuras dimensionadas conforme con esta norma, la misma es complementada por otras normas emitidas por el mismo instituto alemán, las que difieren según cuál de las dos versiones sea aplicada, debido al diferente modo en que una y otra trata las solicitaciones y la resistencia del material constructivo.

5.2 DIN 19.704 Versión 1976

5.2.1 Introducción

La versión de la DIN 19.704 de 1976, responde a los lineamientos generales de la filosofía de diseño denominada ASD (*Allowable Stress Design*). En síntesis, en este caso, el criterio de diseño de dimensionamiento estructural viene dado, en general, por comparar las tensiones desarrolladas sobre el elemento constructivo para cada escenario de combinación de cargas considerado contra una tensión admisible, resultante de aplicar un factor de seguridad determinado sobre la resistencia de fluencia del material. O bien, en otras palabras, concluir cuál es el factor de seguridad que deviene del cociente entre la tensión de fluencia del material constructivo y la tensión de trabajo equivalente calculada sobre la base de las cargas actuantes en cada escenario, sin incrementar los efectos de las acciones mediante factor alguno.

En otro orden, cabe destacar que ésta y las versiones precedentes se complementan con la DIN 19.705 dedicada a tratar aspectos constructivos de detalle y fabricación, actualmente integrados desde 1998 a la DIN 19.704 en su Parte 2, tal como se indica más adelante en este informe.

A continuación, se reseñan los principales temas de la versión de esta norma que hacen a los aspectos estructurales aplicables al presente trabajo.

5.2.2 Hipótesis de carga

La norma lista las cargas que deben ser contempladas como mínimo en el dimensionamiento de la estructura de retención, aunque no limita a las mismas la acción del efecto del agua. Entre las primeras, cabe destacar:

-
- a) El peso propio de la estructura, incluyendo todos los accesorios adosados a la misma, como las ruedas, patines, válvulas de equilibrio de presión (aplicables a compuertas planas), sellos, aprietasellos y bulonería de sujeción, entre otros, así como también el peso de las uniones soldadas y la pintura.
 - b) Las cargas hidrostáticas sobre todas las superficies sumergidas.
 - c) Las cargas hidrodinámicas debidas del escurrimiento del agua o del movimiento en aguas muertas de la estructura, incluyendo las reacciones hidráulicas al desplazamiento ante el accionamiento de los mecanismos de maniobra.
 - d) Los esfuerzos provocados por la aceleración aplicada sobre la masa de la estructura por los mecanismos de izaje.
 - e) Los esfuerzos de rozamiento, incluyendo los de los sellos contra las piezas empotradas, de deslizamiento de patines y de rodadura de las ruedas de guía y apoyo.
 - f) Las cargas debidas a la acción del viento sobre las superficies expuestas.
 - g) La sobrecarga provocada por el oleaje sobre la superficie libre del agua.
 - h) Las cargas térmicas originadas por la variación de la temperatura ambiente y del agua.
 - i) Las cargas horizontales y también verticales provocadas por las acciones sísmicas.

Asimismo, en caso de corresponder según la forma, uso y lugar de emplazamiento de la estructura deberán tomarse en cuenta:

- j) La presión adicional provocada por los dispositivos de cierre, en caso de requerirse tal acción para incrementar el efecto del peso propio de la estructura para asegurar el cierre del vano a obturar u obtener la estanqueidad necesaria.
 - k) La presión adicional provocada por la carga de sedimentos que pudieran alojarse sobre la estructura. Ésta, al igual que la anterior, son muy poco frecuentes en el caso de compuertas radiales.
 - l) El impacto provocado por el choque de troncos, hielos y rocas arrastradas por la corriente.
 - m) La sobrecarga debida a la disposición de sedimentos directamente sobre la estructura.
 - n) Las cargas provocadas por el tránsito, en caso de que parte de la estructura esté diseñada para dar acceso al mantenimiento a través de medios de izaje.
-

-
- o) El impacto provocado por el choque o roce de embarcaciones de porte compatible con las regulaciones de uso del sitio de instalación.
 - p) Por último, también la norma señala que sean consideradas eventuales modificaciones de las condiciones de apoyo, para atender la modificación que las mismas pudieran provocar sobre las tensiones desarrolladas sobre la estructura.

Con generalidad a ser ajustada para cada caso particular, la norma ofrece pautas específicas orientativas a partir de las cuales pueden estimarse las cargas de cada tipo listadas anteriormente, sin embargo, un análisis detallado junto con el relevamiento de datos particulares aplicables al proyecto en consideración será de principal importancia para determinar el efecto sobre la estructura de dichas acciones y su combinación devenida de los escenarios contemplados en la subsección siguiente.

5.2.3 Escenarios de combinación de cargas

Según la frecuencia de las cargas actuantes y de acuerdo con la oportunidad de su concomitancia, se forman por combinación de las cargas listadas en la sección anterior, los escenarios indicados a continuación:

- i) Estado o escenario normal u ordinario de funcionamiento.

Aquí debe considerarse con su valor más desfavorable todas las sollicitaciones que puedan producirse con mayor frecuencia dentro de los niveles de agua máximo y mínimo de operación, incluyendo las cargas consideradas anteriormente en los incisos a) hasta h) inclusive, así como también aquellas que se consideran en los incisos j) hasta n) inclusive, cuando correspondan por la naturaleza del proyecto.

- ii) Estados especiales extraordinarios y excepcionales de funcionamiento.

Son los caracterizados por la acción de sollicitaciones que se configuran con menor frecuencia, las que deben ser consideradas actuando con las anteriores solo cuando su acción simultánea es posible.

A este tipo pertenecen las cargas hidrostáticas e hidrodinámicas originadas por niveles de agua debidos a crecidas excepcionales de recurrencia (milenaria, decamilenaria o la crecida máxima probable), mareas elevadas u ondas devenida de fallas catastróficas en cierres o grandes desprendimientos de masas en el perímetro de los embalses aguas arriba.

Asimismo, en este escenario están también incluidas las cargas antes indicadas en los incisos e) para cargas por rozamiento desequilibradas entre laterales, f) para velocidades

extraordinarias del viento, h) para valores extremos de temperatura, i), o) y p), así como también el atascamiento del libre movimiento de las articulaciones por congelamiento o excesivo roce por falta de mantenimiento.

iii) Estados excepcionales de cargas no funcionales.

Contemplan la acción sobre la estructura de cargas que corresponde considerar durante la fabricación, el premontaje en fábrica, el transporte, el montaje en obra y la eventual ejecución de ensayos especiales.

5.2.4 Materiales y tensiones admisibles

Seleccionado el material de la estructura, en función del tipo de tensión y el escenario de carga, la norma establece las tensiones admisibles aplicables y, consecuentemente con ello, el respectivo coeficiente de seguridad mínimo en caso de que la tensión de trabajo alcance dicho valor límite.

Sea, por ejemplo, un acero dúctil de bajo carbono como el DIN 17.100 St37, el material seleccionado para construir la estructura hidráulica (de amplia difusión en el medio para la ejecución de estructuras de acero soldadas rígidas), las tensiones admisibles indicadas por la norma para los componentes sometidos a tracción y flexo-tracción para cada uno de los escenarios de carga antes definidos, son las siguientes:

Tabla 5-1: Tensiones admisibles de tracción y flexo-tracción del acero St37.

Descripción	Valor
Escenario normal de funcionamiento (ENF)	160 MPa
Escenario extraordinario de funcionamiento (EEF)	180 MPa
Escenario excepcional de carga (EEC)	210 MPa

En tanto, a título comparativo, las principales características mecánicas informadas por las acerías en correspondencia con lo indicado a la DIN 18800 Part1 (1990) para este material son las indicadas en la Tabla 5-2:

Tabla 5-2: Características mecánicas del acero St37.

Descripción	Valor
Tensión de fluencia (σ_{fl})	240 MPa
Tensión de rotura (σ_{ut})	360 MPa
Elongación (ϵ)	22%

Por tanto, los coeficientes mínimos de seguridad requeridos para cada escenario resultan del cociente de la tensión mínima de fluencia y la respectiva tensión admisible requerida, siendo los siguientes para los componentes sometidos a tracción o flexo-tracción:

Tabla 5-3: Coeficientes mínimos de seguridad del acero St37.

Descripción	Valor
Escenario normal de funcionamiento (ENF)	1,50
Escenario extraordinario de funcionamiento (EEF)	1,33
Escenario excepcional de carga (EEC)	1,14

Para las tensiones combinadas de comparación (von Mises), los respectivos valores se reducen a 1,33 (ENF), 1,25 (EEF) y 1,11 (EEC).

Es decir, que, aun para la condición favorable de los componentes sometidos a tracción o flexo-tracción, el material está trabajando en condiciones normales de funcionamiento (ENF), a lo sumo aproximadamente al 70% de la tensión de fluencia del material ($1/1,5=0,67$).

5.2.5 Procedimiento de cálculo

Conforme con las disposiciones de la norma, los procedimientos de cálculo son libres siempre que aseguren la obtención confiable de los esfuerzos internos y las tensiones actuantes en las secciones principales que caracterizan la geometría del componente en consideración.

En este caso, tanto la determinación de los esfuerzos internos como las tensiones y deformaciones desarrollados por los mismos deberán ajustarse a las reglas clásicas de la resistencia de materiales en el rango de comportamiento elástico.

Tal como se indica en la DIN 19704 (1976), la metodología de cálculo para el predimensionamiento de la estructura de una compuerta radial contemplará:

- a) El croquis de planta y corte transversal de la compuerta en su sitio de operación, mostrando su ubicación en las posiciones extremas cerrada y completamente abierta, la posición del gorrón, sus dimensiones principales y la configuración prevista para la estructura.

- b) Las hipótesis y los escenarios de carga.
- c) El valor, línea de acción y sentido de aplicación de las cargas externas aplicadas a la estructura, resultantes de cada escenario de carga.
- d) Los materiales estructurales y sus tensiones características de fluencia y rotura.
- e) Las reacciones de vínculo y los esfuerzos internos desarrollados en cada elemento estructural.
- f) Las dimensiones resistentes de los elementos estructurales principales necesarias para que las tensiones normales, tangenciales y combinadas en las secciones críticas consecuentes de los esfuerzos internos calculados, no superen las tensiones admisibles determinadas conforme con la norma para cada tipo de estado tensional.
- g) La magnitud de las deformaciones para cada escenario de carga, en las posiciones más desfavorables.

5.2.6 Otros aspectos estructurales considerados

Si bien, no se pretende con el presente informe detallar todos los aspectos considerados por la norma, a continuación, se listan aquellos que son de interés a los fines estructurales:

- La norma ofrece un procedimiento para determinar el ancho del escudo de la compuerta que colabora en incrementar el momento de inercia (I) de los perfiles estructurales adosados a dicho escudo.
- En función de la vinculación de las chapas del escudo a los perfiles de la estructura resistente, la norma propone expresiones de cálculo para las tensiones membranales desarrolladas en dichas chapas.

Si bien estos métodos son perfeccionados por otras normativas del mismo instituto, a los fines de un predimensionamiento preliminar a ser ajustado por elementos finitos, su simplicidad hace conveniente su empleo.

5.3 DIN 19.704 Versiones 1998 y 2014

5.3.1 Introducción

La norma DIN 19.704 en su versión 1998, así como su inmediata siguiente de 2014, se presenta dividida en tres partes, a saber:

- La Parte 1, dedicada a definir los criterios de diseño estructural.
-

- La Parte 2, abocada a los aspectos de la ingeniería de detalle y fabricación de los componentes hidromecánicos a los que se refiere la norma, antes considerados en la DIN 19.705.
- La Parte 3, en la que se consideran los equipos eléctricos utilizados para los accionamientos de las estructuras de acero para uso hidráulico que están vinculadas a algún tipo de maquinaria.

A continuación, se focaliza la atención en los aspectos que hacen a los criterios de diseño estructural ampliamente considerados en la Parte 1 y en las normas complementarias emitidas por el instituto alemán, en particular la DIN 18.800 Partes 1 a 4 inclusive, en las que se aborda en detalle los procedimientos de cálculo aplicables a las estructuras de acero.

Estos criterios son conceptualmente semejantes a los lineamientos que los códigos del AISC (*American Institute of Steel Construction*) establecen para la filosofía de diseño estructural reconocida como LRFD (*Load and Resistance Factors Design*).

En síntesis, este criterio puede resumirse indicando que, para cada escenario de combinación de cargas solicitantes, dichas cargas son incrementadas mediante factores predeterminados que llevan a la estructura a su estado límite, en tanto la resistencia es disminuida aplicando un único factor, próximo a la unidad. Estos factores toman en consideración la incertidumbre inherente de la magnitud de las cargas que actúan sobre la estructura y a la capacidad de esta para soportar tales cargas y asegurar que el material se mantenga dentro del campo elástico.

El estado límite puede referirse tanto a aquel que impide la prestación del servicio por las deformaciones que, aun siendo elásticas, afectan su movilidad funcional (*serviceability limit state*), así como por haber alcanzado la estructura de acero su límite último (*ultimate limit state*) de resistencia elástica.

5.3.2 Hipótesis y escenarios de carga

Si bien las hipótesis y escenarios de carga son sustancialmente idénticos a los informados precedentemente para la versión de 1976, las primeras citadas han sido ordenadas ahora en función de la frecuencia de la acción provocada por cada tipo de carga. Así, la norma clasifica los tipos de acciones conforme con las siguientes tres categorías: las cargas de acción permanente, las variables, y las accidentales.

Entre las primeras se incluye el peso propio de la estructura, entre las segundas las cargas antes definidas en a) hasta o) inclusive, para, por último, incluir entre las accidentales la p) y aquellas indicadas anteriormente como excepcionales (ver 5.2.2).

La norma actual aporta más información de referencia para la determinación de los valores de cada una de las cargas solicitantes.

5.3.3 Procedimiento de cálculo

La metodología de cálculo no ha variado en relación con la necesidad de ejecutar los pasos I) a V) del procedimiento antes descrito en 5.2.5, en cambio, las dimensiones de los elementos estructurales vienen determinados ahora por la aplicación a las cargas de factores de seguridad parciales y coeficientes de reducción de los parámetros de resistencia del componente estructural.

Estos factores y coeficientes son establecidos en esta versión de la norma según sea el caso de análisis, es decir, de estado límite último, o de estado límite de servicio, o de evaluación a la fatiga para los casos y componentes que corresponda.

Enfocando la atención en el predimensionamiento según el criterio de estado límite último, la norma DIN 19704-1 (1998) informa los factores de seguridad parciales (γ_F) a aplicar a las cargas que solicitan a la estructura, así como también la simultaneidad de las acciones se modera a través de la aplicación de un coeficiente (Ψ) particular para cada escenario.

Excepto para unos pocos casos de carga comprendidos en la categoría de excepcionales o accidentales, la norma propone afectar las cargas permanentes y las variables por un factor de seguridad parcial γ_F igual a 1,35, en tanto el coeficiente Ψ varía desde 1,0 a 0,9 y hasta 0,8 respectivamente para la combinación de carga del escenario normal de funcionamiento (ENF), el escenario extraordinario de funcionamiento (EEF) y el escenario excepcional de cargas (EEC).

En cuanto a la resistencia del material, la norma especifica el valor del coeficiente γ_M a adoptar para reducir los parámetros de resistencia, el que, según se informa en la norma DIN 18800 Part1 (1990) a la que refiere la (DIN 19704-1, 1998), es 1,1 para los materiales constructivos de uso generalizado en las estructuras hidromecánicas.

5.4 Manual de Ingeniería USACE 1110-2-2702 (2000)

Este manual proporciona una guía para el diseño, la fabricación y la inspección de compuertas de vertedero, gorriones y anclajes de gorriones para proyectos de navegación y control de inundaciones, estableciendo los criterios de diseño de los componentes de acero conforme el método LRFD (*Load and Resistance Factors Design*).

La filosofía de diseño utilizada por USACE coincide con la prescrita en la DIN 19704 (1998 y 2014) difiriendo en los factores aplicados a las cargas para cada uno de los escenarios de trabajo.

Por ejemplo, para el caso normal con la compuerta cerrada (caso 1), las cargas y sus respectivos factores vienen dados por la siguiente ecuación:

$$1,4 \cdot H_1 + 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (C + M) + 1,2 \cdot Q_2 \quad (1)$$

Dónde:

- H_1 : Carga hidrostática máxima que puede alguna vez ocurrir en condiciones normales.
- D, C, M : Peso de la compuerta (D), y cargas muertas (C : peso del hielo, M : peso de sedimentos depositados).
- Q_2 : Peso residual del cilindro oleohidráulico sobre la vinculación con la compuerta cuando la compuerta está apoyada sobre el umbral.

En cuanto a la resistencia de diseño para cada estado límite aplicable, el referido manual del USACE establece que ésta viene dada por el producto entre la resistencia nominal para dicho estado (R_n), el factor de resistencia (ϕ) y la confiabilidad de dicho factor (α):

$$\phi \cdot \alpha \cdot R_n \quad (2)$$

Siendo $\phi = 1$ para el estado límite referido a la tensión de fluencia del material y $\alpha = 0,9$ para condiciones normales de operación, aplicables al caso 1.

Teniendo en cuenta que para las compuertas radiales de superficie la disposición de sedimentos y carga de hielo sobre la estructura de la compuerta es prácticamente despreciable, al igual que la carga transmitida por el peso del vástago del servomotor oleohidráulico, puede decirse que la diferencia entre uno y otro método se reduce sustancialmente a la diferencia entre las siguientes expresiones:

Tabla 5-4: Expresiones de afectación de cargas y resistencias.

	USACE 1110-2-2702	DIN 19704 (1998 y 2014)
Cargas	$1,4 \cdot H_1 + 1,2 \cdot D$	$1,35 \cdot (H_1 + D)$
Resistencias	$1 \cdot 0,9 \cdot R_n$	$R_n/1,1 = R_n \cdot 0,909$

Por otra parte, en este trabajo se han empleado expresiones de cálculo y modelos estructurales propuestos por el citado manual del USACE, debido a su carácter específico para compuertas radiales, así como también información proveniente de otras fuentes oportunamente referidas, las que no contradicen las hipótesis de trabajo de la DIN 19704.

5.5 Resumen de las filosofías de diseño ASD y LRFD

A continuación, se presentan brevemente los aspectos que fundamentan los criterios de diseño contemplados en las versiones de la DIN 19.704 antes consideradas, bajo la mirada de las metodologías ASD y LRFD para el diseño de componentes hidromecánicos y, en particular, de compuertas radiales. *Allowable Stress Design* (ASD) y el *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) son procedimientos, metodologías o filosofías de cálculo basados en principios de diseño por estados límites.

El término estado límite se usa para describir una condición a la cual una estructura o un elemento de esta deja de satisfacer su función prevista, por lo tanto, debe ser evitado. Hay dos categorías de estados límite: resistencia y de servicio.

- El estado límite de resistencia define la capacidad de tomar carga de la estructura y del material constructivo, incluida la resistencia a la fluencia, a la rotura, al pandeo y a la fatiga.
- Los estados límite de servicio definen el desempeño funcional de la estructura, incluida la deformación de su geometría, vibraciones excesivas, entre otras.

Es sabido que en el diseño de una estructura se tiene una incertidumbre inherente a las cargas que actúan sobre la misma y a la capacidad de la estructura para soportar esas cargas. Ante la incertidumbre de estos dos aspectos se desea establecer un margen entre cargas y resistencias con la finalidad de reducir la probabilidad de falla.

Los enfoques ASD y LRFD dan respuesta a este requerimiento. En ambos casos se trata de obtener un margen entre las resistencias y los efectos de las cargas, tal que se tenga baja probabilidad de que la respuesta de la estructura sea inaceptable.

- Respecto del tratamiento que ambos métodos dan a las cargas, la principal diferencia se relaciona con el modo empleado para agrupar y ponderar cada una de las acciones correspondientes a cada escenario de diseño. En ambos métodos se conforman escenarios de combinación de cargas que se estiman puedan ocurrir al mismo tiempo. En el caso del método ASD, dichos escenarios se configuran por agrupación de cargas a los valores máximos que estas asumen según la hipótesis que fundamenta cada
-

escenario. En cambio, las cargas que según el método LRFD se agrupan en cada escenario, son multiplicadas por un factor determinado en función del tipo de carga, denominándose así carga factorizada.

- Con respecto a la resistencia de la estructura para soportar la combinación de cargas correspondiente, en el caso del método ASD, la resistencia límite de la estructura se reduce aplicando un factor de seguridad ($Fs > 1$), mientras que en el enfoque LRFD se reduce mediante un factor de resistencia ($\phi < 1$).

Lo expuesto se aprecia en las expresiones siguientes:

$$\text{Según ASD: } R_n/Fs \geq \sum_1^n Q_{ni} \quad (3)$$

$$\text{Según LRFD: } \phi \cdot R_n \geq \sum_1^n \gamma_i \cdot Q_{ni} \quad (4)$$

La expresión (3) representa el caso de ASD, mientras que la (4) representa el caso de la metodología LRFD. El miembro izquierdo en ambos casos corresponde al parámetro de resistencia de diseño, y el derecho, corresponde a la resistencia requerida.

Donde:

- R_n : Define la resistencia nominal, resultante del material y la geometría de la estructura.
- Q_{ni} : Efectos de cargas (esfuerzos externos, e internos como por ejemplo momento flector, fuerza cortante, fuerza axial, etc.), determinados por análisis de las cargas que actúan sobre la estructura.
- Fs : Factor de seguridad, $Fs > 1$
- ϕ : Factor de resistencia, refleja la incertidumbre de la resistencia para un estado límite particular, $\phi < 1$.
- γ_i : Factores de carga que consideran la variabilidad e incertidumbre de las cargas aplicadas, generalmente $\gamma_i > 1$ ya que la finalidad del factor consiste en incrementar los efectos de las cargas.

Para el estado límite que se esté analizando, ya sea estado límite último o de servicio, estas expresiones indican que la resistencia de diseño (R_n/Fs o $\phi \cdot R_n$) de cada componente estructural debe ser mayor que la resistencia requerida ($\sum_1^n Q_{ni}$ o $\sum_1^n \gamma_i \cdot Q_{ni}$) determinada mediante el análisis estructural.

En la nomenclatura utilizada en la versión 1998 y 2014 de la DIN 19.704 la expresión equivalente es la indicada a continuación:

$$1/\gamma_M \cdot R_n \geq \sum_1^n \gamma_F \cdot \Psi \cdot Q_{ni} \quad (5)$$

Donde:

- $1/\gamma_M \equiv \emptyset$
- $\gamma_F = \text{cte} = 1,35$ para cargas permanentes y variables, con excepción de las accidentales debidas al mal funcionamiento de los medios de accionamiento de la estructura.
- $\Psi = 1$ para combinación de cargas en escenarios normales de funcionamiento (Caso 1 \equiv ENF), $\Psi = 0,9$ para combinación de cargas en escenarios extraordinarios de funcionamiento (Caso 2 \equiv EEF), y $\Psi = 0,8$ para combinación de cargas en escenarios excepcionales (Caso 3 \equiv EEC).

5.6 Resultado de las diferencias de criterios

Como se ha visto, la norma ha evolucionado desde el criterio clásico de dimensionar las estructuras hidráulicas de acero adoptando un coeficiente de seguridad sobre la tensión de fluencia del material de construcción, hacia la utilización de un criterio de diseño análogo al identificado por la *American Institute of Steel Constructions* (AISC) con las siglas LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), actualmente aplicado al cálculo de estructuras de acero de uso general.

La uniformidad de los factores para la mayoración de las cargas propuestos para los escenarios de combinación, tanto de funcionamiento normal como extraordinario, así como también para la reducción de la resistencia de las versiones más recientes de la norma DIN 19.704 (1998 y 2014), permite concluir que la diferencia con la aplicación de las prescripciones de la DIN 19.704 (1976) es mínima.

En la sección siguiente esto se pone de manifiesto, a través de un ejemplo comparativo sencillo, en el que se dimensiona una viga simplemente apoyada aplicando uno y otro criterio conforme con las prescripciones de las respectivas versiones 1976 y 1998 de la DIN 19.704.

5.7 Ejemplo comparativo

En el ejemplo comparativo se muestran los resultados obtenidos de la aplicación de los criterios ASD y LRFD, según la DIN 19.704 versión 1976 y 1998 respectivamente, al

dimensionamiento de una viga horizontal simplemente apoyada construida mediante un perfil IPN.

Supongamos el caso de una viga de acero de 10m de largo (l), dispuesta horizontalmente, simplemente apoyada en sus extremos, la que soporta una placa de peso despreciable (escudo) de ancho unitario ($a = 1m$). Sobre la cara superior de la placa actúa una presión p de $1 kg/cm^2$, equivalente a una carga hidrostática de 10 m.c.a.

Se realizará el predimensionamiento de la estructura indicada utilizando la norma DIN 19.704 de 1976 y, por otro lado, la del 1998 (o 2014).

El tipo de cargas que accionan en este caso sobre la estructura, son:

- Peso propio de la estructura (carga permanente).
- Acción hidrostática, correspondiente a la columna de agua de 10m sobre la cara superior de la placa.
- El lado inferior se encuentra a presión atmosférica.

Considerando únicamente estas acciones, se está bajo un escenario de combinación de cargas correspondiente al estado normal de funcionamiento (Caso 1 \equiv ENF).

Siendo a y l el ancho y la longitud de la viga respectivamente, $w_p = p \cdot a$ es la carga externa debida a la presión hidrostática por unidad de longitud, w_w el peso de la viga por unidad de longitud, entonces, la carga total por unidad de longitud w_t vale:

$$w_t = w_p + w_w \quad (6)$$

El momento flector máximo se da en el centro de la barra ($x = l/2$) y vale para el caso del ejemplo:

$$M_z = \frac{w_t \cdot l^2}{8} \quad (7)$$

Las tensiones máximas producidas en un perfil se relacionan con el momento inducido por medio de la ecuación:

$$\sigma_x = \frac{M_z}{W_z} \quad (8)$$

Como el perfil no es conocido aún, se pretende encontrar un valor del módulo resistente W_z , que provoque una tensión resultante inferior a la resistencia última del material, por tanto:

$$W_z = \frac{M_z}{\sigma_x} \quad (9)$$

Asumamos que el material de la viga se trata de un acero dúctil de bajo carbono, más específicamente, un DIN 17100 St37-2, es decir, el mencionado en la sección 5.2.4, con una tensión de fluencia de $f_y = 240MPa$.

Utilizando las expresiones (3) y (4), se encuentra para cada método (ASD y LRFD) una estimación del valor de la resistencia nominal para posteriormente seleccionar el perfil que satisfaga tal requerimiento.

Tabla 5-5: Expresiones del ejemplo comparativo.

DIN 19.704:1976 (ASD)	Ref.	DIN 19.704:2014 (LRFD)	Ref.
$R_n/F_s \geq \sum_1^n Q_i$	(10)	$1/\gamma_M \cdot R_n \geq \sum_1^n \gamma_F \cdot \Psi \cdot Q_{ni}$	(11)
$F_s = 1,5^{(1)}$	(12)	$1/\gamma_M = 1/1,1^{(2)}$ $\gamma_F \cdot \Psi = 1,35 \cdot 1^{(3)}$	(13)
De (6): $W_{z,n} = F_s \cdot \frac{M_z}{f_y}$	(14)	De (6): $W_{z,n} = \gamma_F \cdot \Psi \cdot \gamma_M \cdot \frac{M_z}{f_y}$	(15)

NOTAS:

1) El factor de seguridad F_s se obtiene a partir del valor de resistencia admisible para el acero y para esfuerzos de flexo-tracción de (DIN 19704, 1976) para el escenario de carga ENF, $f_{ad} = 160MPa$. Entonces el factor de seguridad vale $F_s = \frac{f_y}{f_{ad}} = 1,5$

2) $\gamma_M (= 1,1)$ es el factor de seguridad destinado a reducir parámetros de resistencia del material, obtenido de (DIN 18800 Part1, 1990).

3) $\gamma_F (= 1,35)$ es el factor de seguridad para mayorar el efecto de las acciones solicitantes y Ψ es un coeficiente a tener en cuenta en casos de combinación de cargas extraordinarios y excepcionales, obtenido de (DIN 19704-1, 1998).

Tabla 5-6: Datos del ejemplo comparativo.

	Valor	Unidad
a	1	m
l	10	m
p	0,1	0,1
f_y	240	240

Tabla 5-7: Resultados del ejemplo comparativo.

Concepto	Unidad	DIN 19.704:76 ASD		DIN 19.704:2014 LRFD	
		Valor	Ecuación Relacionada	Valor	Ecuación Relacionada
w_w	N/m	4.520	-	4.520	-
w_p	N/m	98.000	-	98.000	-
w_t	N/m	103.000	(6)	103.000	(6)
M_z	N.m	1.280.000	(7)	1.280.000	(7)
f_s	-	1,50	(12)	NA	-
$1/\gamma_M$	-	NA	-	0,91	(13)
$\gamma_M \cdot \Psi$	-	NA	-	1,35	(13)
$W_{z,n}$ total necesario	cm ³	8.000	(14)	7.920	(15)
Perfil seleccionado	-	IPN450	-	IPN450	-
Peso	N/m	1.130	-	1.130	-
$W_{z,d}$, disponible p/perfil	cm ³	2.040	-	2.040	-
Cant. vigas	-	4	-	4	-
$W_{z,d}$, total disponible	cm ³	8.160	-	8.160	-

El peso y el módulo de área del perfil seleccionado se obtuvo del catálogo Acindar (2003). Los módulos resistentes totales necesarios o de diseño calculados mediante ambas filosofías son prácticamente iguales para ambos casos.

5.8 Criterio normativo adoptado

Como se ha mencionado anteriormente, la DIN 19.704 ha sido la norma que ha guiado el dimensionamiento del equipamiento hidromecánico de control del escurrimiento a través de conducciones hidráulicas de vertederos, obras de toma, descargadores de fondo y desvío de las presas y centrales hidroeléctricas construidas por HIDRONOR SA y Agua y Energía Eléctrica SE, en las regiones del Comahue, Cuyo, la Patagonia y el Norte, así como también de las obras binacionales que Argentina comparte con Paraguay y Uruguay.

Ampliamente difundida por las firmas europeas proveedoras principales de los citados equipamientos, también fue posteriormente adoptada por los fabricantes locales para diseñar los componentes hidromecánicos de las obras más recientes.

En todas las obras en que la empresa TECNORED ha participado, ya sea en el proyecto, la revisión del diseño, la inspección de la fabricación, el montaje y puesta en marcha o en la auditoría del estado de conservación y funcionamiento, se ha comprobado que el criterio de diseño estructural empleado ha sido el de la versión de septiembre de 1976, o aún anteriores, debido a la antigüedad de las obras.

Las versiones posteriores han aportado importante información para la determinación de los valores de las diversas y numerosas cargas solicitantes, así como también otras guías publicadas por el *US Army Corps of Engineers (USACE)* y el *US Bureau of Reclamations (USBR)*.

No obstante los cambios propuestos por las versiones de 1998 y 2014, en el ejercicio de la actividad profesional, la empresa ha preferido conservar el criterio clásico por las siguientes razones:

- a) Buena parte de los estudios encomendados a la empresa guardan más relación con el equipamiento hidromecánico ya instalado en las obras hidráulicas e hidroeléctricas construidas con antelación a 1990, los que fueron diseñados conforme con la versión de 1976 de la DIN 19.704.
 - b) Las planillas desarrolladas en la empresa para la verificación del dimensionamiento de compuertas planas (deslizantes o de ruedas de eje fijo, del tipo Bureau o a cielo abierto) que se espera sean complementadas con la planilla resultante de este trabajo, han sido elaboradas siguiendo los lineamientos de la versión de 1976 en lo que al procedimiento de cálculo se refiere.
 - c) Los procedimientos de análisis de falla de componentes hidromecánicos se instruyen sobre la base de reconocer las cargas y escenarios de combinación de cargas que pudieron provocar dicha falla, para luego comparar contra la resistencia del material su real posibilidad de ocurrencia, sin incrementar las cargas, atenuar su integración al escenario combinado ni reducir la resistencia del material.
 - d) Resulta más comprensible para los clientes de la empresa asimilar los resultados de los estudios sobre el particular cuando éstos están expuestos en términos de la resistencia de fluencia que conservan los materiales constructivos cuando son solicitados por las cargas máximas.
 - e) Los profesionales del medio, receptores y revisores críticos de los estudios de la empresa, varios de los cuales asumen el carácter de especialistas empleados de los clientes, están más familiarizados con el criterio ASD que con el LRFD.
 - f) Si de la aplicación del criterio ASD resultará una estructura algo más sobredimensionada que empleando el criterio LRFD, una eventual instancia posterior de modelación por elementos finitos brindará la oportunidad de revisar la geometría de las secciones resistentes principales que pudieran incidir sobre los costos del proyecto.
-

6. RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

El objeto de esta sección es el de documentar el resultado de la recopilación de información técnica realizada sobre las compuertas radiales que equipan las principales obras hidráulicas de la Argentina, así como el ordenamiento dado a dicha información mediante la generación de una base de datos general.

6.1 Introducción

Con el propósito de contar con un panorama suficientemente amplio acerca de las soluciones implementadas en la Argentina en relación con el proyecto de compuertas radiales de superficie (y también de profundidad, aunque esto exceda el alcance de este trabajo) se ha procedido a recopilar información de interés específico para este trabajo, procedente de diversas fuentes confiables (concesionarias, organismos nacionales y provinciales).

Los datos recabados se han ordenado en una base de datos que consiste en una planilla de Microsoft Excel que agrupa los datos característicos de las compuertas radiales de los principales aprovechamientos hidroeléctricos del país, así como de su entorno operativo.

En cada fila (registro) se resume las características principales de las compuertas presentes de cada obra en consideración. En líneas generales, los campos corresponden a información de la obra en la que se encuentran emplazadas: ubicación geográfica, datos hidrológicos principales, niveles del embalse, características del vertedero o descargador, tipo, uso, geometría y peso de las compuertas y características del sistema de accionamiento.

6.2 Fuentes de información

A los fines de la obtención de la información necesaria, se procedió a recabar y ordenar los siguientes datos:

- Información no confidencial con que cuenta la empresa.
 - Información pública disponible en sitios webs de organismos nacionales, entre las cuales se destaca la procedente de la Secretaría de Recursos Hídricos, la Secretaría de Energía, el Ente Nacional Regulador de la Electricidad (ENRE) y el Organismo Regulador de Seguridad de Presas (ORSEP) de la Nación.
 - Sitios webs de las concesionarias.
 - Consultas al personal gerencial de algunos de los aprovechamientos hidroeléctricos que poseen compuertas radiales.
-

Para complementar la información con que cuenta la empresa se ha solicitado, a los fines del presente proyecto integrador profesional, la información necesaria a las operadoras de los complejos hidroeléctricos, la que se irá integrando a la base de datos a medida que sea recibida la información de terceros.

En el Anexo I adjunto al presente, se incluye la versión impresa del listado de fuentes de la información recopilada para cada uno de los registros que hasta el momento han sido integrados a la base de datos.

6.3 Base de datos

En la base de datos, cada fila (registro) corresponde a los datos recabados de las compuertas de una obra en particular, mientras que en cada columna (campos) se define la información a ser recabada conforme con el siguiente detalle:

- Identificación:

(Id) Número de identificación asignado al registro de la serie de datos relativos a la(s) compuerta(s).

- Obra:

(Alias) Apodo de la presa a la que pertenece la compuerta.

(Presa) Nombre de presa.

(Complejo) Aprovechamiento hidráulico en el que se encuentra emplazada.

- Ubicación geográfica:

(Región) Región en la que se encuentra el complejo, según el siguiente detalle (Ídem SADI):

- NOA: Noroeste argentino,
- NEA: Noreste argentino,
- CUY: Cuyo,
- CEN: Centro,
- LIT: Litoral,
- GBA: Gran Buenos Aires,
- BAS: Buenos Aires,
- COM: Comahue,



- PAT: Patagonia.

(Provincia) Provincia argentina en la que se encuentra la obra.

(Coord) Coordenadas de latitud y longitud del emplazamiento de la obra.

(Link) Hipervínculo de Google Maps.

- Datos hidrológicos:

(Cuenca)

(Superficie) Superficie de la cuenca en km^2 .

(Módulo) Caudal modulo del río en m^3/s .

(Pico) Caudal pico de crecida en m^3/s .

(Recorre) Recurrencia del caudal pico de crecida informado.

(QmaxRe) Caudal máximo registrado en m^3/s .

(AñoQmx) Año en el que se registró el caudal máximo.

- Embalse:

(Corona) Cota del Nivel de Agua de Coronamiento (NACo) de la presa [m.s.n.m].

(NAME) Cota del Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME) [m.s.n.m].

(NAMOIIn) Cota del Nivel de Agua Máximo Ordinario (NAMO) de invierno [m.s.n.m].

(NAMOVE) Cota del Nivel de Agua Máximo Ordinario (NAMO) de verano [m.s.n.m].

- Obra de descarga:

(PerCon) Fecha de inicio y fin de la construcción de la obra.

(TipDes) Tipo de obra de descarga (De superficie o de fondo).

(CanVan) Cantidad de vanos de la obra de descarga.

(AchVan) Ancho de un vano típico de la obra de descarga.

(AltVan) Altura libre obra de descarga (Dintel en obra de fondo).

(Cresta) Cota de la cresta de la obra de descarga.

(QtDise) Caudal de diseño que puede erogar la suma de todos los vanos de la obra de descarga para el NAMO.

- Compuertas:

- (Uso) Control crecidas, compensación, riego
- (Umbral) Cota del umbral de asiento de la compuerta [m.s.n.m].
- (Dintel) Cota del labio superior de la compuerta [m.s.n.m].
- (Gorrón) Cota de la articulación de los brazos [m.s.n.m].
- (Alto) Altura total de la compuerta medida verticalmente [mm]
- (Ancho) Ancho del escudo de la compuerta [mm]
- (Radio) Radio de curvatura del escudo de la compuerta [mm].
- (VigasV) Cantidad de vigas verticales.
- (VigasH) Cantidad de vigas horizontales.
- (RayBra) Cantidad de rayos por brazo.
- (Peso) Peso total de la compuerta (escudo, estructura, brazos y articulación solidaria a cada brazo), no incluye la parte estacionaria de los gorriones.
- (TipoAcc) Tipo de accionamiento de la compuerta (Oleohidráulico o electromecánico).
- (ConfigAcc) Configuración del accionamiento.
- (PotAcc) Potencia máxima instalada del sistema de accionamiento [KW].
- (EsfIza) Esfuerzo máximo normal que es capaz de desarrollar el sistema de izaje.
Fuerza máxima normal de cada servomotor [kgf], si el tipo de accionamiento es oleohidráulico.
Fuerza máxima normal del cable [kgf], si el tipo de accionamiento es electromecánico.
- (DiaMen) Diámetro menor del interior del pistón [mm], si el tipo de accionamiento es oleohidráulico.
Diámetro menor externo del cable [mm], si el tipo de accionamiento es electromecánico.
- (DiaVas) Diámetro del vástago [mm], si el tipo de accionamiento es oleohidráulico
NA (No aplicable), si el tipo de accionamiento es electromecánico.
-

(Carrera) Carrera del pistón [mm], si el tipo de accionamiento es oleohidráulico.

NA (No aplicable), si el tipo de accionamiento es electromecánico.

(Complem) Complementos, incluyendo imágenes, esquemas, planos, y/u otra información técnica disponible.

(Notas) Notas y comentarios respecto de la información contenida en alguno de los campos del registro correspondiente.

En el Anexo II, se presenta la planilla de la base de datos indicando la totalidad de la información recopilada para los veintiséis registros que han sido integrados a la misma.

6.4 Fichas técnicas

La importancia de la elaboración de fichas técnicas radica en su capacidad de visualizar información de antecedentes para desarrollar una determinada tarea. En este trabajo, a partir de la base de datos elaborada, se preparó una ficha técnica de la compuerta radial que se seleccionó como caso de estudio correspondiente a la compuerta de Piedra del Águila (ver Anexo III).

6.5 Aspectos relevantes

La recopilación previa y ordenada de antecedentes de aspectos técnicos relevantes relativos a estudios de ingeniería a desarrollar, constituye en la empresa una buena práctica, reglada por los procedimientos internos de la empresa.

Son varias las razones que motivan la decisión de la dirección en pautar su instrumentación, algunas de las principales se exponen a continuación:

- a) El equipo de trabajo asignado al proyecto toma conocimiento temprano de soluciones ya implementadas en uno o más proyectos que guardan semejanza con el proyecto o parte del proyecto a desarrollar, movilizándolo el debate interno acerca de las soluciones a implementar sobre la base de ejemplos concretos.
 - b) Se reducen sustancialmente los tiempos empleados al momento de plantear alternativas solución a los problemas que requiere sortear el proyecto a desarrollar.
 - c) Desde el inicio de los estudios y de la elaboración de los borradores de diseño, el equipo de trabajo cuenta con una o más referencias para validar por comparación los primeros resultados, avanzando sobre bases más sólidas que tienden a evitar la reiteración de trabajos indeseables y revisiones múltiples.
-

- d) Reduce los costos de preparación de ofertas técnicas y facilita el intercambio de opiniones con el cliente a la hora de explicitar los aspectos destacados de las propuestas presentadas, entre otras ventajas.

La numerosa cantidad de campos que contiene la base de datos desarrollada apunta a dar respuesta satisfactoria a búsquedas de diversa índole relacionadas no solo con las características de las compuertas radiales y sus accionamientos, sino también con el medio físico natural y el entorno constructivo en el que se emplazan. Como no ha sido posible obtener todos los datos requeridos, la empresa irá completando a medida que se acceda a los datos faltantes, aspecto que no invalida el uso de la base a los fines citados anteriormente.

7. REQUERIMIENTOS DEL PROYECTO A PREDIMENSIONAR

7.1 Introducción

En primer lugar, deben recabarse los datos de entrada o requerimientos del proyecto en relación con la disposición y geometría de los vanos en la que serán emplazadas las compuertas radiales a predimensionar, así como también las características operativas y del medio físico del entorno (resumidos en la hoja de cálculo “A. Entorno”).

Luego, se procede a seleccionar de la base de datos, una compuerta de referencia de características y dimensiones similares (cuyos parámetros se exponen en la hoja de cálculo “B. Referencia”).

Cabe destacar que la citada selección, de ajustarse satisfactoriamente a las características principales del proyecto objeto del trabajo, constituye una base comparativa de gran utilidad para iniciar el predimensionamiento (primera iteración del proceso de cálculo). En el caso de este trabajo, se pretende corroborar que las dimensiones de una compuerta existente (caso de estudio) sean tal que las tensiones y deformaciones estén por debajo de las admisibles (compuerta radial del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila), con el propósito de validar a través de los resultados obtenidos, la aptitud de las planillas y el procedimiento aplicado.

Además, se definen las tensiones admisibles en función de los escenarios de carga para los materiales principalmente usados en la fabricación de compuertas.

7.2 Entorno del emplazamiento

Se debe remarcar que la explotación de una presa requiere de criterios operativos claros y de información suficiente y confiable que permitan asegurar el cumplimiento de dichos límites, en salvaguarda de la integridad de la estructura y en prevenir eventuales accidentes (ORSEP, 2018). Estas restricciones deben ser consideradas en el desarrollo de los procedimientos operativos, y deben incluirse en cada uno de ellos:

- Caudales máximos de descarga de los equipos de control.
 - Nivel máximo de operación del embalse.
 - Niveles de operación normal.
 - Restricciones a las operaciones bajo circunstancias especiales de llenado o descenso del embalse (primer llenado, vaciado rápido, etc.).
 - Restricciones legales, estacionales y ambientales.
-

De acuerdo con las recomendaciones dadas por ORSEP (2018), la extensión de los criterios de las restricciones operativas deberá ajustarse a la complejidad y características de cada entorno en el que se emplace el aprovechamiento, así como al nivel de impacto de una eventual falla de la presa u operativa.

Como parte integrante de la estructura de retención de las presas, las compuertas radiales (incluyendo sus dispositivos de accionamiento y sistemas normales y de emergencia de alimentación eléctrica) deben ser diseñadas, operadas y mantenidas contemplando la significación que los mismos guardan para la seguridad estructural y operativa del aprovechamiento hídrico en el que se emplazan.

En la planilla “A. Entorno” se exhiben:

- Datos del embalse: NAMO (Nivel de Agua Máximo Ordinario) y NAME (Nivel de Agua Máximo Extraordinario).
- Datos de las obras civiles, como el nivel de coronamiento de la presa, cantidad y dimensiones de los vanos del vertedero de superficie, o de la conducción de descarga profunda.
- Datos del medio físico, tales como aceleración de los sismos básicos operativos y máximo creíble, velocidad del viento máxima y media, temperatura del agua máxima y mínima, peso específico del aire y del agua, altura media y máxima de olas, y características de los sedimentos.

Los citados datos se han ordenado en la planilla referida conforme se indica a continuación:

Tabla 7-1: Planilla A. Entorno

Id	Tipo	Descripción	Unidad	
5	Nombre del proyecto	Embalse Piedra del Águila	-	
6	Datos embalse	Nivel de agua máximo ordinario de verano (NAMOVe)	m s.n.m	
7		Nivel de agua máximo ordinario de invierno (NAMOIIn)	m s.n.m	
8		Nivel de agua máximo extraordinario (NAME)	m s.n.m	
9	Obras civiles	Nivel coronamiento	m s.n.m	
10		Nivel cresta vertedero	m s.n.m	
11		Nivel inferior vigas puente de coronamiento	m s.n.m	
12		Nivel de fundación del módulo del vertedero	m s.n.m	
13		Nivel de umbral	m s.n.m	
14		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	m s.n.m	
15		Nivel extremo superior cerrada (para compuertas de superficie)	m s.n.m	
16		Nivel de centro de giro (gorrón)	m s.n.m	
17		Nivel articulación servomotor	m s.n.m	
18		Ancho del vano	mm	
19		Altura del vano	mm	
20		Cantidad de vanos	-	
21		Medio físico	Aceleración del sismo básico operativo (SBO)	g
22			Aceleración del sismo máximo creíble (SMC)	g
23			Velocidad del viento media	km/h
24			Velocidad del viento máxima	km/h
25			Temperatura del agua máxima	°C
26	Temperatura del agua mínima		°C	
27	Peso específico del agua		N/m ³	
28	Temperatura ambiente máxima		°C	
29	Temperatura ambiente mínima		°C	
30	Peso específico del aire		N/m ³	
31	Altura media de olas		m	
32	Altura máxima de olas		m	
33	Altura máxima estimada de sedimentos		m	
34	Peso específico de los sedimentos		N/m ³	
35	Profundidad del embalse respecto a la fundación del vertedero		m	
36	Ángulo de resistencia al corte de sedimentos [ϕ_s]		°	

El Anexo V consiste en la planilla “A. Entorno” con los datos relativos al caso tomado como caso de estudio.

7.3 Proyecto de referencia

En la planilla “B. Referencia” se exhiben datos del entorno y dimensiones de la compuerta que el usuario de esta guía debe seleccionar de la base de datos. Se debe procurar que la compuerta presente características semejantes, o convenientemente parametrizadas, a la que se pretende predimensionar, teniendo en cuenta prioritariamente la similitud de la altura hidrostática desde el nivel máximo de embalse al umbral de la compuerta. Los citados datos se han ordenado en la planilla referida conforme se indica a continuación:

Tabla 7-2: Planilla B. Rererencia

Id	Tipo	Descripción	Unidad		
5	Datos embalse	Nivel de agua máximo ordinario de verano (NAMOVe)	m s.n.m		
6		Nivel de agua máximo ordinario de invierno (NAMOIn)	m s.n.m		
7		Nivel de agua máximo extraordinario (NAME)	m s.n.m		
8	Obras civiles	Nivel coronamiento	m s.n.m		
9		Nivel cresta vertedero	m s.n.m		
10		Nivel inferior vigas puente de coronamiento	m s.n.m		
11		Nivel de fundación del módulo del vertedero	m s.n.m		
12		Nivel de umbral	m s.n.m		
13		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	m s.n.m		
14		Nivel extremo superior cerrada (para compuertas de superficie)	m s.n.m		
15		Nivel de centro de giro (gorrón)	m s.n.m		
16		Nivel articulación servomotor	m s.n.m		
17		Ancho del vano	mm		
18		Altura del vano	mm		
19		Cantidad de vanos	-		
20	Medio físico	Aceleración del sismo básico operativo (SBO)	g		
21		Aceleración del sismo máximo creíble (SMC)	g		
22		Velocidad del viento media	km/h		
23		Velocidad del viento máxima	km/h		
24		Temperatura del agua máxima	°C		
25		Temperatura del agua mínima	°C		
26		Temperatura ambiente máxima	°C		
27		Temperatura ambiente mínima	°C		
28		Olas de altura media	m		
29		Olas de altura máxima	m		
30		Altura máxima estimada de sedimentos	m		
31		Peso específico de los sedimentos	kN/m ³		
32	Características de diseño	Ancho total compuerta	mm		
33		Altura vertical total compuerta	mm		
34		Radio de curvatura compuerta	mm		
35		Nivel de umbral	m s.n.m		
36		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	m s.n.m		
37		Nivel extremo superior cerrada	m s.n.m		
38		Nivel de centro de giro (gorrón)	m s.n.m		
39		Nivel articulación servomotor-obra civil	m s.n.m		
40		Nivel articulación compuerta-servomotor cerrada	m s.n.m		
41		Nivel articulación compuerta-servomotor abierta	m s.n.m		
42		Long. Arco umbral-brazo inferior	mm		
43		Long. Arco brazo inferior-brazo superior	mm		
44		Long. Arco brazo superior-nivel extremo superior cerrada	mm		
45		Peso compuerta	Tn		
46		Tiro inicial de apertura por servo	Tn		
47	Geometría de detalle de la compuerta	Vigas Verticales Centrales	Cantidad	u	
48		Alma	Espesor	mm	
49			Altura	mm	
50			Platabanda posterior	Espesor	mm
51				Ancho	mm
52		Vigas Verticales Extremos	Alma	Espesor	mm
53				Altura	mm
54			Platabanda posterior	Espesor	mm
55				Ancho	mm
56		Viga Horizontal Superior	Alma	Espesor	mm
57				Altura	mm
58			Platabanda posterior	Espesor	mm
59				Ancho	mm
60		Viga Horizontal Inferior	Alma	Espesor	mm
61				Altura	mm
62			Platabanda posterior	Espesor	mm
63				Ancho	mm
64		Escudo	Espesor	mm	
65			Long. entre vigas verticales	mm	
66			Long. entre refuerzos horizontales	mm	
67		Brazo Superior	Tapas	Ancho	mm
68				Espesor	mm
69			Almas	Altura	mm
70				Espesor	mm
71	Longitud			mm	
72	Brazo Inferior	Tapas	Ancho	mm	
73			Espesor	mm	
74		Almas	Altura	mm	
75			Espesor	mm	
76	Gorrón	Eje-buje	Diámetro	mm	
78		Cartelas	Espesor	mm	

En el Anexo VI se incluye la planilla “B.Referencia”, con la información referida a la compuerta adoptada como ejemplo. Los primeros datos ingresados en la planilla

“D. Dimensiones” relacionados con la compuerta que se esté desarrollando podrán ser tomados de esta esta planilla de referencia.

Resulta oportuno reforzar la idea de que el caso de estudio ha sido utilizado únicamente para la creación y verificación de estas planillas. En el futuro el proceso inicia seleccionando una compuerta aquí llamada de referencia. Es decir, por un lado, para desarrollar las planillas de este trabajo se toman los datos de una compuerta radial de un proyecto existente como un caso de ejemplo (caso de estudio), la que solo tiene validez para verificar la aptitud de las planillas desarrolladas. El caso de referencia tiene importancia para el uso real futuro de las planillas desarrolladas, puesto que en la planilla de referencia se introducen datos de una compuerta de un proyecto existente cuyas dimensiones son similares a las del proyecto para el cual se pretende predimensionar una compuerta. Para el presente trabajo, esta diferencia no tiene consecuencias ya que la referencia y el caso de estudio se resumen en el mismo proyecto.

7.4 Materiales empleados

En la planilla “C. Materiales” se incorporan los datos de propiedades mecánicas, se definen los límites admisibles de resistencia de los materiales para cada uno de los escenarios contemplados en la construcción de estructuras metálicas destinadas al uso hidráulico. El usuario es el encargado de seleccionar el material ya sea de acero, bronce o caucho sintético según se requiera. En el Anexo VII se presenta la mencionada planilla para el caso de estudio.

Comúnmente, para la estructura, se utilizan aceros tipo St-37, St-42 y el St-52 (DIN 19704-1, 1998). En tanto que, para los bronce, los datos se refieren a la norma SAE, y en el caso de los bujes comerciales Lubrite Heavy Duty se contempla en la información proporcionada por el fabricante para proyectos hidroeléctricos como los tratados en este trabajo.

Para los sellos se utilizan cauchos de nitrilo (NBR o Buna-N), a veces recubiertos con teflón en una porción de la superficie para reducir el coeficiente de fricción.

Tabla 7-3: Planilla C. Materiales

Id	Tipo	Descripción	Unidad	Valores			
D1. ACEROS ESTRUCTURALES							
7	Datos mecánicos	Material estructural	-	St-52	St-37	St-42	St-52
8		Tensión rotura	MPa	520	370	420	520
9		Tensión fluencia	MPa	345	245	280	345
10		Módulo de elasticidad longitudinal	GPa	205	205	205	205
11		Peso específico	kN/m ³	77	77	77	77
12	Tensiones admisibles en	Normal de compresión	MPa	210	140	151	210
13	Estados normales u	Normal de tracción	MPa	240	160	173	240
14	ordinarios	Corte	MPa	139	92	100	139
15		Comparación (Huber-von Mises-Henky)	MPa	270	180	195	270
16	Tensiones admisibles en	Normal de compresión	MPa	240	160	173	240
17	Estados extraordinarios	Normal de tracción	MPa	270	180	195	270
18		Corte	MPa	156	104	113	156
19		Comparación (Huber-von Mises-Henky)	MPa	288	192	209	288
20	Tensiones admisibles en	Normal de compresión	MPa	280	185	200	280
21	Estados excepcionales	Normal de tracción	MPa	315	210	228	315
22		Corte	MPa	182	121	131	182
23		Comparación (Huber-von Mises-Henky)	MPa	324	216	235	324
D2. BRONCES							
27	Datos mecánicos	Material	-	Lubrite	SAE 62	SAE 64	Lubrite
28		Tensión rotura	MPa	760	300	200	760
29		Alargamiento a la rotura	%	12	15	8	12
30		Dureza Brínell	HB100	-	70	60	-
31		Peso específico	kN/m ³	8,8	8,8	8,8	8,8
32		Tensión de aplastamiento	MPa	55	15	10	55
33	Comportamiento	Resistencia a la corrosión	-	Excelente	Excelente	Excelente	Excelente
34		Resistencia al desgaste	-	Excelente	Buena	Excelente	Excelente
35		Cualidad antifricción	-	Excelente	Buena	Excelente	Excelente
36		Resistencia al aplastamiento	-	Alta	Alta	Baja	Alta
37	Tensiones admisibles en Estados normales u ordinarios	Normal de aplastamiento	MPa	38,3	10	7	38
38	Tensiones admisibles en Estados extraordinarios	Normal de aplastamiento	MPa	43,1	11,7	7,8	43,1
39	Tensiones admisibles en Estados excepcionales	Normal de aplastamiento	MPa	50,2	13,7	9,1	50,2
D3. CAUCHO SINTÉTICO							
43	Datos mecánicos	Material	-	Buna-N	Buna-N	Con teflón	-
44		Tensión rotura mínima	MPa	20	20	14	-
45		Módulo de elasticidad al 300% de alargamiento	MPa	6	6	-	-
46		Alargamiento a la rotura mínima	%	450	450	250	-
47		Dureza ShoreA	ShA	65	65	65	-
48		Peso específico	kN/m ³	10	10,0	10,0	-
49		Coefficiente de fricción caucho-acero	-	1	1,0	0,10	-
50	Comportamiento	Resistencia a la absorción de humedad máximo	%	5	5,00	5,00	-
51		Resistencia a aceites minerales	-	Moderada	Moderada	Moderada	-
52		Resistencia al envejecimiento (resistencia a la tracción residual mínima)	%	80	80	80	-

8. GEOMETRÍA DE DETALLE ADOPTADA

8.1 Introducción

A los fines del cálculo de las dimensiones preliminares de la compuerta resulta necesario configurar la geometría de esta, sobre la base de la disposición y dimensiones de los vanos, las características operativas y del medio físico del entorno.

Dicha configuración queda definida en la planilla de cálculo “D. Dimensiones”, en las celdas que refieren a la “Geometría de detalle de la compuerta”, en la misma planilla se repiten a los fines prácticos (en celdas protegidas) datos correspondientes a las “Características de diseño”, provenientes de la planilla “A. Entorno”.

Para la elaboración de esta guía, como se dijo anteriormente, se realiza el predimensionamiento, o bien la verificación de las dimensiones, de una compuerta tomada como caso de estudio (compuerta radial del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila) con el propósito de validar, a través de los resultados obtenidos, el procedimiento aplicado.

En el Anexo VIII se presenta la planilla de “D. Dimensiones” obtenida para el caso de estudio, es decir, las dimensiones preliminares (y reales) de la compuerta radial de vertedero de Piedra del Águila.

8.2 Dimensiones del modelo adoptado

En la Tabla 8-1, se presentan las dimensiones que deben ser calculadas, conforme con la geometría general del modelo de compuerta radial de superficie adoptado.

Tabla 8-1: Planilla D. Dimensiones, geometría de detalle de la compuerta.

Id	Tipo	Descripción	Variable	Unidad		
21	Geometría de detalle de la compuerta	Escudo	Espesor	te	mm	
22			Long. entre vigas verticales	bvc	mm	
23			Distancia entre viga de los extremos y pila	bve	mm	
24		Distancia entre refuerzos horizontales	1er tramo	-	mm	
25			2do tramo	-	mm	
26		Vigas Verticales Centrales	Cantidad	nvc	u	
27			Alma	Espesor	ta_vc	mm
28				Altura	ha_vc	mm
29			Platabanda inferior	Espesor	tp1_vc	mm
30		Ancho		bp1_vc	mm	
31		Vigas Verticales Extremos	Alma	Espesor	ta_ve	mm
32				Altura	ha_ve	mm
33			Platabanda inferior	Espesor	tp1_ve	mm
34				Ancho	bp1_ve	mm
35		Viga Horizontal Superior	Alma	Espesor	ta_hs	mm
36				Altura	ha_hs	mm
37			Platabanda inferior	Espesor	tp_hs	mm
38				Ancho	bp_hs	mm
39		Viga Horizontal Inferior	Alma	Espesor	ta_hi	mm
40				Altura	ha_hi	mm
41			Platabanda inferior	Espesor	tp_hi	mm
42				Ancho	bp_hi	mm
43		Brazo Superior (890x890)	Tapas	Ancho	bt_bs	mm
44				Espesor	tt_bs	mm
45			Almas	Altura	ha_bs	mm
46				Espesor	ta_bs	mm
47		Longitud del brazo superior		ll_bs	mm	
48		Brazo Inferior (890x890)	Tapas	Ancho	bt_bi	mm
49				Espesor	tt_bi	mm
50			Almas	Altura	ha_bi	mm
51				Espesor	ta_bi	mm
52		Longitud del brazo inferior		ll_bi	mm	
53		Gorrón	Eje-buje	Diámetro int.	dibg	mm
54				Diámetro ext.	debg	mm
55				Longitud eje/buje	Leg	mm
56			Cartelas	Espesor	tcg	mm
57		Sellos	Sello lateral	Longitud total	-	mm
58				Longitud l ₁	-	mm
59				Longitud l ₂	-	mm
60				Dist. Precarga	-	mm
61		Longitudes de arcos	Longitud Arco umbral - brazo inferior	LUI	mm	
62			Longitud Arco brazo inferior - brazo superior	LIS	mm	
63			Longitud Arco brazo superior - nivel extremo superior cerrada	LSD	mm	

Con respecto a las características de diseño de la compuerta, los parámetros a emplear son los indicados en la Tabla 8-2. En dicha tabla, se reúnen datos del entorno, así como estimaciones de la ubicación de los brazos sobre la estructura del escudo y el peso.

Tabla 8-2: Planilla D. Dimensiones, características de diseño.

Id	Tipo	Descripción	Variable	Unidad
5	Características de diseño	Ancho total compuerta	B	mm
6		Altura vertical total compuerta	H _{UD}	mm
7		Radio de curvatura compuerta	R	mm
8		Nivel de umbral	NU	m s.n.m
9		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	Ndintel	m s.n.m
10		Nivel extremo superior cerrada	ND	m s.n.m
11		Nivel de agua máximo ordinario	NAMO	m s.n.m
12		Nivel de agua máximo extraordinario	NAME	m s.n.m
13		Nivel coronamiento	NACo	m s.n.m
14		Nivel de centro de giro (gorrón)	NCG	m s.n.m
15		Nivel articulación servomotor-obra civil	NASerOC	m s.n.m
16		Nivel articulación compuerta-servomotor cerrada	NASer_C	m s.n.m
17		Nivel articulación compuerta-servomotor abierta	NASer_A	m s.n.m
18		Peso estructura retención de la compuerta (escudo + v. verticales + v. horizontales)	WER	Tn
19		Peso brazos	WB	Tn
20		Tiro inicial de apertura por servo	-	Tn

9. CARGAS EXTERNAS

Esta sección, tiene por objeto establecer los fundamentos necesarios para determinar las cargas que deben ser consideradas, en cada escenario de combinaciones de carga, al momento de realizar el predimensionamiento de la compuerta radial.

Para ello se han utilizado un conjunto de planillas de cálculo interactivas, que serán presentadas y explicadas en adelante.

El proceso de cálculo comienza planteando los escenarios de combinación de cargas que solicitarán a la compuerta según la oportunidad de su concomitancia, para luego determinar el valor de cada carga actuante sobre la base de los datos operativos y del medio físico del entorno, tal como se exhibe en “E. CargasExt.”, y su auxiliar, “EA. AuxCargasExt.”.

Una vez calculadas las resultantes de las solicitudes externas que deben ser contempladas en el dimensionamiento de la estructura de retención y las reacciones de vínculo que estas provocan para cada escenario de combinación de cargas, se procede a seleccionar el escenario dimensionante que se presenta como más crítico.

9.1 Tipos de carga

A continuación, se definen los tipos de carga actuantes sobre la compuerta y las expresiones de cálculo para la determinación de sus respectivas resultantes, las cuales tomarán los valores que corresponda según el escenario en estudio.

9.1.1 Carga por peso propio de la estructura de la compuerta

Es la carga vertical debida a la acción de la gravedad sobre la masa de la estructura, incluyendo los pesos muertos adheridos a la misma, como, por ejemplo: troncos, sedimentos intersticiales, hielo, agua estacionada en los cajones, entre otros.

Como se muestra en la Figura 9.1, con fines prácticos, se descompone el peso total de la compuerta en dos. Por un lado, el peso de la estructura de retención, que consiste en el escudo y la estructura adosada al mismo (vigas verticales y horizontales), y por el otro el peso de los brazos, los cuales vinculan la estructura de retención con los gorriones.

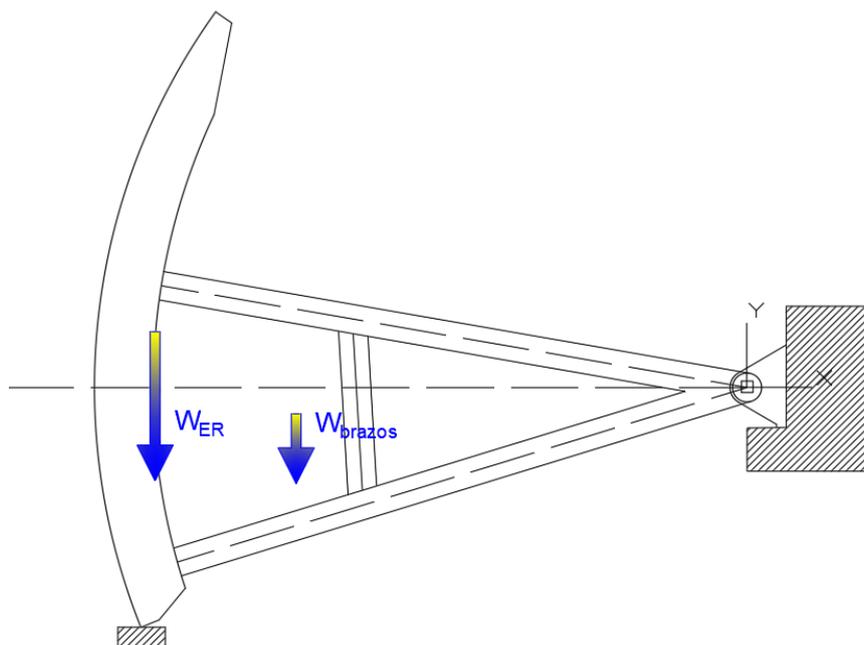


Figura 9.1: Peso de la compuerta.

El peso de la compuerta debe ser suficiente para vencer las cargas de fricción de modo tal de permitir el descenso de la compuerta, puesto que los medios de accionamiento de este tipo de equipamiento solo proveen el esfuerzo de elevación. Así mismo, la carga debido al peso deberá deformar el sello inferior de modo de asegurar la estanqueidad sobre el umbral.

El valor mínimo del peso requerido por unidad de longitud en el sello puede estimarse empleando la expresión siguiente, recomendada por firmas consultoras internacionales y de uso práctico en la empresa:

$$w_{req} = 0,125 \cdot Sh^{1,5} \cdot cp^{1,28} \cdot t_s \quad (16)$$

Dónde:

- w_{req} : Peso mínimo por unidad de longitud requerido en el sello [kg/m].
- Sh : Dureza Shore del elastómero del sello inferior.
- cp : Compresión del sello que se pretende obtener, la que como mínimo se recomienda sea de 5 mm [mm].
- t_s : Espesor del sello inferior [cm].

9.1.2 Carga hidrostática debida al nivel de agua

El diseño de estructuras de contención de fluidos requiere el cálculo de las fuerzas hidrostáticas sobre las superficies de dichas estructuras. Estas fuerzas están relacionadas con el efecto del peso del fluido sobre las superficies que lo contienen (White, 1998). El esfuerzo

provocado por la presión hidrostática actuando sobre una superficie de cualquier orientación es normal a la misma y siempre de compresión.

Según Erbisti (2004), la componente horizontal de la fuerza hidrostática resultante que ejerce un fluido sobre una compuerta de segmento o radial se obtiene de la ecuación:

$$W_h = \gamma \cdot B \cdot h \cdot \left(H - \frac{h}{2} \right) \quad (17)$$

En tanto, la componente vertical se calcula con:

$$W_v = \gamma_w \cdot B \cdot R \cdot \left[D_m \cdot (\cos \alpha_s - \cos \alpha_i) + R \cdot \frac{\alpha_i - \alpha_s}{2} + R \cdot \frac{(\sin \alpha_s \cdot \cos \alpha_s - \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i)}{2} \right] \quad (18)$$

Donde:

- γ_w : Peso específico del agua = $9,81 \text{ kN/m}^3$
- B : Ancho de la compuerta o distancia entre sellos laterales.
- R : Radio del escudo (medido en la superficie mojada).
- H : Altura máxima de agua sobre el umbral (NAMO, NAME o NACo).
- h : Altura de sellado de la compuerta.
- D_m : Diferencia entre el nivel de agua y el centro de curvatura del escudo.
- D_s : Diferencia entre el nivel del centro de curvatura del escudo y el sello superior (en el caso de compuertas de fondo o sumergidas) o el nivel del embalse (en el caso de compuertas de vertedero).
- D_i : Diferencia entre el nivel del centro de curvatura del escudo y el umbral.
- α_s : Ángulo superior, calculado como: $\alpha_s = \text{arc sin} \left(\frac{D_s}{R} \right)$
- α_i : Ángulo inferior, calculado como: $\alpha_i = \text{arc sin} \left(\frac{D_i}{R} \right)$

D_m , D_s y D_i son diferencias de elevaciones o niveles y pueden asumir valores con signo positivo o negativo, dependiendo del arreglo de la compuerta. La dirección de la componente vertical es positiva hacia arriba y negativa si lo hace hacia abajo.

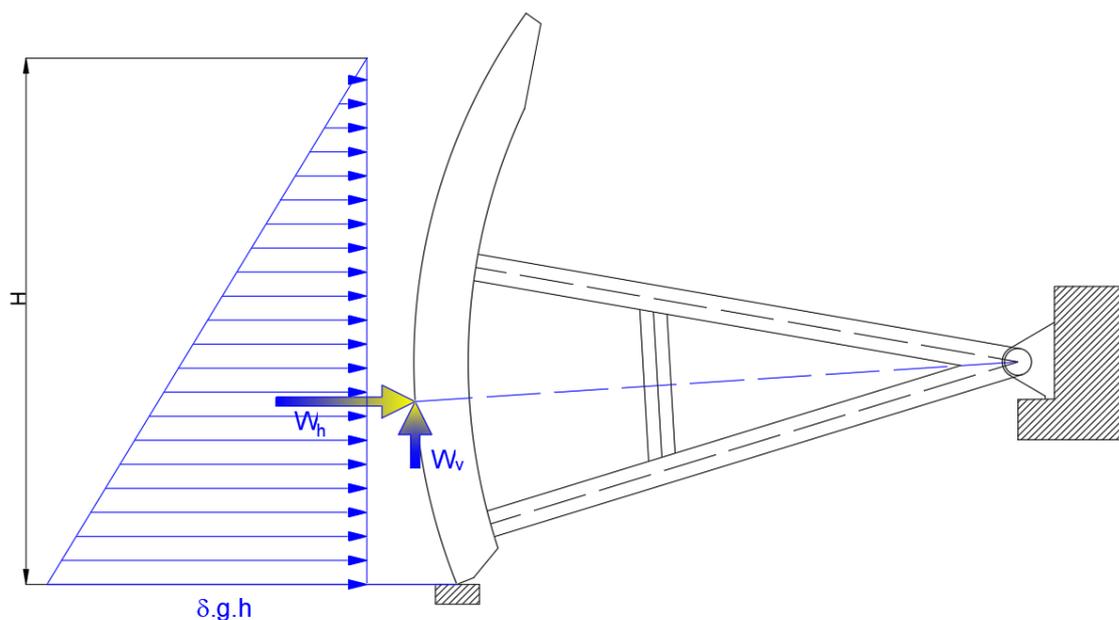


Figura 9.2: Presión hidrostática sobre el escudo y cargas hidrostáticas W_h y W_v .

La magnitud y dirección de la carga hidrostática resultante se calcula como:

$$W = \sqrt{W_h^2 + W_v^2} \quad (19)$$

$$\beta = \arctan W_v/W_h \quad (20)$$

A los fines de los cálculos a los que se refiere el predimensionamiento del presente estudio, la expresión de Erbisti para la carga horizontal se empleará para determinar el esfuerzo máximo en el umbral de la compuerta cerrada, completando la integración aplicando el método simplificado descrito en la sección 9.2.

9.1.3 Carga debida a dilataciones térmicas

La mayoría de los materiales se expanden al aumentar la temperatura, es decir, un aumento de temperatura suele aumentar el volumen de los materiales. Dado un elemento de un material determinado, sin fuerzas aplicadas y sin restricciones que impidan la libre deformación térmica, para una variación de temperatura dT relativamente pequeña (menos de 100°C), la dimensión global en una determinada dirección L aumentará casi de manera directamente proporcional al cambio de temperatura dT y a la longitud inicial L_0 (Young & Freedman, 2009), es decir:

$$dL = \alpha \cdot L_0 \cdot dT \quad (21)$$

Dónde:

- α : Coeficiente de expansión lineal [K^{-1}], el cual varía ligeramente con la temperatura.

- L_0 : Longitud inicial del material que experimenta la variación térmica.

Si se sujeta el elemento rígidamente en los extremos para evitar su expansión o contracción, y luego se realiza un cambio en la temperatura dT , aparecerán esfuerzos térmicos de compresión o tracción, según sea el signo de dT . Para calcular los esfuerzos térmicos sobre el elemento en la dirección restringida, primero se debe calcular el valor de dL como si estuviera libre, y luego se calculan los esfuerzos necesarios que hubieran sido necesarios para comprimirlo o estirarlo a su longitud original.

Para el caso de una varilla de longitud L_0 , completamente restringida en sus extremos, cuyo material posee un módulo de Young E y un coeficiente de expansión térmica α en una determinada dirección, las tensiones térmicas inducidas σ_t debidas a un cambio de temperatura ΔT en la varilla se calculan con la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = -E \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (22)$$

Un material que presenta expansión o dilatación térmica isotrópica, como es el caso del acero, es decir, con coeficientes de dilatación térmica idénticos en todas sus direcciones, ante una variación de temperatura y estando libre o sin sujeciones, no presenta esfuerzos térmicos. Por otro lado, si hay diferencias de temperatura dentro de un cuerpo, o bien, si los coeficientes de expansión son desiguales para distintas direcciones habrá expansión o contracción no uniformes, y pueden inducirse esfuerzos térmicos diferenciales.

Para este caso, la deformación de la estructura de retención de la compuerta radial en la dirección del flujo es prácticamente nula en razón de su escasa dimensión respecto a la longitud de los brazos. En cuanto a la deformación lateral, es decir, en dirección normal al vano de la compuerta, el ancho de la compuerta es ligeramente inferior al ancho del vano, espacio que es ocupado por los sellos de elastómero, por lo tanto, puede considerarse libre en esta dirección. En cuanto al eje de dirección vertical, que se corresponde con el alto de la compuerta, la estructura de retención se encuentra apoyada sobre el umbral, y libre en su extremo superior.

En síntesis, las tensiones inducidas por la dilatación térmica sobre la estructura de retención pueden considerarse despreciables, en tanto deberían ser contempladas en el predimensionamiento de los brazos puesto que en este caso estos elementos estarán restringidos, en un extremo por los gorriones y en el otro por la estructura de retención confinada por la masa de agua aguas arriba. A pesar de lo anterior, las tensiones en los brazos inducidas por dilataciones térmicas se desprecian.

9.1.4 Carga debida a sedimentos

La acumulación gradual de depósitos de sedimento fino, en particular limos, contra el frente de la presa o compuertas, genera una fuerza resultante por unidad de ancho de sedimentos sobre la compuerta P_s . La magnitud de P_s , la cual es una carga adicional a la presión hidrostática del agua, que resulta en una distribución lineal de presiones al igual que la hidrostática, es función del cuadrado de la profundidad de sedimentos y_3 , el peso unitario del sedimento sumergido γ'_s y el coeficiente de presión lateral activo K_a (Novak, et al., 2004), la que, según estos autores puede obtenerse empleando la siguiente expresión:

$$P_s = K_a \cdot \gamma'_s \cdot y_3^2 \quad (23)$$

Dónde:

- γ'_s : Coeficiente de expansión lineal [K^{-1}], el cual varía ligeramente con la temperatura $\gamma'_s = \gamma_s - \gamma_w$.
- y_3 : Altura máxima de sedimentos respecto al umbral.
- K_a : Coeficiente de presión lateral activo.

El coeficiente de presión lateral activo se puede estimar como $K_a = \frac{(1 - \sin \phi_s)}{1 + \sin \phi_s}$, siendo ϕ_s el ángulo de resistencia al corte (cizallamiento) del sedimento. Valores comunes del peso específico del sedimento saturado se encuentran entre $\gamma_s = 18 - 20 \text{ kN/m}^3$ y de 30° para el ángulo ϕ_s , obteniéndose entonces:

$$K_a \cdot \gamma'_s \cong 3 \text{ kN/m}^3$$

La fuerza debido a los sedimentos que actúa sobre el escudo de la compuerta se calcula entonces como:

$$F_s = 0,5 \cdot P_s \cdot B \quad (24)$$

Dónde:

- B : ancho de la compuerta.

El punto de aplicación de esta fuerza respecto al umbral se ubica a un tercio de la altura de sedimentos, es decir:

$$y_{Fs} = \frac{y_3}{3} \quad (25)$$

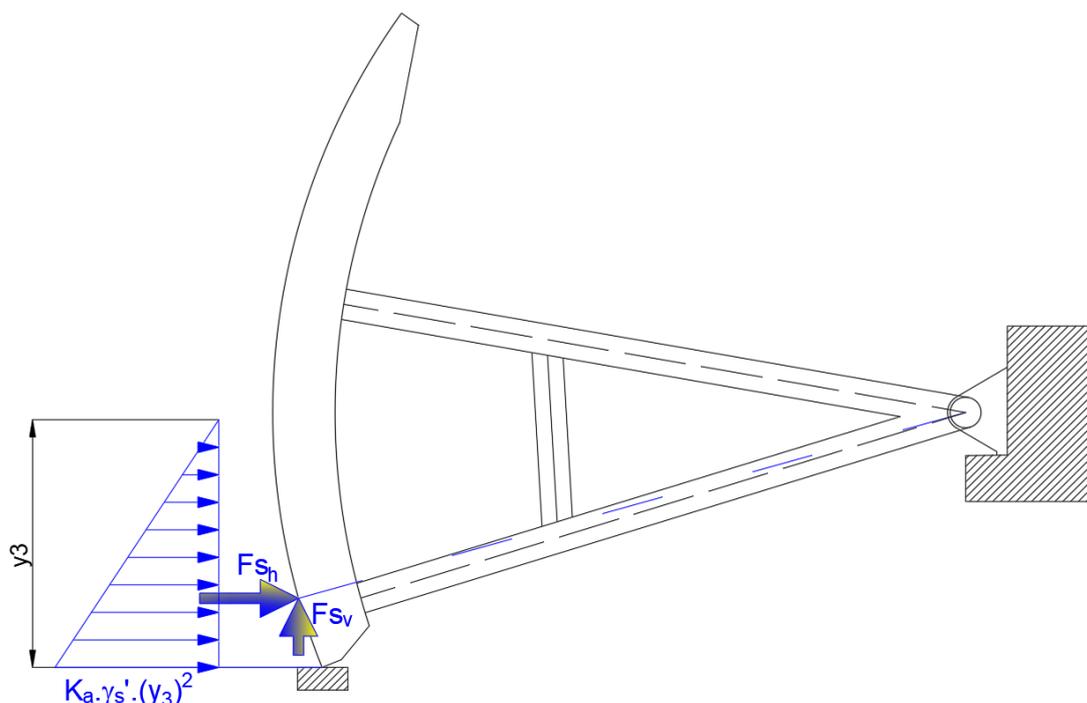


Figura 9.3: Presión debida a altura y_3 de sedimentos.

9.1.5 Carga hidrodinámica debida al oleaje

La fuerza hidrodinámica transitoria generada por la acción del oleaje P_{ola} contra los paramentos (caras o taludes) de las presas, compuertas, y otras estructuras hidráulicas es de una magnitud relativamente pequeña y, por su naturaleza, aleatoria y local (Novak, et al., 2004).

Cuando se necesita un valor específico para P_{ola} (esfuerzo por unidad de ancho B de la compuerta) se puede utilizar una estimación conservadora para la carga dinámica, adicional a la hidrostática, empleando la siguiente ecuación:

$$P_{ola} = 2 \cdot \gamma_w \cdot (H_s)^2 \quad (26)$$

Donde:

- γ_w : Peso específico del agua = $9,81 \text{ kN/m}^3$.
- H_s : altura significativa de la ola que se refleja con una amplitud doble sobre la superficie que golpea.

9.1.6 Carga dinámica debida al viento

La fuerza o carga dinámica por la acción del viento se relaciona con la resistencia de forma de una superficie sobre la que incide una corriente de aire con una velocidad u y de área proyectada A_{proy} , a través de la expresión:

$$F_v = c_f \cdot p_r \cdot A_{proy} \quad (27)$$

Siendo $p_r = \frac{\gamma_{aire}}{2 \cdot g} \cdot u^2$ la presión de remanso, y c_f el coeficiente de forma, que para este caso se tomará igual a $c_f = 1,1$, el que correspondería a una placa cuadrada siendo el flujo totalmente perpendicular a la misma, según lo expuesto en Dubbel (1977).

Ubicándose el punto de aplicación de esta fuerza respecto al umbral, en el punto medio de la longitud desarrollada seca de la compuerta, es decir:

$$y_{F_v} = L_{D,sm} + \frac{L_{D,ss}}{2} \quad (28)$$

Donde:

- γ_{aire} : Peso específico del aire = $1,2 \text{ kN/m}^3$.
- g : Gravedad de la tierra = $9,81 \text{ m/s}^2$.
- u : Componente horizontal de la velocidad media o máxima del viento (según el escenario que corresponda).
- A_{proy} : Área proyectada de la compuerta sobre el plano normal a la dirección del viento.
- $L_{D,sm}$: Longitud desarrollada de la superficie mojada del escudo de la compuerta.
- $L_{D,ss}$: Longitud desarrollada de la superficie seca del escudo de la compuerta.

9.1.7 Carga debida a la fricción de los sellos

La fuerza de fricción se debe tener en cuenta para la determinación del esfuerzo de izaje y la verificación del peso que es capaz de cerrar la compuerta y conferir la estanqueidad en el umbral. La misma se desarrolla a lo largo del radio de los laterales del escudo y son debidas principalmente a la fricción entre los sellos y las placas laterales embebidas en el hormigón del vano.

Su magnitud es igual al producto del coeficiente de fricción μ_s y la fuerza normal N entre la placa (piezas fijas de acero inoxidable empotradas en el hormigón del vano) y los sellos laterales.

$$F_s = \mu_s \cdot N \quad (29)$$

Asumiendo un coeficiente de fricción μ_s constante a lo largo de todo el radio de los laterales de la compuerta, y utilizando la ecuación presentada a continuación, definida por U.S.A.C.E. (2000), la fuerza de fricción viene dada por:

$$F_s = \mu_s \cdot s \cdot l + \mu_s \cdot \gamma_w \cdot \frac{d}{2} \cdot \left(l_1 \cdot \frac{h}{2} + h \cdot l_2 \right) \quad (30)$$

Para sellos de goma elastomérica se recomienda un coeficiente de fricción de $\mu_s = 1$, según lo mostrado en la Tabla 9-1. Los sellos teflonados, es decir, que tienen un recubrimiento de teflón, proporcionan un coeficiente de fricción más bajo y se recomiendan para el uso en servicio con carga desequilibrada.

Tabla 9-1: Coeficientes de fricción para estructuras de acero (DIN19704-1 [1998])

Combinación de materiales	Coeficiente de fricción al deslizamiento, μ_s (húmedo)	
	Mínimo	Máximo
Acero/acero	0,20	0,35
Acero/aleación de cobre	0,18	0,30
Acero inoxidable/poliamida	0,15	0,25
Acero inoxidable/polietileno	0,10	0,20
Acero/elastómero (dureza de 50 a 70 Shore A)	0,80	1,00
Acero/elastómero con recubrimiento de PTFE (teflón)	0,10	0,10
Acero/hormigón	0,4	

La fuerza normal N está compuesta por la sumatoria de dos fuerzas:

- La fuerza de precarga del sello F_{sa} (que corresponde al primer término).
- La fuerza generada por la presión hidrostática que actúa sobre la superficie del sello F_{sh} (segundo término).

Dónde:

- μ_s : Coeficiente de fricción del sello lateral de la compuerta.
- l : Longitud total del sello lateral.
- l_1 : Longitud del sello lateral medido desde la cabecera hasta el nivel de agua de descarga, o hasta la parte inferior del sello si el nivel de agua está por debajo del umbral de la compuerta.
- l_2 : Longitud del sello lateral medido desde el nivel de agua de descarga hasta la parte inferior del sello (es igual a cero si el nivel de agua está por debajo del umbral de la compuerta).
- s : Fuerza de precarga del sello lateral por unidad de longitud.
- γ_w : Peso específico del agua = $9,81 \text{ kN/m}^3$.
- d : Ancho del sello expuesto a la presión hidrostática del embalse.

- h : Distancia vertical tomada desde el nivel de agua hasta el nivel de restitución o a la parte inferior del sello si el nivel de restitución está por debajo del nivel de umbral.

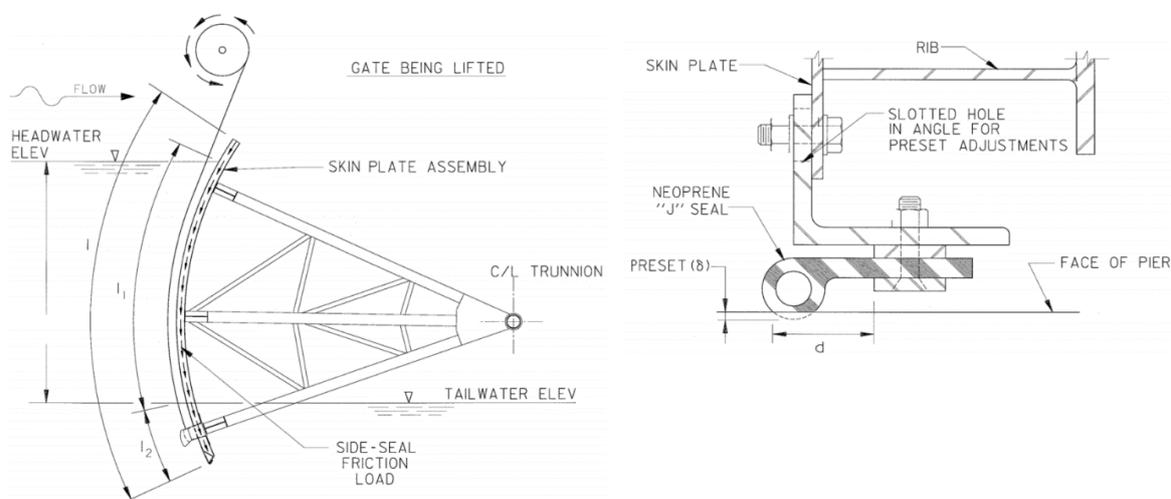


Figura 9.4: Carga de fricción y arreglo estándar de sello lateral (U.S.A.C.E., 2000).

La fuerza de precarga por unidad de longitud se puede estimar, adecuando la ecuación de deflexión de una viga en voladizo con una carga aplicada en un extremo. La deflexión o flecha máxima se da en el extremo opuesto al empotramiento (Budynas & Nisbett, 2008), y viene dada por:

$$\delta_{max} = \frac{F \cdot d^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (31)$$

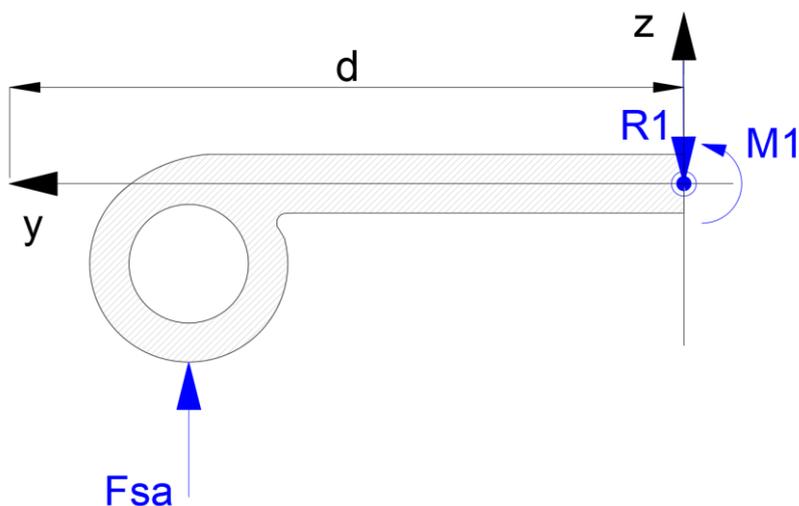


Figura 9.5: Vista transversal ilustrativa de un sello lateral tipo J o nota musical, sometido a la fuerza de precarga F_{sa} .

Dónde:

- I : Segundo momento de área de la sección resistente al momento flector del sello.
- F : Fuerza aplicada en un extremo, que corresponde con la fuerza de precarga.
- δ_{max} : Deflexión máxima en la viga, que corresponde con la distancia de precarga (generalmente se toma 5 mm).
- d : Longitud de la viga, en este caso corresponde al ancho del sello.
- E : Módulo de elasticidad, para este caso, de la goma, $E = 30\text{ MPa}$.

Los sellos utilizados en la mayoría de los casos son del tipo J nota musical, cuya sección resistente al momento flector es rectangular, por lo tanto, el momento de área de una sección rectangular está dado por (Budynas & Nisbett, 2008):

$$I_{xx} = \frac{l \cdot h^3}{12} \quad (32)$$

Siendo l el lado mayor y h el lado menor del rectángulo.

Reemplazando la expresión anterior en la ecuación (31) y despejando F/l , a lo que se denomina fuerza de pre-apriete por unidad de longitud, es decir, $s = F/l$, se obtiene:

$$s = \frac{3 \cdot \delta \cdot E \cdot h^3}{d^3 \cdot 12} \quad (33)$$

Finalmente, reemplazando la ecuación precedente en la ecuación (30) se obtiene la ecuación utilizada para la estimación de la fuerza de fricción de uno de los sellos laterales de la compuerta:

$$F_s = \mu_s \cdot \left[\frac{3 \cdot \delta \cdot E \cdot h^3}{d^3 \cdot 12} \cdot l + \gamma_w \cdot \frac{d}{2} \cdot \left(l_1 \cdot \frac{h}{2} + h \cdot l_2 \right) \right] \quad (34)$$

Como se mencionó anteriormente esta fuerza se encuentra distribuida a lo largo del radio de los laterales del escudo y su contribución solo se considera en los escenarios en los que la compuerta está en movimiento, ya sea, abriendo o cerrando.

9.1.8 Carga debida a la fricción de los bujes

Para el caso de la resistencia de fricción que se desarrolla en la superficie eje-buje de los gorriones de la compuerta, la fuerza de fricción de los gorriones F_g se calcula simplemente como:

$$F_g = \mu_g \cdot R \quad (35)$$

Dónde:

- μ_g : Coeficiente de fricción entre el eje y el buje del gorrón.
- R : Fuerza normal que se aplica sobre los gorriones, la cual coincide con la fuerza resultante (incluye cargas hidrostáticas, hidrodinámicas, vientos, sismos, etc. pero no la debido al peso de la estructura).

Según recomienda uno de los fabricantes internacionales de cojinetes utilizados ampliamente en aplicaciones de hidroelectricidad, los bujes autolubricados Lubrite especificados para servicio pesado en gorriones de compuertas radiales, funcionarán con un coeficiente de fricción entre 0,04 y 0,09, según el tipo de insertos lubricantes con los que hayan sido construidos, así como los parámetros operativos que caracterizan la articulación. No obstante, el mismo fabricante recomienda considerar un coeficiente de diseño de 0,10.

Por lo tanto, se ha adoptado un coeficiente para los cálculos de fricción entre la superficie del eje y el buje autolubricado del gorrón de $\mu_g = 0,10$.

9.1.9 Carga debida a los medios de accionamiento

De acuerdo con la DIN 19704-1 (1998), las fuerzas de accionamiento se determinan de acuerdo con las cargas a mover, considerando:

- Las fuerzas de rozamiento: las principales son debidas al contacto entre los sellos laterales y placas fijas empotradas en el hormigón, y las de los bujes de los gorriones. Estas son tratadas en las secciones 9.1.7 y 9.1.8 respectivamente. Otras fuerzas de rozamiento y rodadura corresponden a las ruedas laterales de las compuertas, que son despreciables en comparación con las antes citadas, sobre todo teniendo en cuenta que hacen contacto con las placas empotradas de manera circunstancial debido a su carácter de ruedas de guía. Según la DIN 19704-1 (1998) en órganos de cierre cuyo descenso o cierre se realiza sin fuerza mecánica, es decir, por su propio peso, debido al efecto adverso al movimiento, las fuerzas de fricción deben ser mayoradas por un factor de 1,25 y además debe utilizarse los mayores coeficientes de fricción del rango especificado para el par de materiales.
 - El peso total de la compuerta: que se compone tanto por el peso de la estructura de retención (escudo y reticulado compuesto por vigas verticales), vigas horizontales y el peso de los brazos.
-

Para este caso se prevé un accionamiento cuyo punto de anclaje con la compuerta se encuentra aproximadamente a un 90% del radio de la compuerta respecto al centro de giro, en la parte inferior del escudo. Por tanto:

$$F_{acc} = \frac{1}{R_{acc}} \cdot [(M_{Fs} + M_{Fg}) \cdot 1,25 + M_W] \quad (36)$$

Donde:

- R_{acc} : Distancia entre el punto de vinculación con el medio de accionamiento y el centro de giro de la compuerta. Se adopta $0,9 \cdot R$, siendo R el radio de la compuerta.
- M_{Fs} : Momento de fricción debida a los sellos laterales.
- M_{Fg} : Momento de fricción debida a los gorriones.
- $M_{W_{ER}}$: Momento debido al peso de la estructura de retención, cuya línea de acción, a los fines prácticos, se considera ubicada a $0,9 \cdot R$.
- $M_{W_{brazos}}$: Momento debido al peso de los brazos, cuya línea de acción, a los fines prácticos, se considera ubicada a $0,7 \cdot R$.

9.1.10 Carga debida a impactos

La carga debida impactos se especifica para tener en cuenta el impacto de objetos contundentes (tales como troncos, hielos, rocas y otros objetos extraños) o bien cargas laterales debido a la expansión térmica de capas de hielo.

La carga debida a impactos se especifica en U.S.A.C.E. (2000) como una carga uniformemente distribuida de 73 kN/m , que actúa en dirección aguas abajo y se aplica a lo largo del ancho de la compuerta a una altura igual al nivel del embalse.

La norma DIN 19704-1 (1998), por otro lado, expone que el impacto de hielo debe asumirse como una presión actuante adicional a la presión hidrostática. Esta presión actúa en dirección horizontal y se la considera igual a 150 kN/m^2 en embalses y 250 kN/m^2 en áreas costeras.

Adicionalmente, dado que el impacto de una barcaza es un evento accidental para el que no resulta práctico hacer estimaciones específicas de cálculo, la carga de impactos calculada como se indicó anteriormente proporciona un margen de seguridad ante estos eventos (U.S.A.C.E., 2000).

9.1.11 Carga debida a sismos

La actividad sísmica está asociada con patrones de oscilación de aceleraciones y movimientos de tierra complejos que generan fuerzas transitorias debido a la inercia de las masas del órgano de retención y del cuerpo de agua que retienen. En cuanto a las aceleraciones horizontales y verticales, las primeras son de mayor intensidad. Habitualmente, para el diseño de una estructura másica de retención, como el caso de una presa, debe considerarse que ambas operan en el sentido menos favorable a la estabilidad de dicha estructura. En estas configuraciones, en condiciones de embalse lleno, las cargas sísmicas más adversas ocurrirán cuando la onda sísmica está asociada con:

- a. Una aceleración horizontal de la cimentación que opera aguas arriba.
- b. Una aceleración vertical ascendente de la cimentación que opera aguas abajo.

Como resultado de la primera condición (a), los efectos de la inercia generarán una carga hidrodinámica adicional del agua que actúa en sentido aguas abajo y una carga de inercia atribuible a la masa que también actúa en sentido aguas abajo. La aceleración de la cimentación aguas abajo, segunda condición (b), reducirá en efecto el peso, y por tanto la estabilidad de la estructura.

Siendo el peso de la estructura de la compuerta despreciable respecto de la carga hidrodinámica del agua, sólo se considera el efecto de la aceleración horizontal del sismo, tal como prescribe U.S.A.C.E. (2000), indicando que, para el dimensionamiento de la compuerta se asume que la dirección de la aceleración del sismo es paralela a la línea central del vano correspondiente, por lo tanto, también será paralela a la línea media de la compuerta. Esto equivale a decir que se desprecian los efectos de la aceleración vertical y perpendicular al vano de la compuerta, las cuales son comparativamente insignificantes.

Las cargas sísmicas de diseño se especifican generalmente sobre la base de un sismo básico operativo (SBO) con un intervalo de recurrencia medio de 144 años (U.S.A.C.E., 2000). No obstante, para el caso de estructuras hidromecánicas de retención de presas, como lo son las compuertas radiales de aliviadero de superficie o descarga de fondo, también será menester verificar la integridad estructural ante la acción del sismo máximo creíble (SMC). Es decir, para el primer caso (SBO), se requiere que la compuerta conserve su condición operativa durante el sismo, en tanto, para el segundo caso (SMC), sólo que mantenga su función de retención en condiciones estáticas.

La presión hidrodinámica puede estimarse mediante la ecuación propuesta por Westergaard en 1931 (U.S.A.C.E., 2000). Esta ecuación se aplica para ambos lados de la compuerta, es decir, aguas arriba y aguas abajo de la misma.

$$p = \frac{7}{8} \cdot \gamma_w \cdot a_c \cdot \sqrt{H} \cdot y \quad (37)$$

Dónde:

- p : Presión hidrodinámica lateral a una distancia y por debajo del nivel del embalse.
- γ_w : Peso específico del agua = $9,81 \text{ kN/m}^3$.
- H : Profundidad del embalse, medida desde el nivel del embalse hasta el fondo de la presa, ya sea, tanto aguas arriba como aguas debajo de la estructura.
- a_c : Aceleración básica máxima relativa de la presa debido al SBO o al SMC, según el escenario de cálculo (relativa a la aceleración de la gravedad).

Para los escenarios en los que el agua no está en contacto con la estructura, la fuerza debida a sismos puede estimarse como:

$$E = a_c \cdot W_{D,C,M} \quad (38)$$

Siendo $W_{D,C,M}$ el peso de la porción de la estructura, hielo y sedimentos que son soportados por la estructura en estudio.

A los fines de los cálculos a los que se refiere el predimensionamiento del presente trabajo, la expresión de Westergaard se empleará para determinar el esfuerzo máximo en la compuerta cerrada, completando la integración aplicando el método simplificado descrito a continuación en la sección 9.2.

9.2 Método simplificado

A los fines del cálculo de las cargas actuantes sobre la compuerta se emplea un método simplificado, que, en términos generales, consiste en “rectificar” el escudo de la compuerta radial de modo de asimilar su configuración a una compuerta plana con una altura equivalente a la longitud desarrollada del escudo de la primera.

La longitud desarrollada se calcula mediante la expresión:

$$L = \Delta\theta \cdot R \quad (39)$$

Siendo R el radio del escudo y $\Delta\theta$ el ángulo entre dos puntos determinados del escudo de la compuerta, entre los cuales se pretende calcular la carga actuante.

Por ejemplo, para el caso del cálculo de la carga hidrostática actuante sobre la compuerta, se considera la longitud desarrollada entre el umbral y el pelo libre del nivel de agua. Luego, la resultante de la carga hidrostática simplificada viene dada por la siguiente ecuación:

$$W_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H \cdot L_{UA} \cdot B \quad (40)$$

La posición de la W_s respecto al umbral vale:

$$y_{wh} = \frac{1}{3} \cdot L_{UA} \quad (41)$$

Donde:

- γ_w Peso específico del agua = $9,81 \text{ kN/m}^3$
- B : Distancia entre sellos laterales o ancho de la compuerta.
- H : Altura entre el nivel de agua y el umbral
- L_{UA} : Longitud desarrollada entre el nivel de agua y el umbral.

En la planilla de cálculo “VeriMetodo”, presentada en el Anexo IV, se indican los resultados provistos por el método simplificado (utilizado en la planilla de cálculo “E. CargasExt.” para la determinación de todas las cargas en todos los escenarios considerados) respecto del método exacto aplicado sólo, a título de verificación, para la carga hidrostática debida al NAMO.

En dicha planilla se compara la resultante hidrostática obtenida con el método simplificado utilizando la ecuación (40), con los resultados obtenidos por integración numérica de la carga hidrostática en 1000 divisiones de la altura desde el umbral hasta el pelo libre del nivel de agua. También este resultado ha sido comparado con el determinado mediante la aplicación de las expresiones presentadas por Erbisti (2004), las que surgen de integración analítica de la ecuación del gradiente de presiones, tanto para las cargas horizontales como las verticales, expresiones indicadas en 9.1.2.

Tanto el método de integración numérica como las fórmulas presentadas por Erbisti (2004) brindan resultados prácticamente idénticos. La diferencia de estos resultados con el obtenido mediante el método simplificado, aplicado al caso de las compuertas del Aprovechamiento

Hidroeléctrico Piedra del Águila, es de 4,8% menor, es decir, la resultante simplificada es ligeramente superior a la real. Como se mencionó anteriormente, lo mismo ocurre para el resto de las compuertas incluidas en la base de datos, la cual en ningún caso la diferencia excede el 7%, por lo tanto, puede concluirse que la simplificación es válida y levemente conservadora, aspecto a destacar positivamente en un predimensionamiento como el que se pretende.

Los resultados de aplicar el método simplificado para calcular la carga resultante que actúa sobre cada compuerta radial de los aprovechamientos hidroeléctricos de Argentina que se encuentran en la base de datos, y cuyos datos están completos, se muestran en la Tabla 9-2:

Tabla 9-2: Resumen de cargas resultantes calculadas por integración numérica y el método simplificado.

Alias del emplazamiento	NAMO [m s.n.m]	Umbral [m s.n.m]	Dintel [m s.n.m]	Gorrón [m s.n.m]	Ancho [m]	Radio [m]	Resultante real (Erbisti) [kN]	Resultante por integración numérica [kN]	Resultante simplificada [kN]	Error relativo [%]	H [m]
Arroyito	314,85	308,48	315,85	311,90	12,50	7,80	2526	2527	2564	1,50%	6,37
Cabra Corral	1037,00	1033,50	1038,65	1035,40	13,00	3,95	797	797	810	1,68%	3,50
Casa de Piedra	283,00	272,62	283,75	279,00	11,00	12,50	5998	6004	6030	0,53%	10,38
Chañar	340,50	331,60	341,25	336,60	9,00	11,00	3564	3566	3606	1,16%	8,90
Chocón	381,00	366,09	381,65	371,50	16,50	15,00	17999	18000	19093	6,08%	14,91
Futaleufú	492,50	484,20	495,50	487,68	10,00	14,00	3384	3388	3435	1,52%	8,30
Piedra del águila	592,00	573,09	592,50	580,50	15,00	20,00	26351	26354	27608	4,77%	18,91
Portezuelo Derivador	427,00	418,74	427,15	423,00	14,00	9,00	4761	4764	4868	2,26%	8,26
Portezuelo Frontal	427,00	418,74	427,15	423,00	14,00	9,00	4761	4764	4868	2,26%	8,26
PPL	479,00	464,10	480,00	471,10	13,80	17,00	15147	15153	15563	2,75%	14,90
Reyunos	996,00	989,00	996,50	992,75	12,00	9,50	2919	2921	2955	1,22%	7,00
Río Hondo	274,00	271,80	274,05	272,69	7,00	4,00	166	166	169	1,38%	2,20
Tunal	476,00	471,96	476,50	474,98	10,50	5,60	885	886	877	-0,87%	4,04

Si se grafica el error relativo porcentual versus la altura neta (NAMO-Umbral) para los distintos casos, se obtiene una curva de tendencia del tipo parabólica, de la cual se puede inferir que el error relativo aumenta con el cuadrado de la altura de agua.

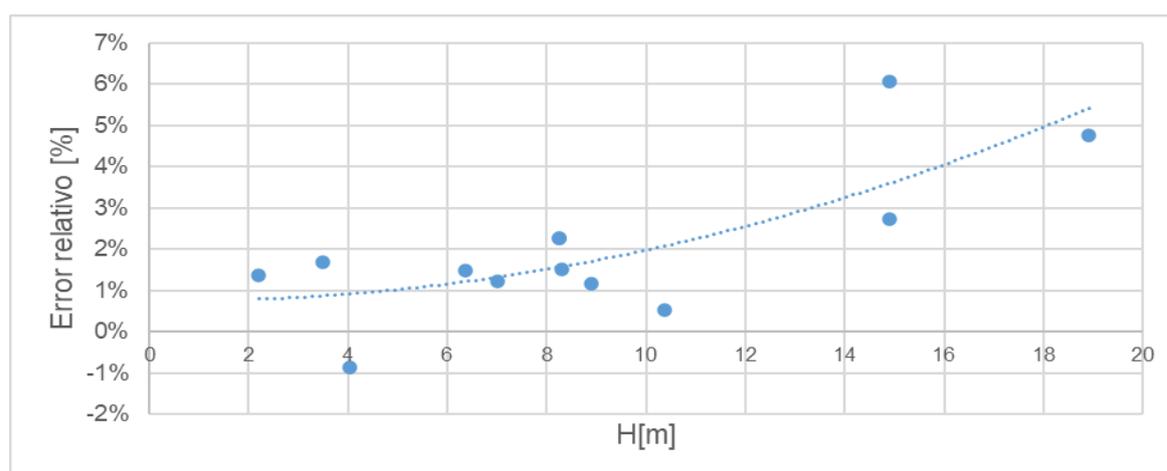


Figura 9.6: Gráfica del error relativo porcentual entre la resultante hidrostática calculada con el método simplificado y la resultante hidrostática real.

En el Anexo IV se exhiben los resultados obtenidos de la evaluación comparativa del método simplificado aludido en esta sección para el caso de la compuerta de Piedra del Águila, que

consiste en la planilla de cálculo “VeriMetodo”, que verifica la aptitud del método de rectificar el escudo para el caso de estudio.

Este método simplificado también será utilizado para la determinación de la carga total devenida de la acción sísmica, habiendo sido incrementado el resultado en 1,25 veces, para equiparar el valor obtenido con la integración de la fórmula de Westergaard entre el nivel de agua (A) y el nivel del umbral (U), conforme se indica a continuación:

$$F_{sismica} = \int_U^A p_w \cdot dA \cong 1,25 \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot \gamma_w \cdot a_c \cdot \sqrt{H \cdot h_{UN}} \right) \cdot \frac{L \cdot B}{2} \quad (42)$$

Ver referencias en ecuación (37).

10. COMBINACIÓN DE CARGAS

10.1 Escenarios de combinaciones de cargas

Una presa, al igual que una compuerta de vertedero o de descarga de fondo, se considera parte de la misma estructura de retención del embalse y debe diseñarse considerando las combinaciones, agrupamientos o escenarios de cargas adversos más rigurosos que tengan probabilidad razonable de ocurrencia simultánea. Las combinaciones que incluyan cargas transitorias con probabilidad insignificante de ocurrencia en operación no se consideran para el diseño, sin embargo, tales combinaciones deben investigarse o considerarse posteriormente (Novak, et al., 2004).

Para casi todas las circunstancias son suficientes tres combinaciones principales de cargas, tal como indica el autor citado, así como también en particular la DIN 19704 (1976). En orden ascendente de severidad, pueden designarse como combinaciones de cargas: normales (u ordinarias), particulares (extraordinarias) y excepcionales. En la Tabla 10-1 se presenta un resumen de las combinaciones propuestas de las cargas indicadas en la sección 9.1, habiendo por cada categoría hasta tres escenarios, A, B o C.

Tabla 10-1: Escenarios de combinación de cargas.

Cargas actuantes	Condición	Combinación de cargas						
		Ordinarias		Extraordinarias		Excepcionales		
		A	B	A	B	A	B	C
Primarias								
Peso propio		•	•	•	•	•	•	•
Hidrostática	NAMO	•			•	•	•	
	NAME			•				
	NACo							•
Dilatación térmica		•	•	•	•	•	•	•
Secundarias								
Sedimentos		•		•	•	•	•	•
Oleaje	Altura máxima	•		•	•	•	•	•
Viento	Velocidad máxima		•					
Fricción de sellos		•		•				
Fricción de bujes		•		•				
Medios de accionamiento		•		•				
Extremas								
Impactos						•		
Sismo	Básico Operativo (SBO)				•			
	Máximo Creíble (SMC)						•	

Las cargas correspondientes a la fricción de los sellos, bujes y las provocadas por los medios de accionamiento sobre la compuerta sólo son consideradas durante las maniobras de apertura y cierre (Ordinaria A y Extraordinaria A).

Las cargas correspondientes a la presión del viento sólo son consideradas cuando la compuerta esté completamente abierta (Ordinaria B).

El sismo básico operativo (SBO) se considera actuando con la compuerta cerrada y el NAMO (Extraordinaria B).

Teniendo en cuenta que las solicitaciones o cargas sólo deben ser consideradas actuando simultáneamente cuando su ocurrencia sea posible o probable, las cargas excepcionales configurarán escenarios independientes.

Las combinaciones de las cargas que incluyen cargas de impacto y las debidas al sismo máximo creíble (Excepcionales A y B), se consideran actuando simultáneamente con el NAMO y las restantes cargas del escenario Ordinario A con la compuerta cerrada, también con éstas últimas citadas se considera configurada la combinación de cargas que contempla el NACo (Excepcional C).

En ningún caso las deformaciones deberán impedir la operación normal de la compuerta una vez que las condiciones del entorno retornen al estado normal y cesen las réplicas del sismo, motivo por el cual las tensiones resultantes sobre la compuerta no deberán exceder las máximas admisibles para cada escenario.

Si bien para la ocurrencia del Sismo Máximo Creíble (SMC) también valen las consideraciones precedentes, tomando en cuenta su extremadamente baja probabilidad de ocurrencia, en general se admite que las tensiones desarrolladas en la estructura alcancen valores próximos a la tensión de fluencia, sin embargo en el presente trabajo se ha considerado que las tensiones máximas de trabajo no superen las tensiones máximas admisibles establecidas por la (DIN 19704, 1976) para estados de carga excepcionales.

Por último, cabe señalar que las combinaciones de cargas propuestas como se definen en la Tabla 10-1 no son aplicables en términos universales. El diseñador debe ejercer la moderación para definir las combinaciones de cargas que reflejen apropiadamente las circunstancias de la presa en consideración, como las características de las inundaciones anticipadas, rangos de operación, regímenes de temperatura, entre otros (Novak, et al., 2004).

10.2 Resultantes y reacciones de vínculo

A los fines de la determinación de las resultantes de la combinación de cargas correspondientes a cada escenario, se han adoptado las siguientes hipótesis:

- i. El peso de la estructura de retención, incluyendo el escudo, las vigas verticales y horizontales, y la totalidad del peso de los brazos descarga sobre el umbral.
 - ii. La resultante actuante sobre la estructura de retención es tomada completamente por los gorriones.
-

- iii. Para pequeñas aperturas parciales, la reacción del umbral es reemplazada por el esfuerzo de sostenimiento desarrollado por los medios de izaje.
- iv. Para los casos en que la compuerta se encuentre totalmente abierta, la resultante es tomada sólo por los gorriones, despreciando la reacción del medio de accionamiento.

10.3 Planillas de cálculo de cargas, resultantes y reacciones de vínculo

Conforme se muestra a continuación, en la planilla de cálculo “E. CargasExt.” se presenta el orden de cálculo de las cargas solicitantes correspondientes a cada uno de los escenarios considerados a los fines del predimensionamiento de una compuerta radial, así como también las resultantes de las respectivas combinaciones y las reacciones de vínculo en los gorriones y el umbral.

A los fines de la determinación de las cargas solicitantes para cada escenario se ha elaborado una planilla de cálculo auxiliar denominada “EA. AuxCargasExt”. Cabe destacar que en dicha planilla no es necesario introducir ningún dato debido a que estos son tomados desde las planillas correspondientes presentadas anteriormente, por tanto, las celdas han sido protegidas.

En el Anexo IX se exhiben los resultados obtenidos de los cálculos de las cargas, resultantes y reacciones realizados a los fines de completar la primera etapa del predimensionamiento de una compuerta radial existente, para lo cual ha sido seleccionada la emplazada en el vertedero del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila, la que en este trabajo coincide con el caso de referencia.

En la planilla “E. CargasExt.” se han destacado los resultados correspondientes a las reacciones de vínculo y el Índice Solicitación/Resistencia (ISR) (ver sección 10.4).

Tabla 10-2: Planilla E. CargasExt, escenarios normales u ordinarios de carga.

Id	Caso	Combinación de Cargas Actuales	Unidad
E1. ESCENARIOS NORMALES U ORDINARIOS DE CARGA			
8	E1.A. Ordinario	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN
9	Apertura 0% (cerrada)	Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN
10	<ul style="list-style-type: none"> • Peso propio 	Peso total de la estructura de retención	kN
11	<ul style="list-style-type: none"> • NAMO 	Peso de los brazos	kN
12	<ul style="list-style-type: none"> • Sedimentos 	Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN
13	<ul style="list-style-type: none"> • Oleaje 	Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN
14		Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN
15		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
16		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
17		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
18		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm ²
19		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-
20		Reacción sobre el umbral	kN
21		Reacción sobre los gorriones	kN
22	Abriendo desde 0% (adicionales)		
23	<ul style="list-style-type: none"> • Fricción de sellos 	Fricción de sellos de ambos laterales	kN
24	<ul style="list-style-type: none"> • Fricción de bujes 	Fricción de bujes de ambos gorriones	kN
25	<ul style="list-style-type: none"> • Medios de accionamiento 	Fuerza de izaje provocada por el medio de accionamiento	kN
26	E1.B. Ordinario	Peso total de la estructura de retención	kN
27	Apertura 100% (abierta)	Peso de los brazos	kN
28	<ul style="list-style-type: none"> • Peso propio 	Carga de viento de velocidad máxima sobre toda la superficie del escudo	kN
29	<ul style="list-style-type: none"> • Viento 	Resultante sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
30		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm ²
31		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-
32		Reacción sobre el umbral	kN
33		Reacción sobre los gorriones	kN

Tabla 10-3: Planilla E. CargasExt, escenarios extraordinarios de carga.

Id	Caso	Combinación de Cargas Actuales	
E2. ESCENARIOS EXTRAORDINARIOS DE CARGA			
37	E2.A. Extraordinario	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN
38	Apertura 0%	Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN
39	● Peso propio	Peso total de la estructura de retención	kN
40	● NAME	Peso de los brazos	kN
41	● Sedimentos	Carga hidrostática debida al NAME sobre toda la superficie mojada	kN
42	● Oleaje	Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN
43		Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN
44		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
45		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
46		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
47		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2
48		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-
49		Reacción sobre el umbral	kN
50		Reacción sobre los gorriones	kN
51	Abriendo desde 0% (adicionales)		
52	● Fricción de sellos	Fricción de sellos de ambos laterales	kN
53	● Fricción de bujes	Fricción de bujes de ambos gorriones	kN
54	● Medios de accionamiento	Fuerza de izaje provocada por el medio de accionamiento	kN
55	E2.B. Extraordinario	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN
56	Apertura 0%	Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN
57	● Peso propio	Peso total de la estructura de retención	kN
58	● NAMO	Peso de los brazos	kN
59	● Sedimentos	Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN
60	● Oleaje	Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN
61	● SBO	Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN
62		Carga por Sismo básico operativo (SBO)	kN
63		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
64		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
65		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
66		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2
67		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-
68		Reacción sobre el umbral	kN
69		Reacción sobre los gorriones	kN

Tabla 10-4: Planilla E. CargasExt, escenarios excepcionales de carga.

Id	Caso	Combinación de Cargas Actuales	
E3. ESCENARIOS EXCEPCIONALES DE CARGA			
73	E3.A. Excepcional	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN
74	Apertura 0% (cerrada)	Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN
75	● Peso propio	Peso total de la estructura de retención	kN
76	● NAMO	Peso de los brazos	kN
77	● Sedimentos	Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN
78	● Oleaje	Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN
79	● Impactos	Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN
80		Carga por impacto de objetos contundentes (troncos, hielos, rocas, etc.)	kN
81		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
82		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
83		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
84		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2
85		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-
86		Reacción sobre el umbral	kN
87		Reacción sobre los gorriones	kN
88	E3.B. Excepcional	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN
89	Apertura 0% (cerrada)	Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN
90	● Peso propio	Peso total de la estructura de retención	kN
91	● NAMO	Peso de los brazos	kN
92	● Sedimentos	Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN
93	● Oleaje	Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN
94	● SMC	Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN
95		Carga por Sismo máximo creíble (SMC)	kN
96		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
97		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
98		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
99		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2
100		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-
101		Reacción sobre el umbral	kN
102		Reacción sobre los gorriones	kN
103	E3.C. Excepcional	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN
104	Apertura 0% (cerrada)	Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN
105	● Peso propio	Peso total de la estructura de retención	kN
106	● NACo	Peso de los brazos	kN
107	● Sedimentos	Carga hidrostática triangular debida al NACo-NU sobre toda la superficie mojada	kN
108	● Oleaje	Carga hidrostática uniforme debida al NACo-ND sobre toda la superficie mojada	kN
109		Carga hidrostática debida al NACo sobre toda la superficie mojada	kN
110		Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN
111		Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN
112		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
113		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
114		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN
115		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2
116		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-
117		Reacción sobre el umbral	kN
118		Reacción sobre los gorriones	kN

10.4 Selección del escenario dimensionante

Con el propósito de abreviar la metodología de cálculo, se propone como método de selección del escenario dimensionante, el que presente el mayor Índice Solicitación/Resistencia (ISR) de la estructura de retención.

Este índice se calcula para cada escenario como el cociente entre la resultante de las cargas externas actuantes sobre la estructura de retención por unidad de superficie mojada del escudo y la tensión admisible de comparación (Huber-von Mises-Hencky) presentada en la planilla “D.Materiales” para el escenario correspondiente:

$$ISR = \frac{R/A_{sm}}{S_a} \quad (43)$$

Dónde:

- R : Resultante de las cargas externas sobre la estructura de retención.
- A_{sm} : Área mojada del escudo.
- S_a : Tensión o resistencia admisible del material para el subescenario correspondiente.

Cabe mencionar que, si bien la selección del escenario predimensionante se basa, en primera instancia, en adoptar el correspondiente de mayor ISR, hay que destacar que esta selección puede variar entre un escenario y otro en función de la magnitud de los parámetros que caracterizan el entorno. Por ejemplo, en un entorno en el cual la aceleración sísmica sea significativa, los escenarios de combinación de cargas de mayor ISR serían el Extraordinario E2.B (SBO) y el Excepcional E3.B (SMC). En tanto, si el proyecto se emplazara en zonas de escasa sismicidad podría ser otro el escenario predimensionante, por ejemplo, el Ordinario E1.A.

Por tal motivo, con el propósito de considerar otros escenarios se preparan también planillas para permitir el cálculo de las tensiones para este otro escenario posiblemente predimensionante en orden de “criticidad”, con el fin de dotar al usuario de las herramientas necesarias para transferir la información que requiere la posterior etapa de cálculo dimensionante.

La resultante de las cargas externas determinada de tal escenario será utilizada para calcular los esfuerzos internos, para luego estimar las tensiones normales, de corte y combinadas de las secciones más solicitadas de los componentes de la compuerta.

11. SOLICITACIONES INTERNAS Y DIMENSIONES PRELIMINARES

El objetivo de esta sección es el de determinar las dimensiones principales preliminares de cada componente de la estructura mediante la resistencia de materiales aplicado a barras simples, a partir de la selección del escenario dimensionante, la determinación de los esfuerzos internos consecuentes y la verificación de no exceder el estado límite de resistencia y de servicio, compatibles con las tensiones admisibles de los materiales y las deformaciones aceptables para conservar la funcionalidad del componente. Para ello se han utilizado un conjunto de planillas de cálculo, que serán presentadas y explicadas en adelante según corresponda.

Con el propósito de predimensionar los componentes de la compuerta, al igual que en el cálculo de las cargas externas que actúan sobre la compuerta, se utiliza la simplificación de “rectificar” el escudo y vigas verticales de la compuerta radial de modo de asimilar su configuración a una compuerta plana con una altura equivalente a la longitud desarrollada del escudo de la primera.

Se propone seguir el orden en que las cargas externas ortogonales al escudo (que se transfieren al gorrón) inciden sobre la estructura, es decir, en primer lugar, el escudo (incluyendo los refuerzos horizontales), luego las vigas verticales y la estructura tipo pórtico, compuesto por las vigas horizontales y los brazos. Por último, se predimensiona la articulación de los gorriones.

Aunque tenga significativamente menor incidencia, en cada caso también se tiene en consideración la acción del peso del órgano de retención.

11.1 Cargas externas equivalentes

Teniendo en cuenta que las cargas externas ortogonales al escudo sustancialmente más importantes, es decir, las cargas hidrostáticas y las provocadas por el sismo, han sido afectadas por el método simplificado (al que se refiere la sección 9.2) a una configuración con distribución triangular, a modo de facilitar los cálculos sin perjuicio de afectar los resultados, se calcula una carga con distribución triangular equivalente ortogonal al escudo (q'_L), aplicada a los componentes que correspondan para el cálculo de esfuerzos.

$$q'_L(x) = -q_L \cdot \left(1 - \frac{x}{L_{UX}}\right) = -2 \cdot \frac{R_{L,o}}{L_{UX}} \cdot \left(1 - \frac{x}{L_{UX}}\right) \quad (44)$$

Así mismo, para las cargas con distribución uniforme ortogonales al escudo que actúan sobre la estructura de retención, se define una carga con distribución uniforme equivalente ortogonal al escudo, dada por:

$$q'_U(x) = -q_U = -\frac{R_{U,o}}{L_{UX}} \quad (45)$$

Dónde:

- $R_{L,o}$: Sumatoria de las resultantes de las cargas con distribución triangular sobre la estructura de retención ortogonal al escudo correspondiente al escenario considerado.
- $R_{U,o}$: Sumatoria de las resultantes de las cargas con distribución uniforme sobre la estructura de retención ortogonal al escudo correspondiente al escenario considerado.
- L_{UX} : Longitud desarrollada del escudo entre el umbral y el nivel X, siendo X:
 - El nivel de agua correspondiente al escenario considerado si el nivel del agua (H_{UA}) es menor al nivel del extremo superior de la compuerta cerrada (H_{UD}), es decir, si $H_{UA} < H_{UD}$, o
 - El nivel del extremo superior de la compuerta cerrada si el nivel del agua supera al extremo superior de la compuerta, es decir, $H_{UA} > H_{UD}$.
- q_L : Valor máximo de la carga distribuida triangular equivalente a la resultante $R_{L,o}$, por unidad de longitud.
- q_U : Valor de la carga uniformemente distribuida equivalente a la resultante $R_{U,o}$, por unidad de longitud.

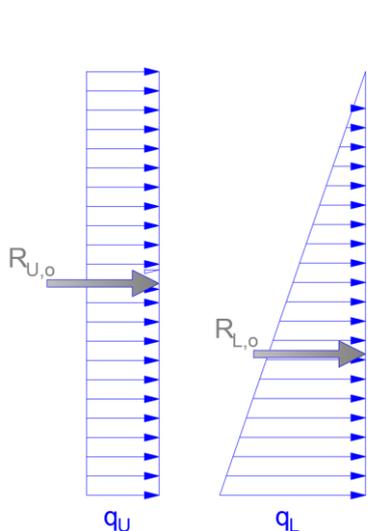


Figura 11.1: Resultantes de cargas uniformes y linealmente distribuidas.

Estas cargas equivalentes por unidad de longitud, ilustradas en la Figura 11.1, se repartirán en cada uno de los componentes de la compuerta de acuerdo con el orden antes indicado y conforme a la configuración geométrica de la estructura, según se indica en las respectivas secciones siguientes.

La carga equivalente distribuida total q_T' está dada por:

$$q_T'(x) = q_U'(x) + q_L'(x) = -(q_U + q_L) + q_L \cdot \left(\frac{x}{L_{UX}} \right) \quad (46)$$

En relación con el peso, como se mencionó anteriormente, el órgano de retención se supone que apoya totalmente sobre el umbral, trasladando esta carga a través de las vigas verticales. Admitiendo una distribución uniforme desde el extremo superior de la compuerta, se tendrá que el valor por unidad de longitud viene dado por el cociente:

$$q_W = \frac{W_{ER}}{L_{UD}} \quad (47)$$

Para contemplar las cargas puntuales, como por ejemplo la debida al choque de hielos o rocas, puede calcularse una resultante de las cargas puntuales, la cual se considera que actuará de manera ortogonal al escudo, aplicada en la posición L_{UX} , y está dada por:

$$P = \frac{\sum_1^n P_i \cdot L_{UP_i}}{\sum_1^n P_i} \quad (48)$$

Dónde:

- P_i : Carga externa puntual i que actúa sobre la estructura de retención, ortogonal al escudo.
- L_{UP_i} : Longitud desarrollada del escudo entre el umbral y la carga externa puntual P_i .

11.2 Modelo analítico 2D

En correspondencia con el manual U.S.A.C.E. (2000) el diseño de elementos estructurales de compuertas radiales puede hacerse con varios modelos bidimensionales independientes. Esto significa que el comportamiento general de la estructura total se simula con un modelo separado para la estructura de retención (compuesto por el escudo y vigas verticales), y otro modelo para los pórticos (uno compuesto por viga horizontal y brazos superiores, y el otro por los correspondientes inferiores). En estos análisis, las cargas de un modelo pueden corresponderse con las reacciones del otro, por ejemplo, las cargas aplicadas sobre la viga horizontal son las reacciones de las vigas verticales.

En la presente sección se presenta el desarrollo para el cálculo de esfuerzos, y posteriormente tensiones y deformaciones de los componentes de la compuerta. Cabe destacar que para realizar tal desarrollo deben introducirse un conjunto de dimensiones previas, las que, posteriormente, serán ajustadas de manera iterativa de tal forma de verificar los estados límite de resistencia y de servicio.

Como primera instancia de cálculo (iteración 0) pueden utilizarse las dimensiones principales de los componentes de la compuerta tomada como referencia, compuerta de características similares a la compuerta a predimensionar, efectuando las adecuaciones que sean necesarias a la geometría del vano de las obras civiles.

11.2.1 Escudo y vigas verticales

El modelo 2D del conjunto del escudo y vigas verticales se asume con curvatura cero, es decir, se “rectifican” el escudo y vigas verticales de tal manera de quedar rectos, como muestra la figura siguiente.

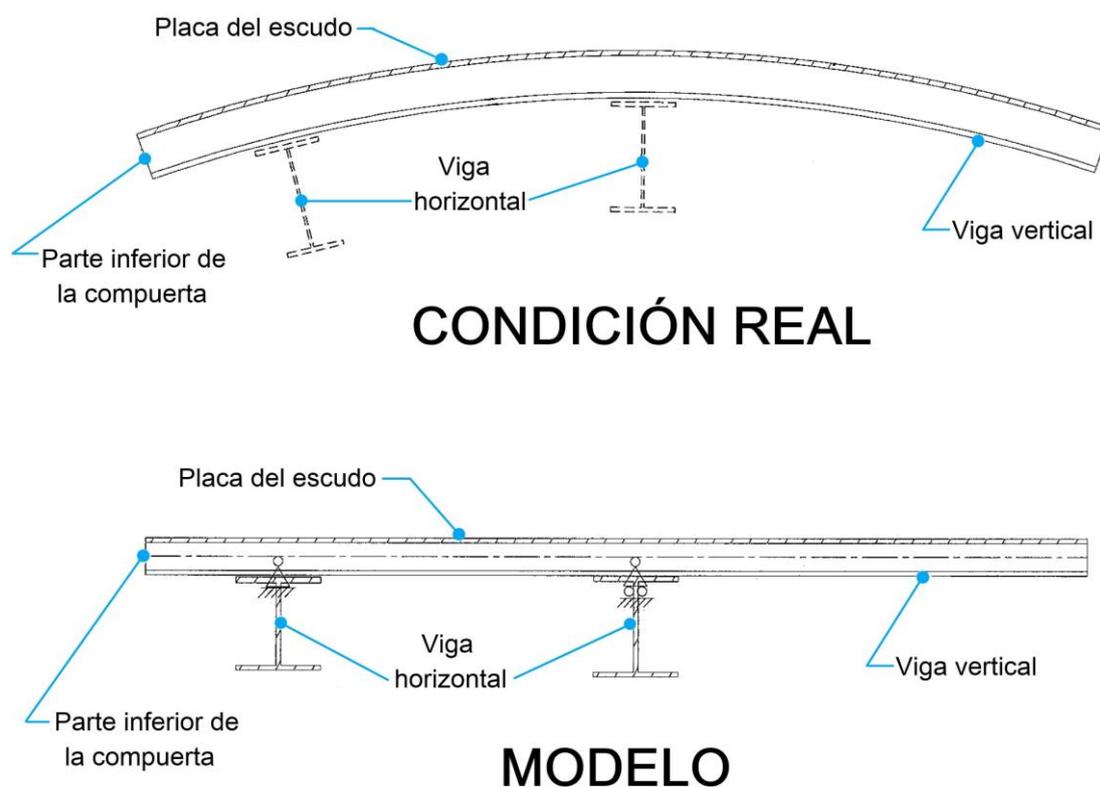


Figura 11.2: Condición real y del modelo del conjunto escudo-vigas verticales (U.S.A.C.E., 2000).

Las vigas verticales junto con un ancho determinado de la placa del escudo (denominado más adelante ancho colaborante del escudo) actúan como una viga continua con dos apoyos sobre las vigas horizontales, de tal manera de ser un elemento estáticamente determinado.

La placa del escudo de la configuración geométrica considerada está segmentada por las vigas verticales en la dirección del ancho y por refuerzos horizontales a lo largo de la longitud desarrollada.

En el Anexo X y el Anexo XI se incluye la planilla “F. Escudo” y “G. VVerticales” respectivamente, con los cálculos de tensiones y deflexiones relativos al caso tomado como ejemplo, es decir, al caso de estudio.

11.2.1.a) Condiciones de borde

Las condiciones de borde del conjunto vigas verticales y ancho colaborante del escudo consisten en dos apoyos simples localizados en los apoyos de las vigas verticales sobre las dos vigas horizontales. Esta consideración se justifica a continuación.

Las vigas verticales del modelo geométrico adoptado se encuentran unidas mediante uniones soldadas a las vigas horizontales inferior y superior. Por lo tanto, debido a la insuficiente rigidez de la unión entre el ala o platabanda anterior de la viga vertical y el alma de la viga horizontal, las condiciones de vínculo pueden suponerse como dos apoyos simples, en correspondencia con lo que plantea el modelo isostático, aplicado por U.S.A.C.E (2000), en el cual las vigas verticales tienen un apoyo simple en cada una de las vinculaciones con las vigas horizontales superior e inferior y otro en el umbral.

11.2.1.b) Cargas

La placa del escudo transfiere la carga equivalente q_T' sobre n_{vc} vigas verticales centrales y sobre las dos vigas verticales de los extremos. Estas últimas, en la mayoría de los casos, están distanciadas aproximadamente 500 mm de las piezas fijas de guía lateral empotradas en las pilas (distancia denominada b_{ve}) para dar lugar y servir de soporte a las ruedas laterales y sistema de regulación de los sellos de estanqueidad. Por tanto, puede admitirse que ambas vigas verticales de los extremos tomarán la carga correspondiente a un ancho de $B_{ve} = 4 \cdot b_{ve}$, entonces la totalidad de las vigas verticales centrales tomarán la carga correspondiente al ancho B_{vc} , dado por:

$$B_{vc} = B - B_{ve} \quad (49)$$

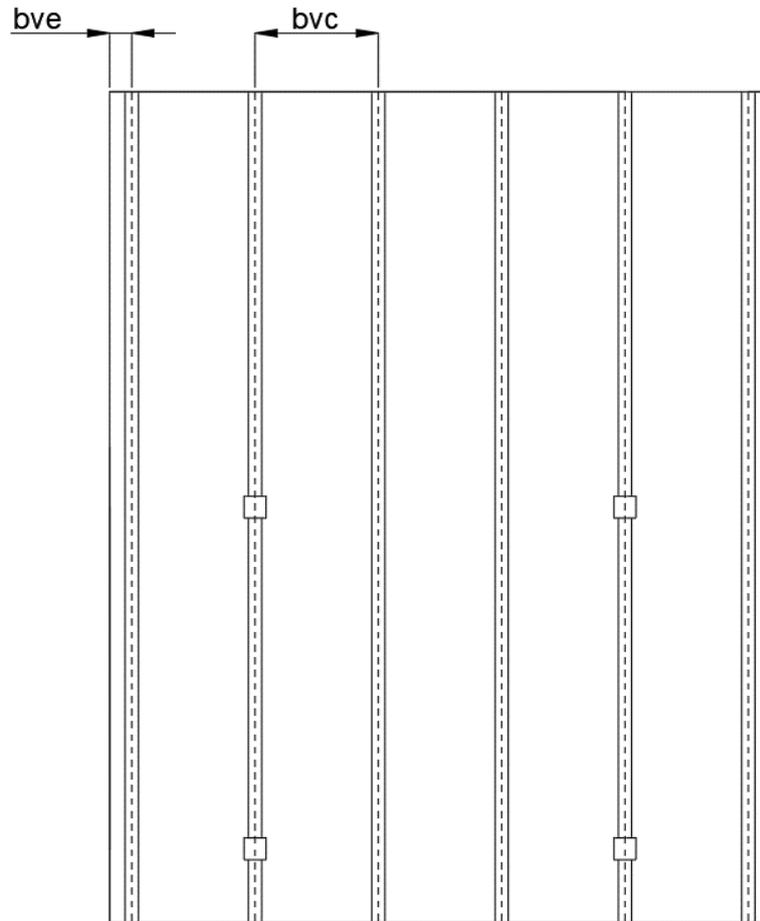


Figura 11.3: Vista frontal del escudo, mostrando la disposición de vigas verticales.

La distancia entre vigas verticales centrales, o la distancia entre una viga de un extremo y la viga central adyacente se calcula como:

$$b_{vc} = \frac{B_{vc}}{n_{vc} + 1} \quad (50)$$

Por lo cual, cada una de las vigas verticales tomará una carga equivalente cuya distribución será una proporción de q_T' , dada por:

$$\text{Vigas extremos} \rightarrow q_{ve} = \frac{B_{ve}}{B} \cdot \frac{1}{2} \cdot q_T' \quad (51)$$

$$\text{Vigas centrales} \rightarrow q_{vc} = \frac{B_{vc}}{B} \cdot \frac{1}{n_{vc}} \cdot q_T' \quad (52)$$

Lo mismo se puede aplicar para la fuerza puntual P :

$$\text{Vigas centrales} \rightarrow P_{vc} = \frac{B_{vc}}{B} \cdot \frac{1}{n_{vc}} \cdot P \quad (53)$$

$$\text{Vigas extremos} \rightarrow P_{ve} = \frac{B_{ve}}{B} \cdot \frac{1}{2} \cdot P \quad (54)$$

Sobre la base de la carga equivalente total ortogonal al escudo uniforme y lineal (q_T') por unidad de longitud, y la fuerza puntual P correspondiente a cada tipo de viga vertical (q_{ve} o q_{vc} y P_{ve} o P_{vc} , según corresponda), en adelante genéricamente denominada q_v y P_v , se calcularán los esfuerzos internos equilibrantes por corte (Q_y) y flexión (M_z).

Al igual que con la carga equivalente ortogonal, cada una de las vigas verticales tomará una parte del peso de la estructura de retención (teniendo en cuenta el peso de cada tipo de viga vertical, la parte del escudo que le transfiere la carga, así como también la parte correspondiente a las vigas horizontales superior e inferior) cuyo valor máximo en el extremo inferior será, para cada tipo de viga vertical:

$$\text{Vigas extremos} \rightarrow q_{We} = q_{WER} \cdot \frac{B_{ve}}{B} \cdot \frac{1}{2} \quad (55)$$

$$\text{Vigas centrales} \rightarrow q_{Wc} = q_{WER} \cdot \frac{B_{vc}}{B} \cdot \frac{1}{n_{vc}} \quad (56)$$

Para el cálculo de los esfuerzos se adopta la convención de signos mostrada en la Figura 11.4 en la que los esfuerzos cortantes en el sentido de la aplicación de las cargas ortogonales al escudo se consideran positivos observando la cara izquierda de la sección y negativos observando la cara derecha. En tanto los esfuerzos axiales se consideran negativos cuando provocan la compresión de la sección en la que actúan. Por su parte los momentos flectores se consideran positivos cuando, viniendo por la izquierda de la sección considerada provocan el giro de la misma en el sentido de las agujas del reloj, y viniendo por la derecha de la sección provocan el giro en el sentido contrario de las agujas del reloj.

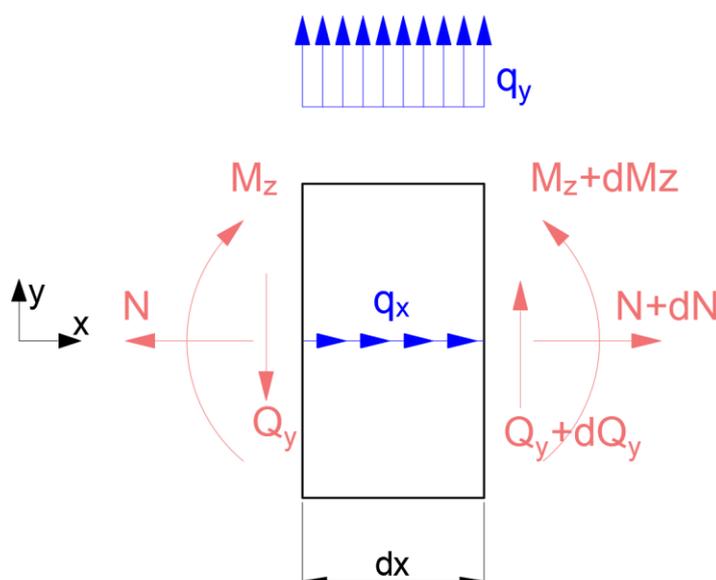


Figura 11.4: Convención de signos adoptada observando a la sección de un elemento diferencial desde la izquierda y desde la derecha.

El esfuerzo axial (N_v) se calculará entonces sobre la base de la carga distribuida del peso por unidad de longitud correspondiente a cada tipo de viga vertical (q_{We} o q_{Wc} según corresponda), en adelante genéricamente denominada q_W .

Entonces, considerando a cada viga vertical como una viga simplemente apoyada, adoptando un sistema de ejes local con origen en el baricentro de la sección U, como se muestra en la Figura 11.5, con la carga en la componente en el eje “x” (q_x):

$$q_{xv}(x) = -q_W \quad (57)$$

Siendo q_W la carga debida al peso de la estructura por unidad de longitud, y la carga sobre una viga vertical en el eje “y” (q_{yv}), correspondiente a la carga equivalente ortogonal al escudo por unidad de longitud (q_v), adopta una distribución lineal del tipo:

$$q_{yv}(x) = -q_{Lv} \cdot \left(1 - \frac{x}{L_{UX}}\right) - q_{Uv} \quad (58)$$

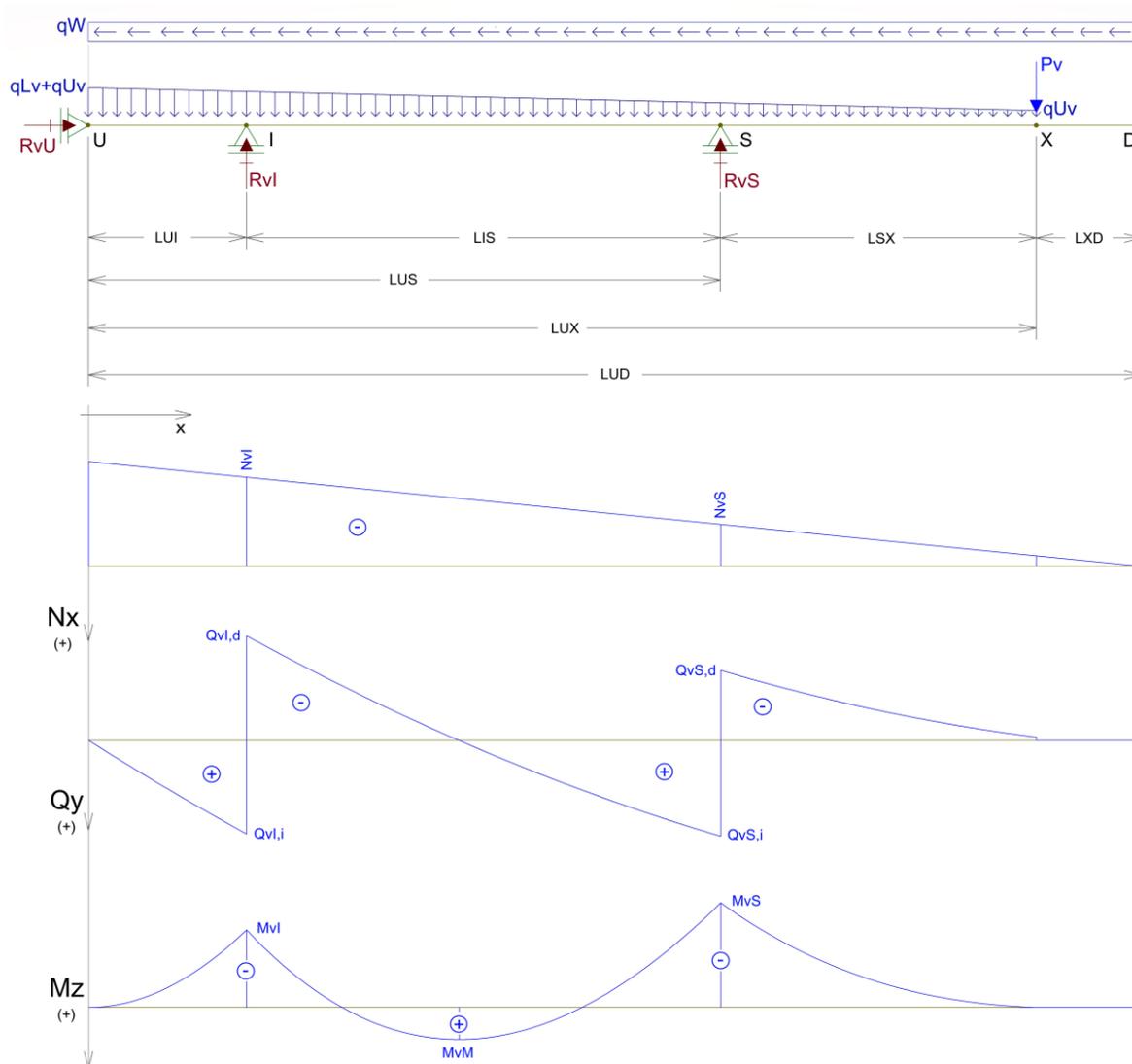


Figura 11.5: Diagrama de reacciones y esfuerzos internos de una viga vertical típica.

11.2.1.c) Reacciones de vínculo

La reacción de vínculo R_{vU} se calcula planteando sumatoria de fuerzas en la dirección del eje “x” o dirección de la gravedad ($\sum F_x = 0$), mientras que R_{vI} y R_{vS} se calculan planteado las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas en el eje “y” ($\sum F_y = 0$) y momentos ($\sum M = 0$) respecto a los puntos S e I respectivamente. Se obtiene como resultado:

$$R_{vU} = q_W \cdot L_{UD} \quad (59)$$

$$R_{vI} = q_{UV} \cdot \frac{L_{UX}}{L_{IS}} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot L_{UX} - L_{SX} \right) + \frac{1}{2} \cdot q_{Lv} \cdot \frac{L_{UX}}{L_{IS}} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot L_{UX} - L_{SX} \right) - P \cdot \frac{L_{SX}}{L_{IS}} \quad (60)$$

$$R_{vS} = q_{UV} \cdot \frac{L_{UX}}{L_{IS}} \left(\frac{1}{2} \cdot L_{UX} - L_{UI} \right) + \frac{1}{2} \cdot q_{Lv} \cdot \frac{L_{UX}}{L_{IS}} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot L_{UX} - L_{UI} \right) + P \cdot \frac{L_{IX}}{L_{IS}} \quad (61)$$

Las cargas, reacciones y esfuerzos de una viga vertical típica se ilustran en la Figura 11.16.

11.2.1.d) Esfuerzos axiales

Planteando equilibrio de fuerzas en el eje “x” de un elemento diferencial de una viga, como se muestra en la Figura 11.4, se obtiene que:

$$\frac{dN}{dx} = -q_x \quad (62)$$

Reemplazando la ecuación (57) en la ecuación anterior, e integrando respecto a x, se obtiene que la distribución de esfuerzos axiales para la viga vertical en toda su longitud viene dada por:

$$N(x) = q_W \cdot (x - L_{UD}) \quad (63)$$

Por lo tanto, los esfuerzos axiales en las secciones S (N_{vS}), I (N_{vI}) y U (N_{vU}), ubicados respectivamente en correspondencia con la vinculación de la viga vertical con la horizontal superior, horizontal inferior y el umbral, vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$N_{vS} = q_W \cdot L_{SD} \quad (64)$$

$$N_{vI} = q_W \cdot (L_{SD} + L_{SI}) \quad (65)$$

$$N_{vU} = q_W \cdot (L_{SD} + L_{SI} + L_{UI}) \quad (66)$$

11.2.1.e) Esfuerzos de corte

Planteando equilibrio de fuerzas en el eje “y” de un elemento diferencial de una viga, como el mostrado en la Figura 11.4, se obtiene que:

$$\frac{dQ_{yv}}{dx} = -q_{yv}(x) \quad (67)$$

Reemplazando la ecuación (58) y considerando la fuerza puntual P_v en la ecuación anterior, e integrando respecto a x , se obtiene que la distribución de esfuerzos de corte para la viga vertical (Q_v) viene dada por una función cuadrática:

$$Q_v(x) = -R_{vI} \cdot \langle x - L_{UI} \rangle^0 - R_{vS} \cdot \langle x - L_{US} \rangle^0 + (q_{Lv} + q_{Uv}) \cdot (\langle x \rangle^1 - \langle x - L_{UX} \rangle^1) - \frac{q_{Lv}}{2 \cdot L_{UX}} \cdot [\langle x \rangle^2 - \langle x - L_{UX} \rangle^2] + q_{Lv} \cdot \langle x - L_{UX} \rangle^1 + P_v \cdot \langle x - L_{UX} \rangle^0 \quad (68)$$

Los términos entre $\langle \rangle$ corresponden a funciones de singularidad (ver Anexo XV), y son nulos si el número que se encuentra dentro es menor que cero, es decir, dado un número k cualquiera:

$$\text{Si } k < 0 \rightarrow \langle k \rangle = 0 \quad (69)$$

Por lo tanto, los esfuerzos de corte (Q_{vI}) en la sección I, por izquierda ($Q_{vI,i}$) y por derecha ($Q_{vI,d}$), vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$Q_{vI,i} = \lim_{x \rightarrow L_{UI}^-} Q_v(x) = (q_{Lv} + q_{Uv}) \cdot L_{UI} - \frac{q_{Lv}}{2 \cdot L_{UX}} \cdot L_{UI}^2 \quad (70)$$

$$Q_{vI,d} = \lim_{x \rightarrow L_{UI}^+} Q_v(x) = -R_{vI} + (q_{Lv} + q_{Uv}) \cdot L_{UI} - \frac{q_{Lv}}{2 \cdot L_{UX}} \cdot L_{UI}^2 \quad (71)$$

Los esfuerzos de corte (Q_{vS}) en la sección S, por izquierda ($Q_{vS,i}$) y por derecha ($Q_{vS,d}$), vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$Q_{vS,i} = \lim_{x \rightarrow L_{US}^-} Q_v(x) = -R_{vI} + (q_{Lv} + q_{Uv}) \cdot L_{US} - \frac{q_{Lv}}{2 \cdot L_{UX}} \cdot L_{US}^2 \quad (72)$$

$$Q_{vS,d} = \lim_{x \rightarrow L_{US}^+} Q_v(x) = -(R_{vI} + R_{vS}) + (q_{Lv} + q_{Uv}) \cdot L_{US} - \frac{q_{Lv}}{2 \cdot L_{UX}} \cdot L_{US}^2 \quad (73)$$

11.2.1.f) Momentos flectores

Planteando sumatoria de momentos en el eje “z” de un elemento diferencial de una viga, se obtiene que:

$$\frac{dM_z}{dx} = -Q_y \quad (74)$$

Reemplazando la ecuación (68) en la ecuación anterior, e integrando respecto a x para cada tramo de la viga se obtiene que la distribución de momentos flectores para la viga vertical (M_v) viene dada por una función cúbica de a tramos, dada por:

$$M_v(x) = -R_{vI} \cdot \langle x - L_{UI} \rangle^1 - R_{vS} \cdot \langle x - L_{US} \rangle^1 + \frac{(q_{Lv} + q_{Uv})}{2} \cdot [\langle x \rangle^2 - \langle x - L_{UX} \rangle^2] - \frac{q_{Lv}}{6 \cdot L_{UX}} \cdot [\langle x \rangle^3 - \langle x - L_{UX} \rangle^3] + q_{Lv} \cdot \langle x - L_{UX} \rangle^2 + P_v \cdot \langle x - L_{UX} \rangle^1 \quad (75)$$

Los momentos flectores (M_v) en la sección I (M_{vI}), en la sección S (M_{vS}), y en la sección C (M_{vM}), el cual este último corresponde a un momento máximo (local o absoluto) ubicado entre I y S, vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$M_{vI} = \frac{(q_{Lv} + q_{Uv})}{2} \cdot L_{UI}^2 - \frac{q_{Lv}}{6 \cdot L_{UX}} \cdot L_{UI}^3 \quad (76)$$

$$M_{vS} = -R_{vI} \cdot (L_{US} - L_{UI}) + \frac{(q_{Lv} + q_{Uv})}{2} \cdot L_{US}^3 - \frac{q_{Lv}}{6 \cdot L_{UX}} \cdot L_{US}^3 \quad (77)$$

$$M_{vM} = -R_{vI} \cdot (L_{UM} - L_{UI}) + \frac{(q_{Lv} + q_{Uv})}{2} \cdot L_{UM}^3 - \frac{q_{Lv}}{6 \cdot L_{UX}} \cdot L_{UM}^3 \quad (78)$$

La ubicación en “x” del momento máximo local M_{vM} , L_{UM} , se encuentra igualando a cero la ecuación Q_v , sabiendo que se ubica entre los puntos I y U, obteniendo entonces:

$$L_{UM} = L_{UX} \cdot \left(\frac{q_{Lv} + q_{Uv}}{q_{Lv}} - \sqrt{\frac{q_{Lv} + q_{Uv}}{q_{Lv}^2} + \frac{2 \cdot R_{vI}}{L_{UX} \cdot q_{Lv}}} \right) \quad (79)$$

11.2.1.g) Tensiones normales y tangenciales en las vigas verticales

Las ecuaciones para el cálculo de tensiones normales y tangenciales de una viga recta sometida a flexión compuesta (esfuerzos de flexión M_z y de tracción/compresión N), presentadas a continuación, se basan en las siguientes hipótesis:

- 1) La viga es de un material homogéneo, el cual, tiene el mismo módulo de elasticidad de tracción y compresión.
- 2) La viga es recta.
- 3) La sección transversal de la viga es uniforme en toda su longitud.
- 4) Todas las fuerzas externas y reacciones son perpendiculares al eje de la viga, y actúan en el mismo plano.
- 5) La máxima tensión no excede la tensión de fluencia del material.

Las tensiones normales en cualquier punto q de la sección transversal de una viga recta, ubicado a una distancia vertical “y” respecto al eje neutro, se calculan entonces con la ecuación siguiente, obtenida de Gere (2002):

$$\sigma_{xx} = -\frac{M_z \cdot y}{I_z} + \frac{N}{A} \quad (80)$$

Dónde:

- M_z : Momento flector en el eje z (perpendicular al plano xy).
- N : Esfuerzo axial.

- I_z : Momento de inercia de la sección de la viga respecto al eje neutro.
- y : Distancia vertical del punto q respecto al eje neutro.
- A : Área de la sección transversal del perfil.

Para el caso particular de las vigas verticales, el esfuerzo axial N es despreciable respecto al otro término, por lo tanto, puede obviarse. Las tensiones normales tienen la distribución dada por la ecuación (80), en cualquier sección transversal de la viga, las máximas tensiones se desarrollan en los puntos más alejados respecto al eje neutro, en particular, para una sección doble T asimétrica como la mostrada en la Figura 11.6 valen:

$$\sigma_{xx,min} = -\frac{M_z \cdot \left(\frac{h_a}{2} + t_p - y_c\right)}{I_z} \quad (81)$$

$$\sigma_{xx,max} = \frac{M_z \cdot \left(\frac{h_a}{2} + t_p + y_c\right)}{I_z} \quad (82)$$

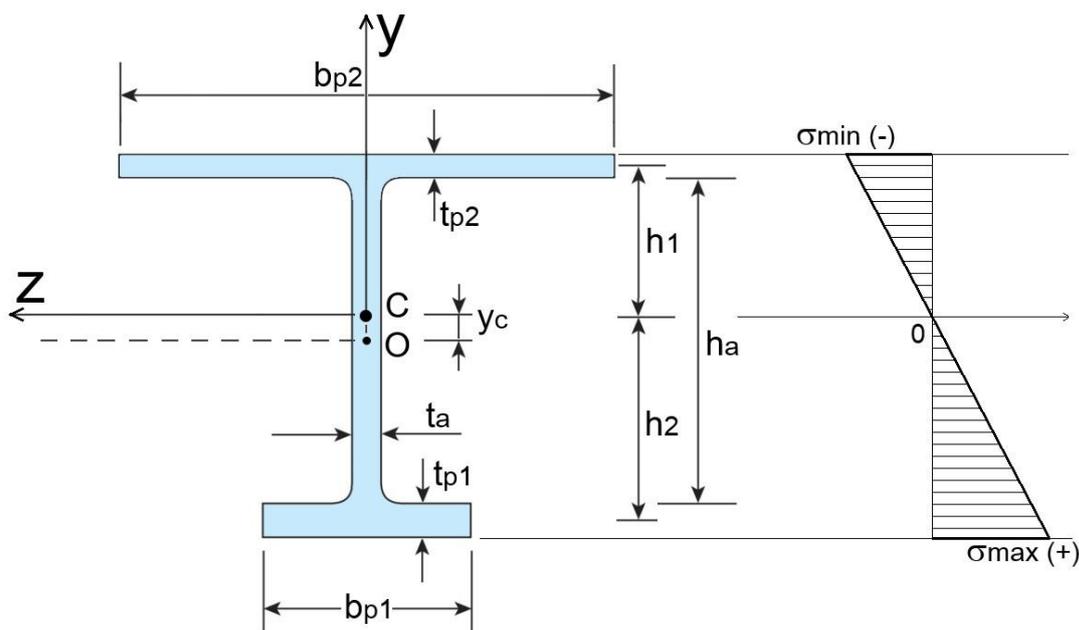


Figura 11.6: Tensiones normales en la sección transversal de una viga vertical.

Por otro lado, las vigas con secciones transversales de espesor delgado sometidas a flexión y corte, tienen tensiones tangenciales debidas al esfuerzo de corte de mayor significación que aquellas de sección maciza. Las tensiones tangenciales τ en cualquier punto q de la sección transversal de una viga prismática, se calculan con la fórmula siguiente:

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_z}{I_z \cdot t} \quad (83)$$

Dónde:

- Q_y : Es el esfuerzo interno cortante en “y” al que está sometido la viga.
- S_z : El momento estático, que varía con la distancia del punto q en el que se está calculando la tensión respecto al eje neutro (y). El momento estático de un área específica de una sección transversal, evaluada con respecto al eje neutro, se calculan con la integral $S_z = \int y \cdot dA$, es decir, la integral corresponde al momento estático del área que trata de “deslizar” respecto al eje neutro.
- I_z : Momento de inercia respecto al eje z (ver 11.3.1).
- t : Espesor de la sección.

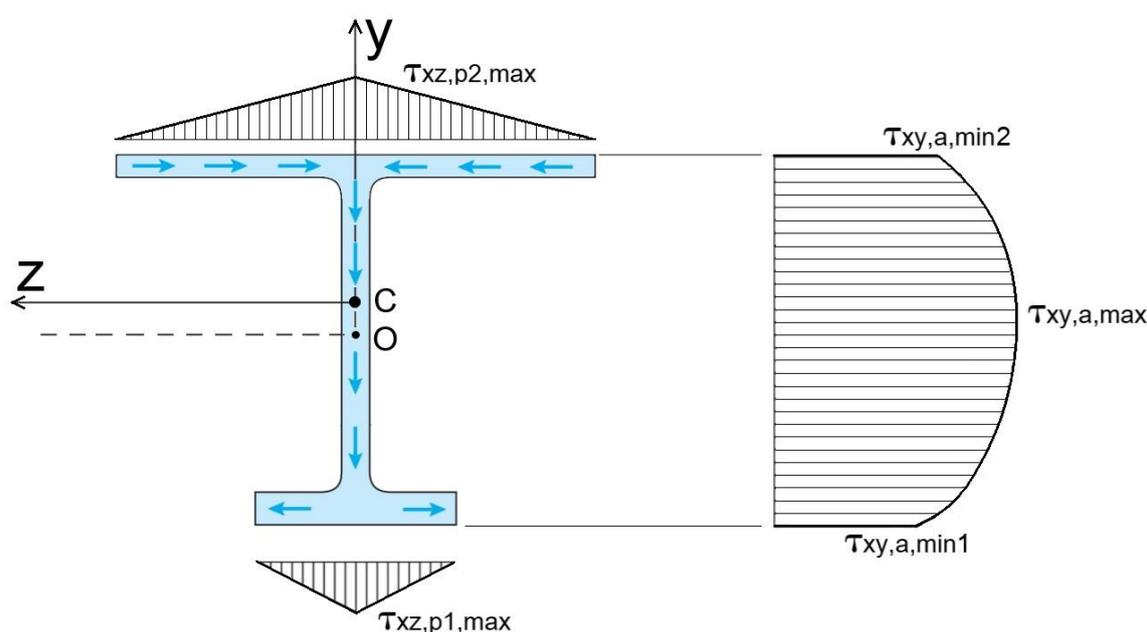


Figura 11.7: Sección transversal de viga doble T asimétrica en “z” y tensiones de corte en el alma y alas.

De Gere (2002), la distribución de tensiones tangenciales en una viga doble T, con altura de alma h_a y ancho de las platabandas b_{p1} y b_{p2} , espesor del alma t_a y espesor de la platabanda inferior y superior, t_{p1} y t_{p2} respectivamente (como muestra la Figura 11.7), es más compleja respecto a una viga de geometría simple.

Las tensiones tangenciales en las alas o platabandas de la viga actúan tanto en dirección vertical como en dirección horizontal (direcciones y y z). Por otro lado, las tensiones tangenciales en el alma, se supone que actúan solo en dirección vertical (paralelas al eje y) y son mayores que las tensiones en las alas.

En cuanto a las tensiones tangenciales en el alma de una viga doble T, se asume además una distribución uniforme a través del espesor de la misma. Su distribución puede obtenerse por medio de la ecuación (83), siendo t para este caso, el espesor del alma t_a . De lo anterior se

infiere que la tensión tangencial posee una distribución cuadrática y su valor máximo se presenta en el eje neutro (donde $y = 0$ y Z es máximo):

$$\tau_{xy,a,max} = \frac{Q_y}{I_z} \cdot \left[\frac{b_p \cdot t_p \cdot h/2}{t_a} + \frac{1}{2} \cdot (h/2)^2 \right] \quad (84)$$

La tensión tangencial mínima se manifiesta en las uniones platabanda-alma (donde $y = \pm h/2$ y S_z es mínimo), esto es:

$$\tau_{xy,a,min} = \frac{Q_y}{I_z} \cdot \frac{t_p \cdot (h/2)}{t_a} \quad (85)$$

Tomando para $h/2$ los siguientes valores, según sea el caso de calcular las tensiones tangenciales en la platabanda inferior $p1$ o superior $p2$ respectivamente.

$$h/2 = h_1/2 = -\frac{h_a}{2} - y_c - \frac{t_{p1}}{2} \quad (86)$$

$$h/2 = h_2/2 = \frac{h_a}{2} - y_c + \frac{t_{p2}}{2} \quad (87)$$

Según Gere (2002), para vigas de proporciones habituales, el esfuerzo cortante en el alma es de entre el 90% y el 98% del esfuerzo cortante total Q sobre la sección transversal, las platabandas toman el resto. Como el alma toma la mayoría del esfuerzo cortante, a menudo se realiza la aproximación del cálculo de la tensión tangencial máxima como el cociente entre el esfuerzo de corte y el área del alma. El resultado es la tensión tangencial promedio en el alma. Así, la ecuación siguiente ofrece una manera simple de estimar la tensión tangencial máxima en el alma:

$$\tau_{xy,a,prom} = \frac{Q_y}{t_a \cdot h_a} \quad (88)$$

Por otro lado, las tensiones en las platabandas $\tau_{xz,p}$, son menores que las precedentes, creciendo de manera lineal desde 0 en el borde libre de la platabanda hasta alcanzar un valor máximo en el encuentro con el alma. Su valor máximo se da en el centro de la platabanda y puede estimarse como:

$$\tau_{xz,p,max} = \frac{Q_y}{I_z} \cdot \frac{b_p/2 \cdot h/2 \cdot t_p}{t_a} \quad (89)$$

Tomando $h/2$ los valores de las expresiones (86) y (87), según sea el caso de calcular las tensiones tangenciales en la platabanda inferior $p1$ o superior $p2$.

11.2.1.h) Deflexiones en vigas verticales

Las deflexiones verticales del eje neutro se calculan partiendo de la ecuación diferencial de segundo orden siguiente:

$$E \cdot I_z \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = M_z \quad (90)$$

Siendo y la deflexión vertical del eje centroidal de la viga. Integrando dos veces la expresión del momento M_z se obtiene entonces la ecuación para la deflexión vertical:

$$\begin{aligned} E \cdot I_z \cdot y(x) = & + \frac{R_{vI}}{6} \cdot \langle x - L_{UI} \rangle^3 + \frac{R_{vS}}{6} \cdot \langle x - L_{US} \rangle^3 - E \cdot I_z \cdot \frac{dy}{dx}(0) \cdot x + E \cdot I_z \\ & \cdot y(0) - \frac{(q_{Lv} + q_{Uv})}{24} \cdot [\langle x \rangle^4 - \langle x - L_{UX} \rangle^4] + \frac{q_{Lv}}{120 \cdot L_{UX}} \\ & \cdot [\langle x \rangle^5 - \langle x - L_{UX} \rangle^5] - \frac{q_{Lv}}{24} \cdot \langle x - L_{UX} \rangle^4 - \frac{P_v}{6} \cdot \langle x - L_{UX} \rangle^3 \end{aligned} \quad (91)$$

Donde $\frac{dy}{dx}(x=0)$ e $y(x=0)$ se obtienen de las condiciones de borde, las cuales son:

$$\begin{aligned} y(L_{UI}) &= 0 \\ y(L_{US}) &= 0 \end{aligned} \quad (92)$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} y(0) = & \left[E \cdot I_z \cdot \left(\frac{L_{US}}{L_{UI}} - 1 \right) \right]^{-1} \\ & \cdot \left[\frac{R_{vI}}{6} \cdot (L_{US} - L_{UI})^3 + \frac{q_{Lv} + q_{Uv}}{24} \cdot (L_{UI}^3 \cdot L_{US} - L_{US}^4) + \frac{q_{Lv}}{120} \right. \\ & \left. \cdot \left(\frac{L_{US}^5 - L_{UI}^4 \cdot L_{US}}{L_{UX}} \right) \right] \end{aligned} \quad (93)$$

Y,

$$\frac{dy}{dx}(0) = [E \cdot I_z \cdot L_{UI}]^{-1} \cdot \left[E \cdot I_z \cdot y_c(0) - \frac{q_{Lv} + q_{Uv}}{24} \cdot L_{UI}^4 + \frac{q_{Lv}}{120} \cdot \frac{L_{UI}^5}{L_{UX}} \right] \quad (94)$$

11.2.1.i) Tensiones y deflexiones en el escudo

Siguiendo el procedimiento de cálculo establecido en la Norma DIN 19704 (1976) para chapas planas solicitadas a flexión, las tensiones normales en dirección del eje y (ver Figura 11.8) desarrolladas vienen dadas por la expresión:

$$\sigma_y = \beta \cdot p_e \cdot \frac{b^2}{s^2} \quad (95)$$

Y la flecha máxima viene dada por la ecuación (Young & Budynas, 2002):

$$y_{max} = -\alpha \cdot \frac{p_e}{E} \cdot \frac{b^4}{s^3} \quad (96)$$

Donde:

- p_e : Presión equivalente solicitante referida al punto central del sector de la placa.
- a : Longitud entre vigas verticales, en la dirección del ancho de la compuerta.
- b : Longitud entre refuerzos horizontales.
- s : Espesor de la chapa.
- β : Coeficiente adimensional obtenido de Young & Budynas (2002).
- α : Coeficiente adimensional obtenido de Young & Budynas (2002).
- E : Módulo de elasticidad del material de la placa.

Los coeficientes adimensionales β y α dependen del esquema de apoyo considerado al que se encuentra vinculado el sector de chapa del escudo con la estructura y de la relación a/b . Se considera que si este se encuentra vinculado a las vigas verticales de los extremos de la compuerta asume un esquema de 3 lados con apoyos simples y 1 lado libre (como muestra el caso 1 de la Figura 11.8), mientras que los sectores de chapa del interior del escudo, es decir, los que se encuentran rodeados por vigas verticales y refuerzos horizontales asumen un esquema de apoyos simples en sus cuatro lados (como muestra el caso 2 de la Figura 11.8).

Las expresiones de las tensiones indicadas en la Norma DIN 19704 (1976), se han complementado utilizando los datos de las deformaciones o flechas máximas presentados por Young & Budynas (2002).

La relación a/b en la gran mayoría de los casos de compuertas radiales adopta valores elevados, sustancialmente mayores que 5, valor por encima del cual el coeficiente adimensional $\beta = 0,75$ para el caso 1, en tanto para el caso 2, resulta $\beta = 0,8$.

En las planillas desarrolladas, los valores de estos coeficientes se obtienen por interpolación lineal de los datos presentados por Young & Budynas (2002), para tener en cuenta la totalidad de los casos posibles.

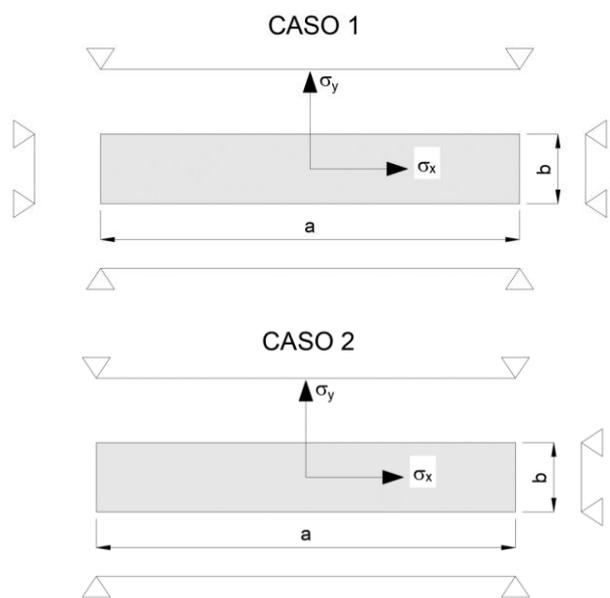


Figura 11.8: Esquemas de apoyos adoptados para los sectores de la placa del escudo.

Nota: El caso 1 corresponde a los sectores ubicados en los extremos de la compuerta, y se considera un esquema de 3 lados con apoyos simples y 1 lado libre, mientras que el caso 2 corresponde a los sectores ubicados en la parte central de la compuerta, y se considera un esquema de 4 lados con apoyos simples.

Analizando la ecuación (95) se concluye que, para no superar las tensiones admisibles de la placa del escudo, cuanto mayor sea la profundidad en que se encuentren los sectores de escudo, mayor debe ser el espesor de la chapa o bien menor debe ser la distancia entre refuerzos horizontales, en caso de pretender mantener el espesor del escudo tal como es el caso más frecuente, el que se ha replicado en el modelo utilizado.

En el modelo considerado se divide al escudo en dos partes, en las que en cada una habrá un espaciado entre refuerzos horizontales constante: la parte inferior está comprendida entre el umbral y el brazo superior, y la parte superior delimitada por el brazo y el extremo superiores de la compuerta.

En el caso de la placa del extremo inferior del escudo, la presión equivalente viene dada por:

$$p_e = \frac{q_T}{B} \quad (97)$$

De las ecuaciones surge que el espesor mínimo de la placa inferior del escudo es:

$$s_{min} = \sqrt{\frac{0,75 \cdot q_R \cdot b^2}{B \cdot \sigma_{adm}}} \quad (98)$$

No obstante, el resultado que arroje la ecuación precedente debe tenerse en cuenta que en ningún caso el espesor sea inferior a 12 mm, como indica la norma DIN 19704 (1976), el cual viene dado por razones constructivas y para contemplar los efectos de la corrosión. Al igual que en la mayoría de las compuertas radiales resulta conveniente, por razones constructivas,

mantener el espesor calculado para la placa a lo largo de todo el escudo, modificando la distancia entre refuerzos horizontales.

11.2.2 Vigas horizontales y brazos

Cada uno de los conjuntos de vigas horizontales y brazos, es decir, por una parte, la viga horizontal inferior y brazos inferiores, y por otra, la viga horizontal superior y brazos superiores, son tratados como dos estructuras independientes tipo pórtico cargadas simétricamente, las cuales apoyan sobre los gorriones y sin posibilidad de trasladarse lateralmente, al igual que propone el manual U.S.A.C.E (2000).

En el Anexo XII y en el Anexo XIII se incluyen las planillas “H. VHorizontales” y “I. Brazos” respectivamente, con los cálculos de tensiones y deflexiones relativos al caso de estudio.

11.2.2.a) Cargas

Las fuerzas aplicadas sobre el pórtico se corresponden con las reacciones de las vigas verticales que descansan sobre cada viga horizontal, es decir, las fuerzas F (ya sea F_e como F_c) son iguales a las reacciones R_{vI} (inferior) o R_{vS} (superior) de cada una de las vigas verticales (dos de los extremos y n_{vc} vigas centrales) calculadas en la sección 11.2.1.c).

11.2.2.b) Condiciones de borde

Para realizar los cálculos de esfuerzos internos se han seguido los lineamientos de la metodología prevista en U.S.A.C.E (2000), en relación con las condiciones de vínculo, según la cual los gorriones pueden modelarse para simular condiciones reales de dos maneras extremas:

- 1) Cuando se utilicen gorriones tipo pasador cilíndrico, se debe suponer un apoyo fijo (empotrado), ya que, en el plano en el que se está analizando el pórtico se encuentra restringido el movimiento al giro en el eje perpendicular al plano.
- 2) En menor medida, pueden encontrarse articulaciones esféricas, que pueden absorber desalineaciones o cruzamientos de la compuerta. Para estos casos, la estructura tipo pórtico se asume simplemente apoyada.

Ambos casos se representan en la Figura 11.9, considerando un sistema de coordenadas global x_0y_0 . El diseño del caso típico considerado se ajusta a lo indicado en el ítem 1) precedente. Cuando los vínculos de una estructura (viga o pórtico) son fijos, es decir, no son libres de trasladarse ni rotar bajo la acción de las cargas aplicadas, la estructura es indeterminada o hiperestática, no siendo suficientes las ecuaciones de equilibrio estático para determinar todas las reacciones y posteriormente los esfuerzos internos.

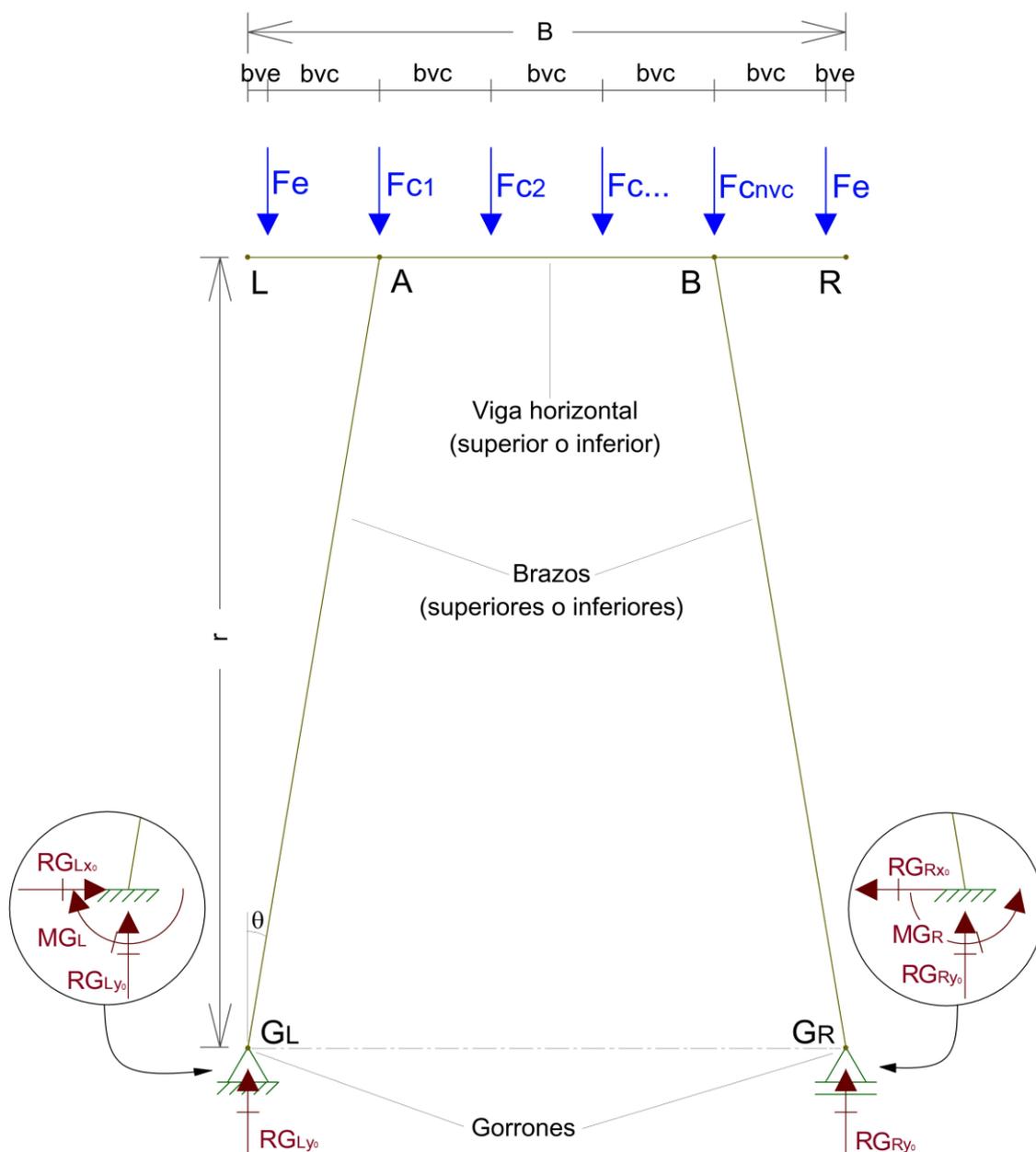


Figura 11.9: Diagrama de fuerzas exteriores y reacciones de la estructura tipo pórtico conformada por dos brazos (superiores o inferiores) y una viga horizontal (superior o inferior). Se presenta un detalle de las condiciones de vínculo del caso 1.

11.2.2.c) Reacciones de vínculo

Para la determinación de las reacciones de vínculo y los esfuerzos internos de cada pórtico estáticamente indeterminado (debido a la hiperestaticidad), podría utilizarse los métodos normalmente aplicados para estructuras hiperestáticas, tales como el método de las fuerzas o el método de la rigidez, entre otros, los que requieren gran cantidad de cálculos que demandan la utilización de algún programa matemático o específico de estructuras.

No obstante, con el objetivo de seguir los lineamientos de este trabajo, es decir, realizar un predimensionamiento simplificado de una compuerta radial, el cálculo de reacciones y

esfuerzos de una estructura hiperestática como la de los pórticos en estudio puede aproximarse de una forma más simple mediante la descomposición de esta en sus elementos constitutivos:

- Por un lado, la viga horizontal simplemente apoyada en los puntos de unión con los brazos y expuesta a las mismas cargas que se aplican sobre el pórtico.
- Por el otro, el brazo con un apoyo articulado fijo o apoyo doble (con restricciones a la traslación en x_0 e y_0) en el punto de vinculación con el gorrón, y un apoyo simple (con restricción a la traslación en x_0) en el extremo opuesto debida a la restricción impuesta por la viga horizontal a la que se encuentra vinculada.

De esta manera, comparando los resultados de los esfuerzos internos obtenidos con la simplificación precedente contra resultados obtenidos por un *software* específico de estructuras tipo pórtico para varios casos de compuertas con relaciones de rigideces entre viga horizontal y brazo semejantes a las del proyecto, se ha comprobado que se alcanzan resultados semejantes.

Para la viga horizontal, el modo desglosado arroja momentos ligeramente mayores en el tramo medio y menores en las secciones de los apoyos simples respecto a los obtenidos con la modelación matemática empleada, mientras que con el modo desglosado el momento en los brazos es nulo sobre toda su longitud, mientras que, con el software mencionado, dichos momentos son despreciables aún en el empotramiento.

c.1) Viga horizontal

Tratando a la viga horizontal como una viga simplemente apoyada sobre los brazos se tiene una viga isostática (estáticamente determinada), por lo que resulta sencillo calcular las reacciones R_{Ax} , R_{Ay} , y R_{Bx} (ver Figura 11.10). En este caso, se define un sistema de coordenadas local xy , el cual es paralelo al sistema global de coordenadas, por lo tanto, también pueden escribirse con el subíndice x_0 u y_0 según corresponda.

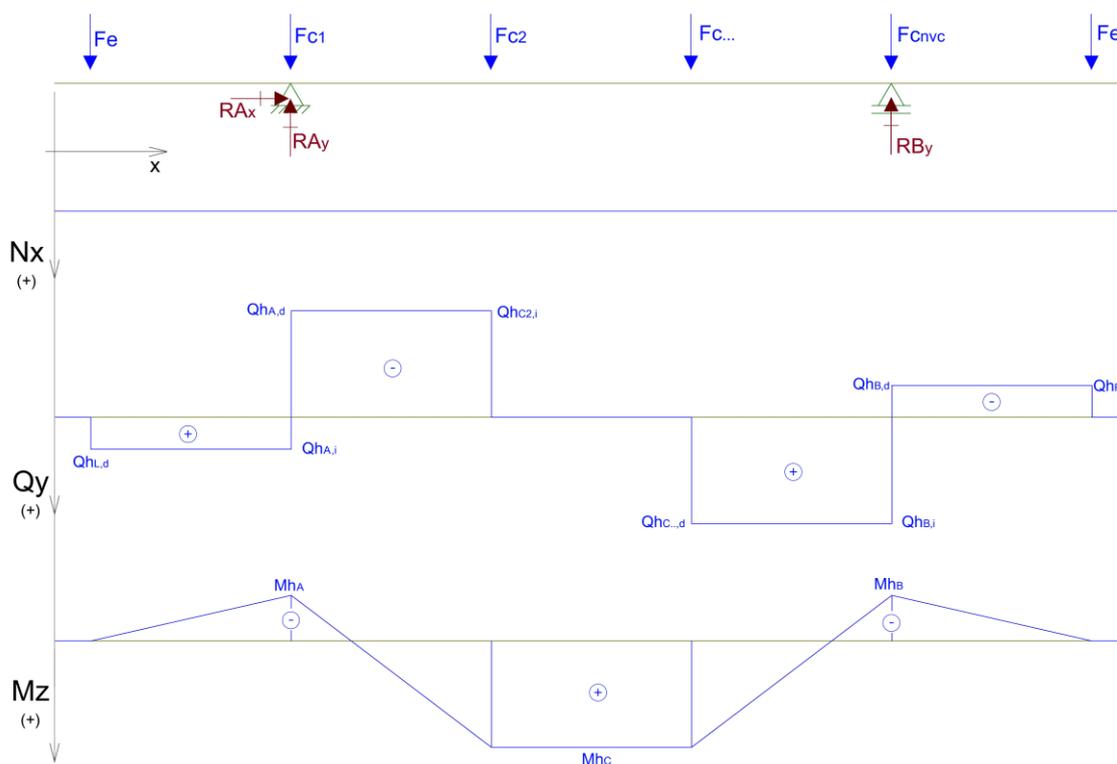


Figura 11.10: Diagrama de esfuerzos de corte y momentos flectores de la viga horizontal (LR).

Las correspondientes reacciones de dirección vertical R_A y R_B se calculan planteado las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas en el eje y ($\sum F_y = 0$) y momentos ($\sum M = 0$). Observando la simetría de la estructura se puede simplificar el cálculo, obteniendo:

$$R_{A_y} = R_{B_y} = \frac{1}{2} \cdot \left[2 \cdot F_e + \sum_{i=1}^{n_{vc}} F_{c_i} \right] \quad (99)$$

$$R_{A_x} = 0 \quad (100)$$

Dónde:

- F_e : La reacción que la viga vertical de un extremo ejerce sobre la viga horizontal en su punto de unión. Según sea el caso de estudio del pórtico será la correspondiente a la viga horizontal inferior o superior. Por ser la compuerta y las cargas externas simétricas, ambas fuerzas de los extremos son idénticas.
- F_{c_i} : La reacción que cada viga vertical central ejerce sobre la viga horizontal en su punto de unión.

En ambas fuerzas, según sea el caso del pórtico inferior o superior, serán las fuerzas correspondientes a la viga horizontal inferior o superior.

c.2) Brazos

Como se mencionó al comienzo de esta subsección se trata a los brazos como un elemento simplemente apoyado, en un extremo con apoyo doble (restricciones x_0 e y_0) en el gorrón y un apoyo simple (restricción en y_0) en el punto de vinculación con la viga horizontal, es decir, se tiene una viga isostática, estáticamente determinada. Por esto, resulta sencillo calcular las reacciones (ver Figura 11.11). En este caso, además a los fines de determinar los esfuerzos internos, se define un sistema de coordenadas local denominado xy .

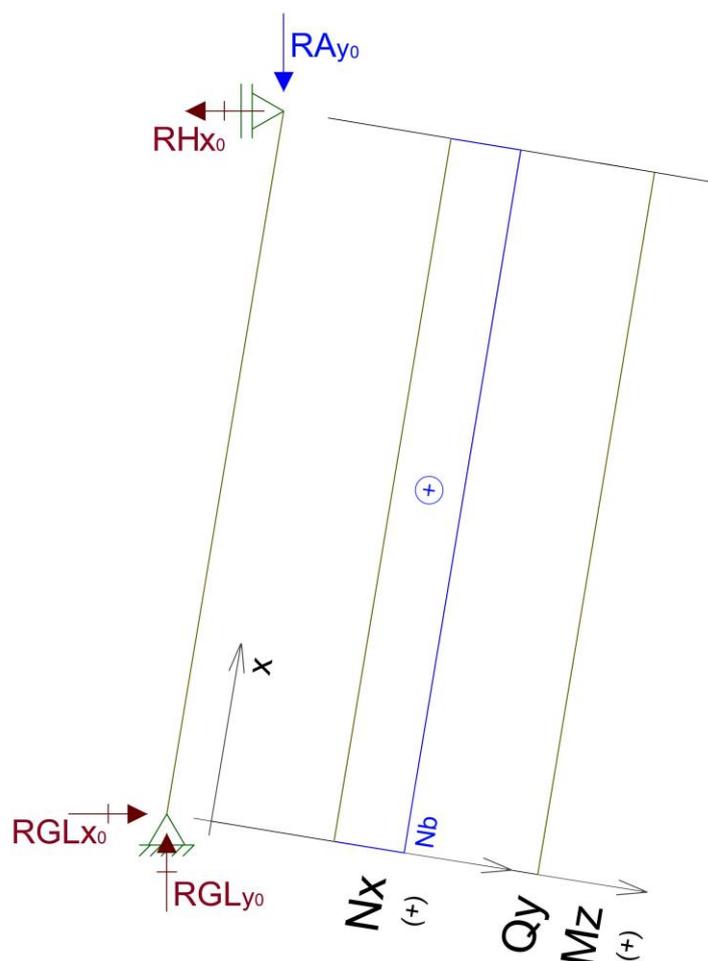


Figura 11.11: Diagramas de esfuerzos de normal, cortantes y momento flector en un brazo del pórtico (GIA).

La reacción de dirección vertical del brazo izquierdo, RG_{y_0} (a partir de ahora denominado RG_{y_0} tanto para la reacción correspondiente al brazo izquierdo como derecho) se calcula planteando las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas en el eje y_0 ($\sum F_{y_0} = 0$) y las correspondientes en dirección horizontal, $RG_{L_{x_0}}$ (de ahora en más RG_{x_0}) utilizando la ecuación de equilibrio estático de fuerzas y momentos ($\sum F_{x_0} = 0$ y $\sum M_{z_0} = 0$).

$$R_{G_{y_0}} - R_{A_{y_0}} = 0 \quad (101)$$

$$R_{G_{x0}} = R_{H_{x0}} = \left(\frac{b_{ve} + b_{vc}}{r} \right) \cdot R_{A_{y0}} = tg\theta \cdot R_{A_{y0}} \quad (102)$$

El detalle del cálculo de los esfuerzos tanto de las vigas horizontales como de los brazos se tratan en las subsecciones siguientes.

11.2.2.d) Esfuerzos axiales

d.1) Vigas horizontales

Al igual que se hizo para la viga vertical, planteando equilibrio de fuerzas en el eje “x” de un elemento diferencial de una viga, se obtiene que:

$$\frac{dN}{dx} = -q_x \quad (103)$$

En este caso, $q_x = 0$, e integrando respecto a x se obtiene que la distribución de esfuerzos axiales para la viga horizontal es constante en toda su longitud y viene dada por:

$$N_h(x) = 0 \quad (104)$$

Desatendiendo levemente a los modelos utilizados para la viga horizontal y los brazos, con el fin de aproximarse un poco más a la estructura tipo pórtico que forman la viga horizontal y los brazos, se considerará en la viga horizontal la reacción horizontal del vínculo superior que aparece en el modelo del brazo presentado a continuación. Por lo tanto, el tramo de la viga horizontal AB, presenta también un esfuerzo axial.

$$N_h(x) = R_{H_{x0}} \quad \text{para } x \in [A, B] \quad (105)$$

d.2) Brazos

Utilizando e integrando la ecuación (103) con $q_x = 0$, se tiene que $N_b(x) = cte$ para todo valor de x. Por lo tanto, utilizando la condición de borde se tiene que:

$$N_b(x) = R_{G_{x0}} \cdot \cos\theta + R_{G_{y0}} \cdot \sen\theta \quad (106)$$

Siendo θ el ángulo que forman los brazos con el eje de giro de la compuerta, por lo tanto:

$$\cos\theta = \frac{r}{\sqrt{r^2 + (b_{ve} + b_{vc})^2}} \quad \sen\theta = \frac{b_{ve} + b_{vc}}{\sqrt{r^2 + (b_{ve} + b_{vc})^2}} \quad tg\theta = \frac{b_{ve} + b_{vc}}{r} \quad (107)$$

Luego, reemplazando en la ecuación (106) y utilizando la ecuación (102) se obtiene que:

$$N_b(x) = R_{G_{y0}} \cdot (\cos\theta + tg\theta \cdot \sen\theta) \quad (108)$$

11.2.2.e) Esfuerzos de corte

e.1) Vigas horizontales

Al igual que para la viga vertical, utilizando la ecuación (67) aplicada a la viga horizontal, se tiene que:

$$\frac{dQ_{yh}}{dx} = -q_{yh}(x) \quad (109)$$

Para este caso $q_{yh}(x) = 0$ para todo valor de x , pero las fuerzas puntuales F_e y F_i son las que inducen los esfuerzos de corte y momentos flectores correspondientes. Utilizando las funciones de singularidad se obtiene que la distribución de esfuerzos de corte para la viga horizontal (Q_h) viene dada por una función escalonada:

$$Q_h(x) = -R_A \cdot \langle x - (b_{ve} + b_{vc}) \rangle^0 - R_B \cdot \langle x - (b_{ve} + n_{vc} \cdot b_{vc}) \rangle^0 + F_e \cdot \langle x - b_{ve} \rangle^0 + F_e \cdot \langle x - (B - b_{ve}) \rangle^0 + \sum_{i=1}^{n_{vc}} F_{ci} \cdot \langle x - (b_{ve} + i \cdot b_{vc}) \rangle^0 \quad (110)$$

Los esfuerzos de corte en la sección L (Q_{hL}), por izquierda ($Q_{hL,i}$) y por derecha ($Q_{hL,d}$), vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$Q_{hL,i} = \lim_{x \rightarrow b_{ve}^-} Q_h(x) = 0 \quad (111)$$

$$Q_{hL,d} = \lim_{x \rightarrow b_{ve}^+} Q_h(x) = F_e \quad (112)$$

Los esfuerzos de corte en la sección A (Q_{hA}), por izquierda ($Q_{hA,i}$) y por derecha ($Q_{hA,d}$), vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$Q_{hA,i} = \lim_{x \rightarrow (b_{ve} + b_{vc})^-} Q_h(x) = F_e \quad (113)$$

$$Q_{hA,d} = \lim_{x \rightarrow (b_{ve} + b_{vc})^+} Q_h(x) = -R_A + F_e + F_{c1} \quad (114)$$

Los esfuerzos de corte en la sección central C (Q_{hC}) por izquierda ($Q_{hC,i}$) y por derecha ($Q_{hC,d}$), vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$Q_{hC,i} = \lim_{x \rightarrow [b_{ve} + (\frac{n_{vc}}{2} + 0,5) \cdot b_{vc}]^-} Q_h(x) = -R_A + F_e + \dots + F_{cn_{vc}} \quad (115)$$

$$Q_{hC,d} = \lim_{x \rightarrow [b_{ve} + (\frac{n_{vc}}{2} + 0,5) \cdot b_{vc}]^+} Q_h(x) = -R_A + F_e + F_{c1} + \dots + F_{cn_{vc}} \quad (116)$$

Los esfuerzos en la otra mitad de la viga horizontal son iguales y opuestos a los calculados precedentemente.

e.2) Brazos

Utilizando e integrando la ecuación (67), se tiene que $Q_b(x) = cte$ para todo valor de x . Por lo tanto, utilizando la condición de borde se tiene que:

$$Q_b(x) = R_{H_x} \cdot \cos\theta - R_{A_y} \cdot \operatorname{sen}\theta \quad (117)$$

Reemplazando la ecuación (102) en la expresión anterior, se obtiene que:

$$Q_b(x) = R_{A_y} \cdot (\cos\theta \cdot \operatorname{tg}\theta - \operatorname{sen}\theta) = 0 \quad (118)$$

Es decir, para el modelo adoptado, los esfuerzos de corte son nulos en toda la longitud de los brazos tanto del pórtico inferior como del superior.

11.2.2.f) Momentos flectores

f.1) Vigas horizontales

Planteando sumatoria de momentos en el eje "z" de un elemento diferencial de una viga, como se muestra en la Figura 11.4, se obtiene que:

$$\frac{dM_z}{dx} = -Q_y \quad (119)$$

Reemplazando la ecuación (110) en la ecuación anterior, e integrando respecto a x para cada tramo de la viga se obtiene que la distribución de momentos flectores para la viga horizontal (M_h) viene dada por una función lineal de n tramos, dada por:

$$M_h(x) = R_G \cdot \langle x - (b_{ve} + b_{vc}) \rangle^1 + R_G \cdot \langle x - (b_{ve} + n_{vc} \cdot b_{vc}) \rangle^1 - F_e \cdot \langle x - b_{ve} \rangle^1 - F_e \cdot \langle x - [b_{ve} + (n_{vc} + 1) \cdot b_{vc}] \rangle^1 - \sum_{i=1}^{n_{vc}} F_{c_i} \cdot \langle x - (b_{ve} + i \cdot b_{vc}) \rangle^1 \quad (120)$$

La reacción R_G corresponde a la reacción en y_0 en uno de los gorriones, $R_{G_{y_0}}$. Los momentos flectores (M_h) en la sección A (M_{hA}), en la sección B (M_{hB}) y en la sección central C (M_{hC}) vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$M_{hA} = M_h(b_{ve} + b_{vc}) = F_e \cdot b_{vc} \quad (121)$$

$$M_{hB} = M_h(b_{ve} + n_{vc} \cdot b_{vc}) = -R_{G1} \cdot 2 \cdot b_{vc} + F_e \cdot 2 \cdot b_{vc} + F_{c1} \cdot b_{vc} \quad (122)$$

$$\begin{aligned}
M_{hC} &= M_h \left(b_{ve} + \left(\frac{n_{vc}}{2} + 0,5 \right) \cdot b_{vc} \right) \\
&= R_{G1} \cdot \left(\frac{n_{vc}}{2} - 0,5 \right) \cdot b_{vc} - F_e \cdot \left(\frac{n_{vc}}{2} + 0,5 \right) \cdot b_{vc} \\
&\quad - \sum_{i=1}^{n_{vc}} F_{ci} \cdot \left(\left(\frac{n_{vc}}{2} + 0,5 \right) \cdot b_{vc} - (b_{ve} + i \cdot b_{vc}) \right)^1
\end{aligned} \tag{123}$$

f.2) Brazos

Analizando los esfuerzos de momento flector en los brazos se tiene que:

$$M_b(x) = x \cdot \left(R_{H_x} \cdot \cos\theta - R_{A_y} \cdot \sen\theta \right) \tag{124}$$

Siendo x la distancia longitudinal en un brazo de una posición cualquiera respecto al punto G_L . Reemplazando la ecuación (102) en la ecuación anterior, se obtiene que:

$$M_b(x) = x \cdot R_{A_y} \cdot (\cos\theta \cdot \text{tg}\theta - \sen\theta) = 0 \tag{125}$$

Es decir, para el modelo adoptado, los esfuerzos de corte son nulos para todo valor de x (en toda la longitud) de los brazos tanto del pórtico inferior como del superior.

11.2.2.g) Tensiones normales y tangenciales

g.1) Vigas horizontales

Las tensiones normales tienen la distribución dada por la ecuación (80), en cualquier sección transversal de una viga, pero el término que contiene al esfuerzo axial N es nulo para este caso simplificado. Las máximas tensiones normales debidas al momento flector se desarrollan en los puntos más alejados respecto al eje neutro, en particular, para una sección como la mostrada en la Figura 11.12 y valen:

$$\sigma_{xx,min} = - \frac{M_z \cdot \left(\frac{h_a}{2} + t_p \right)}{I_z} \tag{126}$$

$$\sigma_{xx,max} = + \frac{M_z \cdot \left(\frac{h_a}{2} + t_p \right)}{I_z} \tag{127}$$

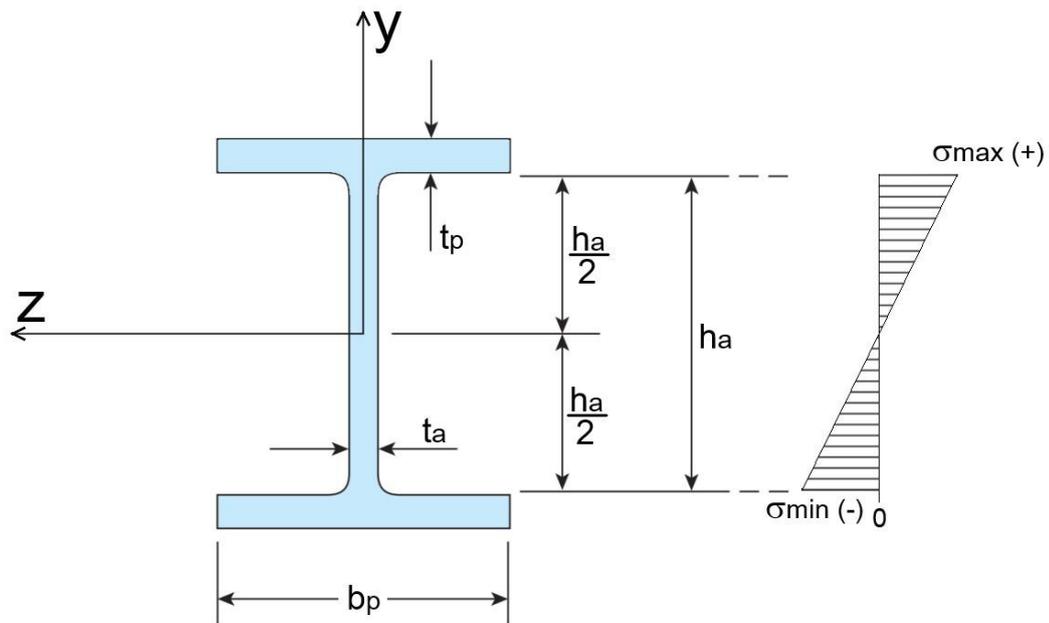


Figura 11.12: Tensiones normales de sección transversal de viga doble T.

Las tensiones tangenciales τ en cualquier punto q de la sección transversal de una viga prismática, se calculan partiendo de la ecuación (83).

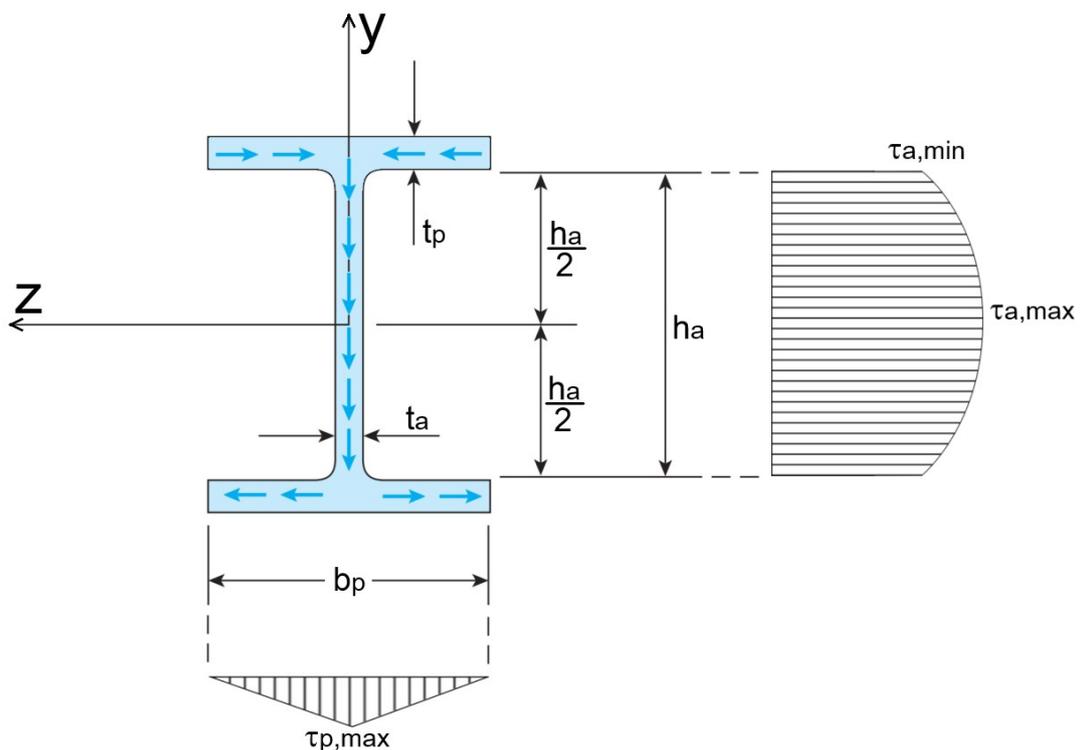


Figura 11.13: Sección transversal de viga doble T y tensiones de corte en el alma y alas.

Las tensiones tangenciales en el alma de una viga doble T (simétrica), como la de la viga horizontal, son válidas las mismas hipótesis y enunciados definidos en el cálculo de tensiones tangenciales de las vigas verticales. La distribución de tensiones tangenciales puede obtenerse por medio de la ecuación (83), de la cual se infiere que la tensión tangencial tiene una

distribución cuadrática y su valor máximo se presenta en el eje neutro (donde $y = 0$ y Z es máximo):

$$\tau_{xy,a,max} = \frac{Q_y}{I_z} \cdot \left[\frac{b_p \cdot t_p \cdot h_a/2}{t_a} + \frac{1}{8} \cdot h_a^2 \right] \quad (128)$$

La tensión tangencial mínima en el alma se manifiesta en las uniones platabanda-alma (donde $y = \pm h_a/2$ y S_z es mínimo), esto es:

$$\tau_{xy,a,min} = \frac{Q_y}{I_z} \cdot \frac{t_p \cdot (h_a/2)}{t_a} \quad (129)$$

Por otro lado, las tensiones en las platabandas $\tau_{xz,p}$, al igual que para las vigas verticales, son menores que las precedentes, creciendo de manera lineal desde 0 en el borde libre de la platabanda hasta alcanzar un valor máximo en el encuentro con el alma. Su valor máximo se da en el centro de la platabanda y puede estimarse como:

$$\tau_{xz,p,max} = \frac{Q_y}{I_z} \cdot \frac{b_p/2 \cdot h_a/2 \cdot t_p}{t_a} \quad (130)$$

g.2) Brazos

Las tensiones normales en los brazos para el modelo simplificado se deben únicamente al esfuerzo axial. Su distribución es uniforme en la sección transversal del brazo y el valor se calcula con la fórmula siguiente:

$$\sigma_{xx} = \frac{N}{A_b} \quad (131)$$

Siendo A_b el área de la sección transversal del perfil del brazo.

11.2.2.h) Deflexiones en vigas horizontales

Las deflexiones horizontales del eje neutro se calculan partiendo de la ecuación diferencial de segundo orden (90) planteada para viga verticales. Integrando dos veces esta expresión se obtiene entonces la ecuación para la deflexión de la viga horizontal:

$$\begin{aligned} E \cdot I_z \cdot y(x) = & + \frac{R_A}{6} \cdot \langle x - (b_{ve} + b_{vc}) \rangle^3 + \frac{R_B}{6} \cdot \langle x - (b_{ve} + b_{vc} \cdot n_{vc}) \rangle^3 - E \cdot I_z \\ & \cdot \frac{dy}{dx}(0) \cdot x + E \cdot I_z \cdot y(0) - \frac{F_e}{6} \cdot \langle x - (b_{ve}) \rangle^3 - \frac{F_e}{6} \\ & \cdot \langle x - [b_{ve} + b_{vc} \cdot (n_{vc} + 1)] \rangle^3 - \frac{F_c}{6} \cdot \sum_{i=1}^{n_{vc}} \langle x - (b_{ve} + b_{vc} \cdot i) \rangle^3 \end{aligned} \quad (132)$$

Donde $\frac{dy}{dx}(x=0)$ e $y(x=0)$ se obtienen de las condiciones de borde, las cuales son:

$$\begin{aligned} y(x_A) &= y(b_{ve} + b_{vc}) = 0 \\ y(x_B) &= y(b_{ve} + b_{vc} \cdot n_{vc}) = 0 \end{aligned} \quad (133)$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} y(0) &= \left[E \cdot I_z \cdot \frac{b_{vc}}{b_{ve} + b_{vc}} (n_{vc} - 1) \right]^{-1} \\ &\cdot \left[\frac{R_A}{6} \cdot (b_{vc} \cdot (n_{vc} - 1))^3 - \frac{F_c}{6} \cdot \sum_{i=1}^{n_{vc}} (b_{vc} \cdot (n_{vc} - 1))^3 \right] \end{aligned} \quad (134)$$

Y, la pendiente en $x = 0$ se calcula con:

$$\frac{dy}{dx}(0) = \left[y(0) - \frac{F_e}{6} \cdot \frac{b_{vc}^3}{E \cdot I_z} \right] \cdot (b_{ve} + b_{vc})^{-1} \quad (135)$$

11.2.2.i) Tensiones combinadas de von Mises

Como los materiales utilizados para la construcción de estructuras metálicas hidráulicas del tipo de la presentada en este trabajo son principalmente aceros dúctiles, resulta apropiado utilizar la teoría de falla estática denominada “Teoría de la energía de distorsión”, “Teoría de Huber-von Mises-Hencky” o “Teoría del esfuerzo cortante octaédrico”, de la cual deviene la tensión combinada, reducida, equivalente o efectiva, denominado tensión de von Mises, en honor al doctor homónimo, quién colaboró en la teoría. De Budynas & Nisbett (2008), la tensión combinada de von Mises se calcula como:

$$\sigma_{vM} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (136)$$

Y para un estado plano de tensiones, la tensión reducida de von Mises se calcula con otra ecuación del mismo autor:

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (137)$$

11.2.2.j) Verificación al pandeo de los brazos

A continuación, se presenta un resumen, basado en Gere & Goodno (2009), sobre el modo de falla por pandeo, en el cual se presentan las ecuaciones utilizadas para la verificación de los brazos sometidos a cargas axiales ante este efecto.

El pandeo es un modo de falla que generalmente resulta de la inestabilidad elástica debido a la acción de compresión sobre elementos estructurales esbeltos y se manifiesta por la aparición de deflexiones transversales a la dirección principal de compresión. La ocurrencia de deflexión por pandeo limita la resistencia a la compresión de una barra o columna o cualquier pieza

esbelta. Por lo tanto, como los brazos de la compuerta son elementos cuya longitud es considerablemente superior a las dimensiones de la sección transversal del mismo, es decir, son elementos esbeltos, y están sometidos a esfuerzos axiales considerables, deberá verificarse su resistencia al pandeo.

De la ecuación (138) se obtiene la menor carga axial crítica P_{cr} de una columna ideal elástica (también denominado caso fundamental de pandeo de Euler) para distintas condiciones de contorno en sus extremos (por ello la longitud efectiva L_e), también denominada carga de Euler, por encima de la cual la columna se torna inestable y puede colapsar por pandeo, es decir, por una deflexión excesiva ante la más mínima perturbación.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_e^2} \quad (138)$$

- Si $P < P_{cr}$ la columna está en equilibrio estable, en la posición recta.
- Si $P = P_{cr}$, la columna está en equilibrio neutro en posición recta o en una posición ligeramente flexionada.
- Si $P > P_{cr}$, la columna está en equilibrio inestable en la posición recta y se pandeará ante la más pequeña perturbación.

Una columna real no se comporta de manera idealizada debido a que tiene imperfecciones tales como que la carga no pasa exactamente por el centroide, ni la columna es perfectamente recta.

Es útil definir el radio de giro de la sección transversal en el plano de flexión, el cual se calcula como:

$$r = \sqrt{I/A} \quad (139)$$

La longitud efectiva se puede expresar en términos de un factor de longitud efectiva K :

$$L_e = K \cdot L \quad (140)$$

Los valores que toma K depende principalmente de las condiciones de contorno de la columna. Por otro lado, el número λ , una razón adimensional denominada relación de esbeltez se calcula como:

$$\lambda = \frac{L_e}{r} = \frac{L_e}{\sqrt{I/A}} \quad (141)$$

Como se ve en la ecuación anterior, la relación de esbeltez depende solo de las dimensiones de la columna. Una columna larga y esbelta tendrá una relación λ alta, y por ende una carga

crítica baja, por otro lado, una columna corta y rígida tendrá una relación de esbeltez baja y se pandeará con un esfuerzo elevado. Según Gere & Goodno (2009), los valores comunes de λ para columnas reales se encuentran entre 30 y 150.

La carga crítica por pandeo elástico es válida únicamente para columnas con relación de esbeltez grandes (comúnmente mayor a 100). Sin embargo, si una columna es de esbeltez intermedia, se alcanza el límite de proporcionalidad antes de que inicie el pandeo, es decir, las tensiones máximas están por encima del límite de proporcionalidad. Para calcular las cargas críticas en este intervalo intermedio se apela a una teoría de pandeo inelástico. Cuando la columna o elemento de la estructura en compresión tiene una relación de esbeltez muy baja, la misma fallará por fluencia y aplastamiento del material y no se considera el pandeo. En tal caso, la tensión crítica pasa a ser el límite de resistencia último a compresión.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, para el diseño de columnas de acero estructural cargadas axialmente, se tienen fórmulas empíricas simples adoptadas por el *American Institute of Steel Construction* (AISC) para la tensión permisible en una columna, que abarcan tanto al pandeo elástico como al inelástico, y se basan en dividir la tensión de fluencia entre un factor de seguridad apropiado. El término tensión máxima se refiere a la tensión obtenida considerando la carga máxima que la columna puede soportar y dividirla entre el área de la sección transversal.

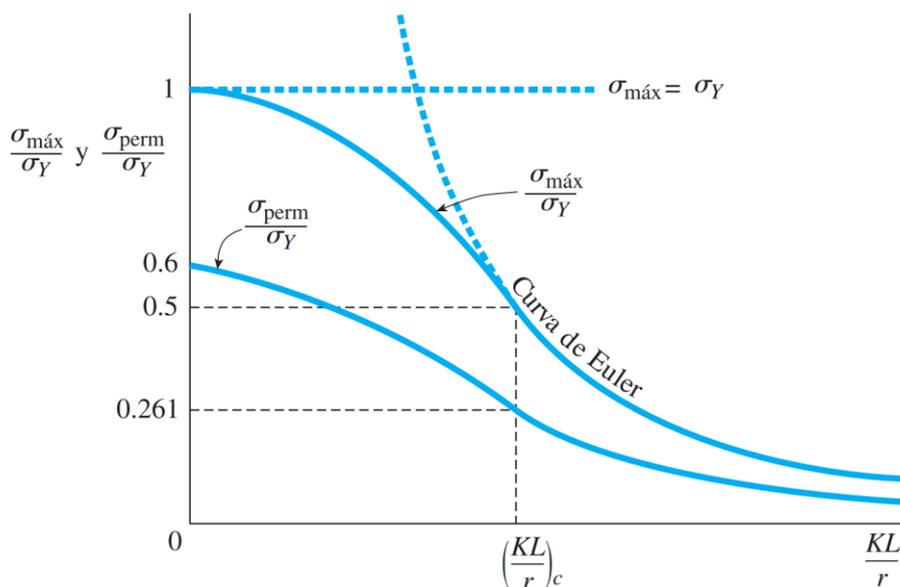


Figura 11.14: Curvas σ_{max}/σ_Y y σ_{perm}/σ_Y en función de la relación de esbeltez para el diseño de columnas de acero estructural (Gere & Goodno, 2009).

Para obtener las tensiones permisibles a partir de tensión de fluencia, el AISC adoptó las siguientes fórmulas:

$$\frac{\sigma_{perm}}{\sigma_Y} = \frac{1}{n_1} \cdot \left(1 - \frac{\lambda^2}{2 \cdot \lambda_c^2}\right) \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_c \quad (142)$$

$$\frac{\sigma_{perm}}{\sigma_Y} = \frac{1}{n_2} \cdot \left(\frac{\lambda^2}{2 \cdot \lambda_c^2}\right) \quad \text{para } \lambda > \lambda_c \quad (143)$$

Siendo λ_c la relación de esbeltez crítica, calculada como:

$$\lambda_c = \left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_c = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{\sigma_Y}} \quad (144)$$

Y los factores de seguridad:

$$n_1 = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{\lambda}{\lambda_c} - \frac{\lambda^3}{8 \cdot \lambda_c^3} \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_c \quad (145)$$

$$n_2 = \frac{23}{12} \cong 1,92 \quad \text{para } \lambda > \lambda_c \quad (146)$$

Las expresiones anteriores dan resultados muy similares al método omega ω prescrito para calcular piezas comprimidas de estructuras metálicas, grúas y puentes, presentada en (Dubbel, 1977), y comúnmente utilizada en las memorias de cálculo de estructuras hidráulicas de acero de argentina.

Los brazos de las compuertas radiales deben verificarse contra el pandeo que puede ser causado por esfuerzos axiales y de flexión, ya sea en el plano vertical como en el plano formado por uno de los brazos y su correspondiente viga horizontal.

En el plano vertical, los brazos superior e inferior están “apuntalados” por un travesaño o elemento, generalmente de la misma sección transversal de los brazos, con el fin de reducir la longitud de pandeo.

Por este motivo las secciones de los brazos generalmente se disponen con la mayor inercia en la dirección horizontal correspondiente a la mayor longitud de pandeo, dirección en la cual el soporte o puntal entre brazos no tiene efecto.

11.2.3 Gorriones

En este apartado corresponde dimensionar cada componente del gorrón, pero los de mayor interés y los que condicionan dimensionalmente a los demás elementos del conjunto son el buje, el eje y la horquilla, por lo tanto, la atención se enfoca en estos.

Las cargas que recibe el eje del gorrón corresponden a las cargas radiales del cubo, el cual se encuentra vinculado a los brazos. El eje permanece estático, mientras que el movimiento de

giro lo realiza el cubo respecto al eje. La resultante de las fuerzas radiales que ejercen los brazos sobre el cubo se calcula como:

$$G_r = FG_{rbi} \cdot \cos(\theta_{I.CG}) + FG_{rbs} \cdot \cos(\theta_{CG.S}) \quad (147)$$

Donde:

- FG_{rbi} : Fuerza radial que traslada el brazo inferior al gorrón, y que coincide en dirección y sentido con la RGy_{bi} (R_{Gy0} del pórtico inferior).
- FG_{rbs} : Fuerza radial que traslada el brazo superior al gorrón, y que coincide en dirección y sentido con la RGy_{bs} (R_{Gy0} del pórtico superior).
- $\theta_{I.CG}$: Ángulo entre el nivel de la vinculación del brazo inferior y compuerta, y el nivel del centro de giro.
- $\theta_{CG.S}$: Ángulo entre el nivel del centro del giro y el nivel de la vinculación del brazo superior y compuerta.

La ecuación (147) no es aplicable al modelo que se ha utilizado en este trabajo. En el modelo idealizado de “estirar” o “rectificar” el escudo de la compuerta, los brazos pasarían a ser paralelos, por lo tanto:

$$G_y = FG_{bi} + FG_{bs} \quad (148)$$

La resultante G_y se transfiere del cubo al cojinete o buje y luego al eje.

En el Anexo XIV se incluye la planilla “J. Gorriones”, con los cálculos de tensiones y deflexiones relativos al caso de estudio.

11.2.3.a) Buje del gorrón

La principal variable que domina el diseño del cojinete de contacto deslizante o buje, en este caso, es la carga por unidad de área proyectada del cojinete P . Esta presión se calcula como el cociente en la carga radial que soporte el buje y el área proyectada $L_{bg} \cdot d_{bg}$, es decir:

$$P_{bg} = \frac{RG_y}{L_{bg} \cdot d_{bg}} \quad (149)$$

Donde:

- L_{bg} : Longitud del buje del gorrón.
- d_{bg} : Diámetro interno del buje.

Esta presión debe ser menor o igual a la presión admisible o tensión de aplastamiento admisible del material del buje.

11.2.3.b) Eje del gorrón

El eje del gorrón consiste en un eje de sección circular sobre el cual descarga el cubo del gorrón que se encuentra vinculado directamente a los brazos de la compuerta. El eje del gorrón se introduce en sus extremos en los orificios de las placas paralelas de la horquilla del gorrón (ver Figura 3.7).

Por lo tanto, puede suponerse como una viga continua de sección circular con dos apoyos simples en los extremos de este, en concordancia con las placas paralelas de la horquilla, de tal manera de ser un elemento estáticamente determinado, como muestra la Figura 11.15.

Se asume una distribución uniforme, por lo tanto, la carga uniformemente distribuida que actúa sobre el eje se calcula como:

$$q_{eg} = RG_y/L_{eg} \quad (150)$$

Las reacciones de vínculo R_{egA} y R_{egB} se calculan planteando sumatoria de fuerzas en la dirección del eje “y” (perpendicular al eje longitudinal del gorrón) ($\sum F_y = 0$) y momentos ($\sum M = 0$) respecto a los extremos de la viga. Se obtiene entonces:

$$R_{egA} = R_{egB} = \frac{q_{eg} \cdot L_{eg}}{2} \quad (151)$$

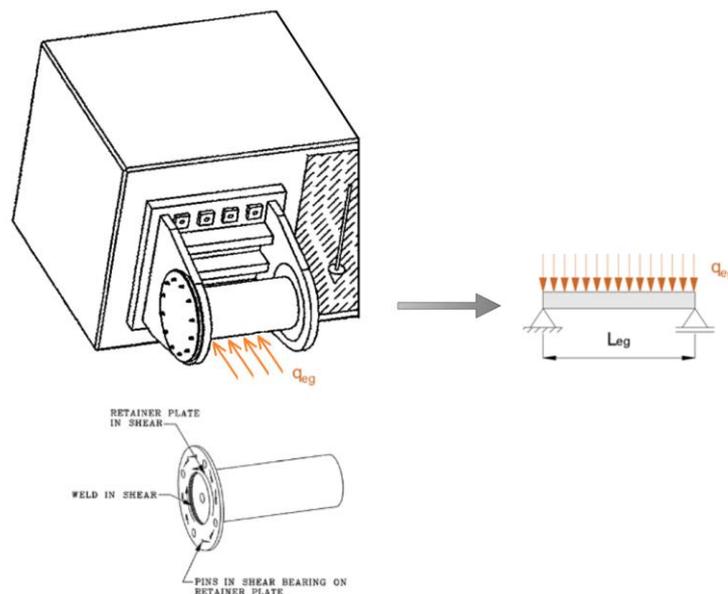


Figura 11.15: Corte del conjunto del gorrón y diagrama de cuerpo libre del eje.

Esfuerzos de corte

Planteando equilibrio de fuerzas en el eje radial del brazo “r” de un elemento diferencial de una viga, como el mostrado en la Figura 11.4, se obtiene que:

$$\frac{dQ_{y_{eg}}}{dx} = -q_{eg}(x) \quad (152)$$

La carga distribuida radial en el eje del gorrón resulta constante en toda la longitud del eje, por lo tanto $q_{eg}(x) = -q_{eg} = cte$. Integrando respecto a x , se obtiene que la distribución de esfuerzos de corte para el eje del gorrón (Q_{eg}) viene dada por una función lineal:

$$Q_{eg}(x) = -\frac{q_{eg} \cdot L_{eg}}{2} + q_{eg} \cdot x \quad (153)$$

Momentos flectores

Planteando sumatoria de momentos en el eje “z” de un elemento diferencial de una viga, se obtiene que:

$$\frac{dM_z}{dx} = -Q_{eg}(x) \quad (154)$$

Renombrando al momento en el eje del gorrón como M_{eg} y reemplazando la ecuación de corte en la expresión anterior, integrando miembro a miembro, se obtiene:

$$M_{eg}(x) = -\frac{q_{eg} \cdot L_{eg}}{2} \cdot x + \frac{q_{eg}}{2} \cdot x^2 \quad (155)$$

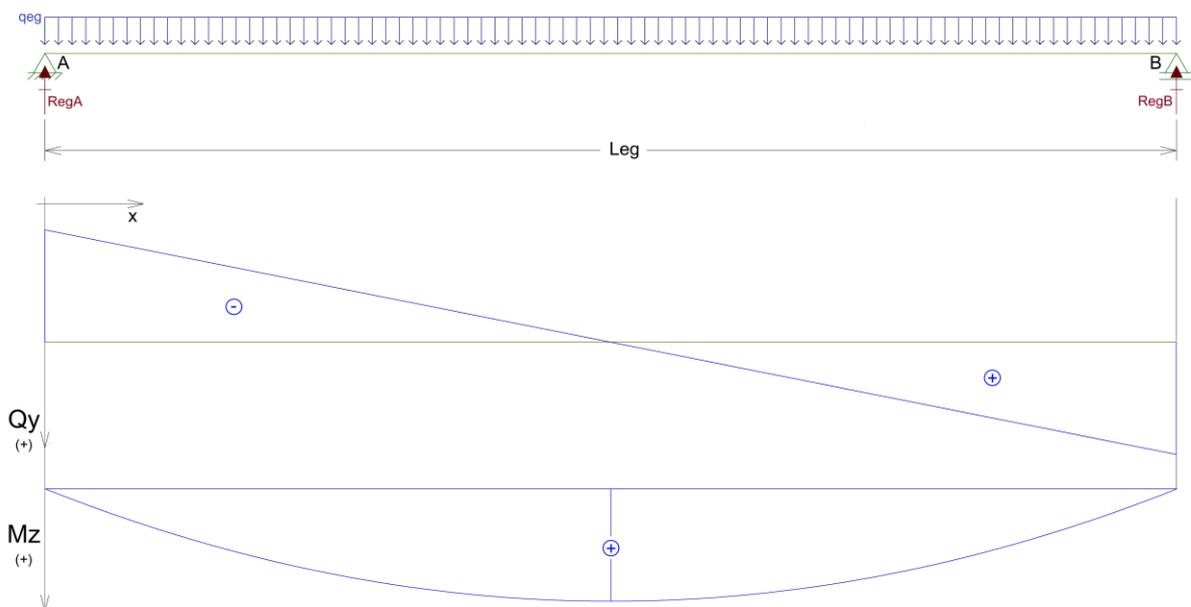


Figura 11.16: Diagrama de cuerpo libre, esfuerzos de corte y momento flector del eje del gorrón.

Tensiones normales y tangenciales

Las tensiones normales tienen la distribución dada por la ecuación (80), en cualquier sección transversal de una viga, pero el término que contiene al esfuerzo axial N es nulo para este caso. Las máximas tensiones normales debidas al momento flector se desarrollan en los puntos más alejados respecto al eje neutro y valen:

$$\sigma_{xx,min} = -\frac{M_z \cdot d_{eg}/2}{I_z} \quad (156)$$

$$\sigma_{xx,max} = +\frac{M_z \cdot d_{eg}/2}{I_z} \quad (157)$$

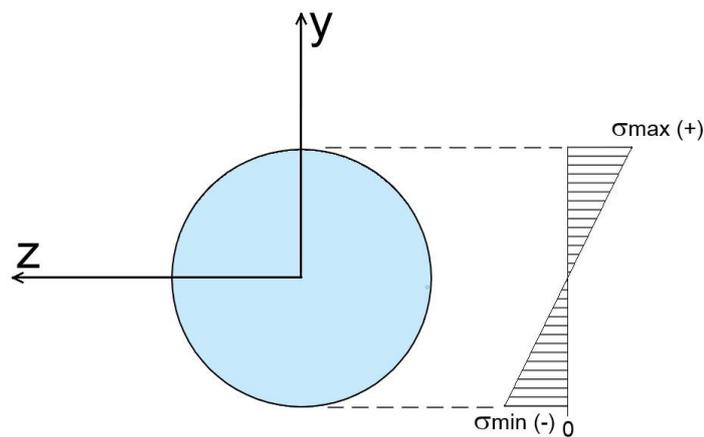


Figura 11.17: Tensiones normales en la sección transversal del eje.

Las tensiones tangenciales τ en cualquier punto q de la sección transversal de una viga prismática, se calculan con la fórmula siguiente:

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_z}{I_z \cdot b} \quad (158)$$

Donde:

- Q_y : Esfuerzo interno cortante al que está sometido la viga.
- S_z : Momento estático, que varía con la distancia del punto q en el que se está calculando la tensión respecto al eje neutro (y). El momento estático de una sección transversal, evaluada con respecto al eje neutro, se calculan con la integral $S_z = \int y \cdot dA$.
- I_z : Momento de inercia respecto al eje z .
- b : Ancho de la sección.

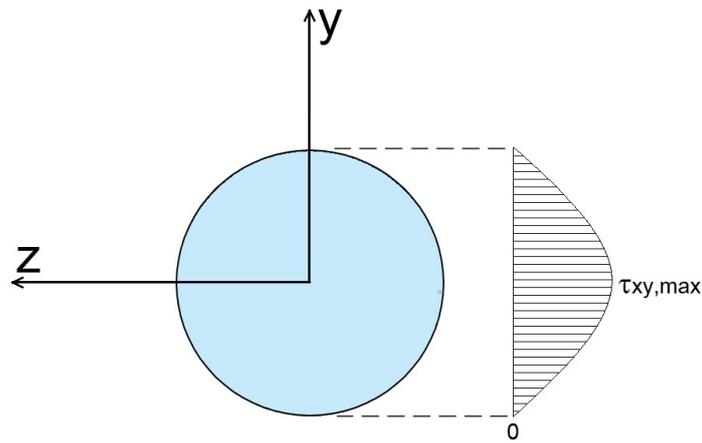


Figura 11.18: Tensiones de corte en el eje.

En cuanto a las tensiones tangenciales xy de una viga de sección circular son válidas las mismas hipótesis y enunciados definidos en el cálculo de tensiones tangenciales de las vigas verticales. La distribución de tensiones tangenciales puede obtenerse por medio de la ecuación (83):

$$\tau_{xy} = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q_y}{I_z} \cdot \frac{(d_{eg}^2 - 4 \cdot y^2)}{d_{eg}^2} \quad (159)$$

De la cual se infiere que la tensión tangencial tiene una distribución cuadrática y su valor máximo se presenta en el eje neutro (donde $y = 0$ y Z es máximo):

$$\tau_{xy,max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q_y}{I_z} \quad (160)$$

La tensión tangencial mínima se manifiesta donde $y = \pm d_{eg}/2$ y S_z es mínimo:

$$\tau_{xy,min} = 0 \quad (161)$$

11.2.3.c) Cartelas

Para verificar las dimensiones de la cartela, se considera únicamente su resistencia al aplastamiento. La carga por unidad de área proyectada de la cartela P_{cg} se calcula como el cociente en la carga radial que soporte cada cartela y el área proyectada $d_{cg} \cdot t_{cg}$, es decir:

$$P_{cg} = \frac{RG_y/2}{d_{cg} \cdot t_{cg}} \quad (162)$$

Donde:

- d_{cg} : Diámetro del orificio de la cartela por donde pasa el eje del gorrón.
- t_{cg} : Espesor de la chapa de la cartela del gorrón.

Esta presión P_{cg} debe ser menor o igual que la tensión de aplastamiento admisible del material de la cartela.

11.3 Características geométricas de las secciones

En esta sección se pretende calcular las áreas y los momentos de inercia para cada tipo de viga, vertical y horizontal.

11.3.1 Vigas verticales

Las vigas verticales de la estructura de retención constan de vigas de sección transversal doble T de espesor delgado, asimétrica respecto al eje "z" y simétrica respecto al eje "y", es decir, la platabanda de la parte inferior de la Figura 11.19 es distinta a la platabanda superior. Por esto último, el centro de masa C se encuentra levemente desplazado hacia la platabanda de mayor área, tal desplazamiento y_{CO} se calcula con la fórmula siguiente:

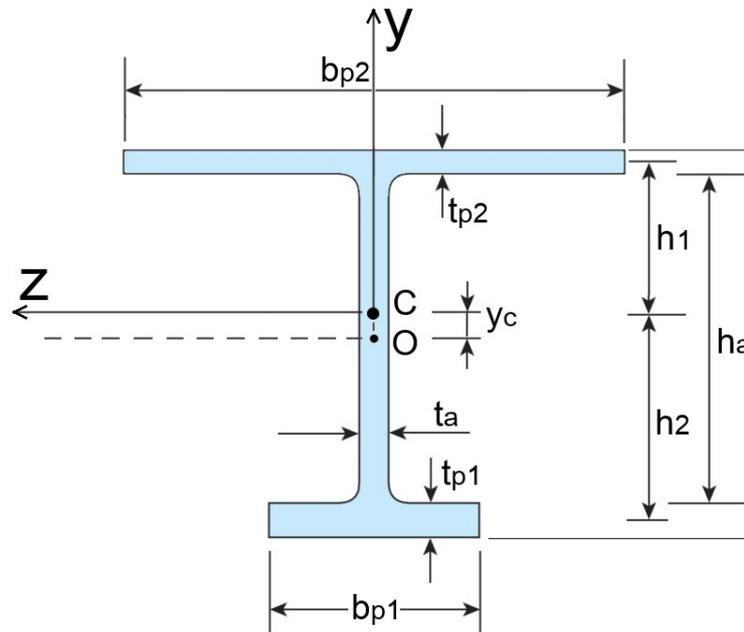


Figura 11.19: Sección transversal de una viga vertical.

$$y_C = \frac{A_a \cdot y_a + A_{p1} \cdot y_{p1} + A_{p2} \cdot y_{p2}}{A_a + A_{p1} + A_{p2}} \quad (163)$$

Donde A_{p1} , A_{p2} y A_a son las áreas de la platabanda 1, la platabanda 2 y el alma, respectivamente, mientras que los valores y_{p1} , y_{p2} e y_{pa} corresponden a las distancias de los centros de dichas áreas respecto al punto medio de la sección O. Por lo tanto, desarrollando las áreas y las distancias se obtiene:

$$y_{CO} = \frac{(t_a \cdot h_a) \cdot 0 + (b_{p1} \cdot t_{p1}) \cdot \left(-\frac{h_a}{2} - \frac{t_{p1}}{2}\right) + (b_{p2} \cdot t_{p2}) \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{t_{p2}}{2}\right)}{A_{p1} + A_{p2} + A_a} \quad (164)$$

El área de la sección transversal se calcula sencillamente con la fórmula siguiente:

$$A_b = t_a \cdot h_a + b_{p1} \cdot t_{p1} + b_{p2} \cdot t_{p2} \quad (165)$$

El momento de inercia I respecto al eje z (I_z), eje local que pasa por el centro de gravedad de la sección, se calcula utilizando la expresión para el momento de inercia con respecto a un eje z' que pasa por el centroide de un área rectangular de base b y altura h presentada en la ecuación (166), obtenida de Gere & Goodno (2009):

$$I_{z'} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (166)$$

y aplicando el teorema de Steiner o teorema de los ejes paralelos, el cual permite obtener el momento de inercia de una sección respecto a un eje paralelo al eje del centroide distanciados por una distancia d , de Gere & Goodno (2009), se tiene que:

$$I_z = I_{z'} + A \cdot d^2 \quad (167)$$

Reemplazando los valores correspondientes para cada área, se obtiene que el momento de inercia de la sección de una viga vertical se calcula como:

$$I_z = \frac{t_a \cdot h_a^3}{12} + t_a \cdot h_a \cdot y_{CO}^2 + \frac{b_{p1} \cdot t_{p1}^3}{12} + b_{p1} \cdot t_{p1} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{t_{p1}}{2} + y_{CO}\right)^2 + \frac{b_{p2} \cdot t_{p2}^3}{12} + b_{p2} \cdot t_{p2} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{t_{p2}}{2} - y_{CO}\right)^2 \quad (168)$$

11.3.2 Vigas horizontales

Las vigas horizontales de sección transversal de espesor delgado doble T simétrica respecto al eje z y simétrica respecto al eje y , es decir, la platabanda de la parte inferior es prácticamente idéntica a la platabanda del lado opuesto.

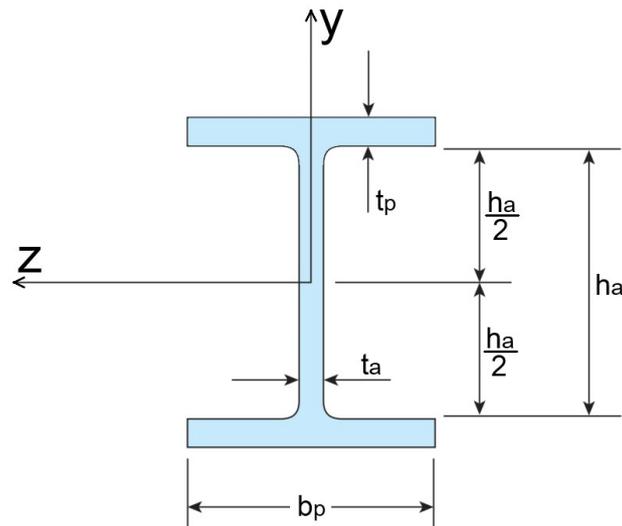


Figura 11.20: Sección transversal de una viga horizontal.

De manera idéntica a lo desarrollado para la viga vertical, se obtiene para la viga horizontal la distancia del centro de masa (centroide), en este caso coincidente con el eje neutro de la sección, dado por:

$$y_{CO} = \frac{(t_a \cdot h_a) \cdot 0 + (b_{p1} \cdot t_{p1}) \cdot \left(-\frac{h_a}{2} - \frac{t_{p1}}{2}\right) + (b_{p2} \cdot t_{p2}) \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{t_{p2}}{2}\right)}{A_{p1} + A_{p2} + A_a} \quad (169)$$

El área de la sección transversal se calcula sencillamente con la fórmula siguiente:

$$A_b = t_a \cdot h_a + b_{p1} \cdot t_{p1} + b_{p2} \cdot t_{p2} \quad (170)$$

Y el momento de inercia de la sección de una viga horizontal:

$$I_z = \frac{t_a \cdot h_a^3}{12} + t_a \cdot h_a \cdot y_{CO}^2 + \frac{b_{p1} \cdot t_{p1}^3}{12} + b_{p1} \cdot t_{p1} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{t_{p1}}{2} + y_{CO}\right)^2 + \frac{b_{p2} \cdot t_{p2}^3}{12} + b_{p2} \cdot t_{p2} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{t_{p2}}{2} - y_{CO}\right)^2 \quad (171)$$

11.3.3 Brazos

Los brazos de los pórticos consisten en una sección transversal tipo cajón conformada por chapas soldadas de espesor delgado simétrica respecto al eje z como al eje y . Se conforma por dos chapas denominadas almas de altura h_a y espesor t_a y dos tapas de ancho b_t y espesor t_t que unen ambas almas en la parte superior e inferior de las mismas. El centro de masa C se encuentra en el centro geométrico de la sección por ser simétrico en los dos ejes, por lo tanto:

$$y_{CO} = 0 \quad (172)$$

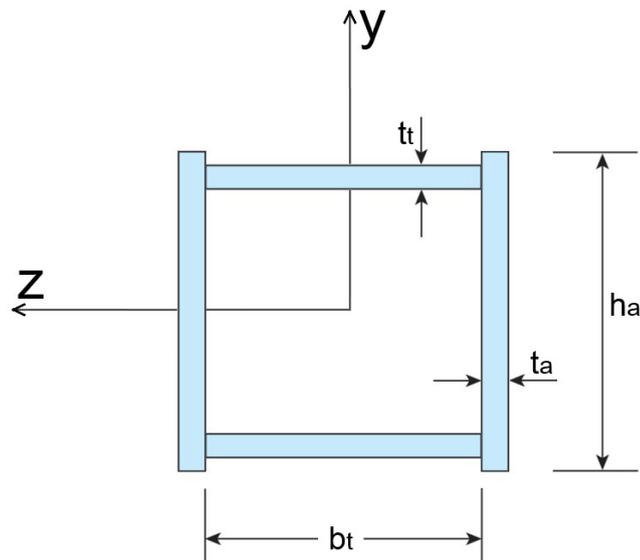


Figura 11.21: Sección transversal de un brazo.

El área de la sección transversal se calcula con la fórmula siguiente:

$$A_b = [b_t \cdot t_t + h_a \cdot t_a] \cdot 2 \quad (173)$$

El momento de inercia respecto al eje z (I_z), eje local que pasa por el centro de gravedad de la sección, se calcula utilizando las expresiones (166) y (167), obteniendo:

$$I_z = \left[\frac{t_a \cdot h_a^3}{12} + \frac{b_t \cdot t_t^3}{12} + b_t \cdot t_t \cdot \left(\frac{h_a}{2} - t_a - \frac{t_t}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 \quad (174)$$

Por otro lado, el momento de inercia respecto al eje y (I_y), utilizado para verificar los brazos a pandeo lateral, vale:

$$I_y = \left[\frac{h_a \cdot t_a^3}{12} + \frac{t_t \cdot b_t^3}{12} + h_a \cdot t_a \cdot \left(\frac{b_t}{2} + \frac{t_a}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 \quad (175)$$

11.3.4 Eje del gorrón

El eje de un gorrón consiste en un elemento de sección circular de diámetro d_{eg} . El centro de masa C se encuentra en el centro geométrico de la sección por ser simétrico en los dos ejes, por lo tanto:

$$y_{co} = 0 \quad (176)$$

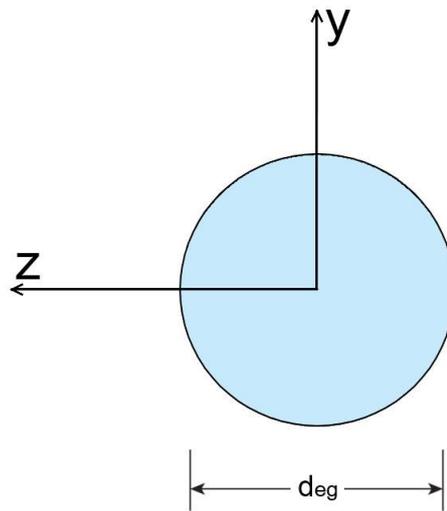


Figura 11.22: Sección transversal de un brazo.

El área de la sección transversal se calcula con la fórmula siguiente:

$$A_{eg} = \frac{\pi \cdot d_{eg}^2}{4} \quad (177)$$

El momento de inercia I respecto al eje z (I_z), eje local que pasa por el centro de gravedad de la sección y perpendicular al eje longitudinal del eje, se calcula utilizando las expresiones de Budynas & Nisbett (2008), obteniendo:

$$I_z = I_y = \frac{\pi \cdot d_{eg}^4}{64} \quad (178)$$

12. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Este apartado se destina para elaborar una comparación cualitativa acerca de los resultados obtenidos en el presente trabajo.

Como se indicó en apartados anteriores, el caso de estudio seleccionado corresponde a la compuerta radial de vertedero de Piedra del Águila. Se han encontrado aspectos valiosos tomando como base los valores de tensiones y deformaciones de trabajo obtenidos para los escenarios de combinación de cargas de mayor índice adimensional de solicitación / resistencia (ISR).

En primer lugar, cabe mencionar que el escenario de cargas de mayor ISR corresponde al E3.B.Excepcional (NAMO+SMC+Sedimentos+Oleaje+PesoPropio), seguido, en orden de ISR decreciente, por el escenario E3.C.Excepcional (NACo+Sedimentos+Oleaje+PesoPropio). No obstante, con el escenario E3.C se obtuvieron tensiones de trabajo mayores que las obtenidas para el escenario E3.B (de mayor ISR), es decir, resultó un escenario más crítico, pero con menor ISR. Esto puede explicarse por la distribución de cargas resultante que se tiene en cada escenario. Es decir, en el E3.B se tiene una distribución triangular, mientras que en el E3.C se tiene una trapezoidal, resultando en una proporción mayor de carga por encima de la viga horizontal superior respecto a la de distribución triangular. Las vigas verticales se encuentran vinculadas sobre ésta última, quedando gran parte de su longitud en voladizo. Por lo tanto, puede concluirse que la comparación de escenarios con el método del índice ISR es aplicable solo para escenarios con distribución de carga resultante idéntica, ya que los esfuerzos que se producen en los componentes dependen no solo de la magnitud de la fuerza resultante sino también de la distribución de cargas resultantes.

Por esto, es que se adopta como regla de selección de los escenarios dimensionantes, en primer lugar, la evaluación del escenario de mayor ISR, ya sea con distribución resultante triangular o trapezoidal y, en segundo lugar, el de mayor ISR de los escenarios cuya distribución de cargas resultante sea distinta al primero.

El otro aspecto valioso encontrado deriva luego de revisar los pliegos de especificaciones técnicas de Hidronor para la licitación de las compuertas radiales de Piedra del Águila. Una consigna contractual específica que la compuerta debe soportar el nivel máximo posible de crecida (con una compuerta del aliviadero cerrada), de 593,68 m s.n.m., es decir, un nivel ligeramente inferior al nivel del coronamiento de la presa. Por lo tanto, resulta justificado el hecho de que la compuerta no verifique utilizando las planillas desarrolladas en este trabajo para el escenario E3.C cuyo nivel de agua se estipuló al nivel del coronamiento. Realizando

una modificación temporal en el escenario E3.C, cambiando el nivel de agua del NACo por el Nivel Máximo Posible de crecida (con una compuerta de aliviadero cerrada), se encontró que las tensiones y deformaciones están por debajo de las admisibles, en consecuencia, la compuerta verifica. Esta sensibilidad ante el mínimo cambio de nivel de agua da indicios de la aptitud de las planillas.

Por otro lado, si bien las tensiones y deformaciones de trabajo no han podido ser comparadas con aquellas obtenidos por el contratista (IMPSA), ya que no se cuenta con las memorias de cálculo de las compuertas, considerando los resultados cualitativos generales encontrados, podemos decir que se obtienen resultados idénticos, es decir, las dimensiones de los componentes de la compuerta son aptos, tanto mediante la utilización de las planillas de cálculo de este proyecto como por la evidencia empírica del correcto funcionamiento y estado de la compuerta física, para los escenarios de cargas planteados en los pliegos de licitación.

13. CONCLUSIONES

A modo de repaso, el presente proyecto consiste básicamente en crear un conjunto de planillas de cálculo en las que el usuario ingrese como datos de entrada los datos del entorno (datos del embalse, geométricos de las obras civiles y del medio físico) del vertedero de un proyecto para el cual se desea predimensionar una compuerta radial de superficie, y obtener como datos de salida las dimensiones básicas de los componentes de la compuerta radial. Con estas dimensiones preliminares se pretende que sean utilizadas en un *software* de elementos finitos para su posterior refinamiento, y dimensionamiento definitivo del equipo hidromecánico.

Como ya se ha explicado, la metodología de trabajo de las planillas de cálculo elaboradas inicia con la introducción de valores preliminares de dimensiones de los componentes de la compuerta (que pueden ser similares a los de una compuerta de referencia cuyas características sean semejantes) para luego ir ajustándolos hasta que todas las tensiones y deformaciones sean inferiores o iguales a las admisibles fijadas por los manuales y normativas aplicables. También se mencionó que, con el fin de corroborar la aptitud del conjunto de planillas desarrolladas se optó por dimensionar la compuerta de un proyecto existente tomado como caso de estudio. Se ha establecido entonces las dimensiones preliminares de una compuerta existente, para obtener como resultado las tensiones y deformaciones de trabajo del o los escenarios que resulten dimensionantes.

Considerando los resultados obtenidos con el predimensionamiento de la compuerta del caso de estudio mediante la metodología desarrollada en este trabajo se puede concluir que se satisfacen los propósitos planteados al inicio del proyecto.

Así como la base de datos desarrollada de la recopilación de antecedentes de las compuertas radiales de los principales aprovechamientos hidráulicos de la Argentina sirve como referencia para una primera instancia de los datos de la compuerta del predimensionamiento, las dimensiones obtenidas con la metodología de este trabajo sirven como punto de partida para el diseño o dimensionamiento final con un *software* de elementos finitos de una compuerta radial de superficie. También, estas planillas de cálculo pueden utilizarse como verificador rápido y sencillo de tensiones y deformaciones para juzgar la aptitud de un diseño de compuerta ya dimensionada.

En este Proyecto Integrador Profesional se ha logrado utilizar satisfactoriamente los conocimientos y herramientas adquiridas a lo largo de la carrera de Ingeniería Mecánica, asimismo me he interiorizado con los manuales y normativas relacionadas con los temas en consideración.

Con este trabajo, se ha contribuido a optimizar el proceso de predimensionamiento de compuertas radiales de superficie siguiendo las premisas requeridas por la empresa, sumando a las mismas la visión de criterios provenientes de otras normas y guías de diseño frecuentemente utilizadas, así como también colaborando en su implementación interna para que el trabajo realizado sirva para responder a los compromisos que la empresa reciba sobre la especialidad.

14. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acindar, 2003. *Tablas y Equivalencias - Productos, Sistemas y Servicios para la Construcción*. Ciudad de Buenos Aires: Acindar S.A..

ASME, Hydro Power Technical Committee, 1996. *The Guide to Hydropower Mechanical Design*. Montreal: PennWell Hydro Group.

Budynas, R. G. & Nisbett, J. K., 2008. *Diseño en ingeniería mecánica de Shigley*. Octava ed. México D.F: Mc Graw Hill.

Chen, W. F., 1995. *The Civil Engineering Handbook*. 1 ed. New York: CRC Press.

DIN 18800 Part1, 1990. *Structural Steelwork, Analysis of safety against buckling of linear members and frames*. Berlin: Deutsche norm.

DIN 18800 Part2, 1990. *Structural Steelwork, Analysis of safety against buckling of linear members and frames*. Berlin: Deutsche norm.

DIN 19704-1, 1998. *Hydraulic Steel Structures. Design analysis*. Berlin: Water Practise Standars Committee.

DIN 19704, 1976. *Hydraulic Steel Structures. Criteria for Design and Calculation*. Berlín: Deutsche Normen.

DIN 19704-2, 1998. *Hydraulic Steel Structures: Detailing and Fabrication*. Berlin: Water Practice Standars Committe.

Dubbel, H., 1977. *Manual del Constructor de Máquinas*. Quinta ed. Barcelona, Madrid, Buenos Aires, Bogotá, Caracas, Lisboa, Quito, Río de Janeiro, México D.F., Montevideo: Labor S.A..

Erbisti, P., 2004. *Design of Hydraulic Gates*. The Netherlands: A.A. Balkema Publishers.

Gere, J. M., 2002. *Timoshenko, Resistencia de Materiales*. Quinta ed. s.l.:Thomson.

Gere, J. M. & Goodno, B. J., 2009. *Mecánica de Materiales*. México D.F.: Cengage Learning.

Novak, P., Moffat, A. & Nalluri, C., 2004. *Hydraulic Structures*. London and New York: Spon Press.

ORSEP, 2018. *Lineamientos de seguridad de presas*. 2da ed. Ciudad Autónoma de Buenos Aires: Organismo Regulador de Seguridad de Presas.

Recursos Hídricos, Secretaría de Energía, 2003. *Catálogo de Centrales hidráulicas, Embalses, Lagos y Lagunas*. Buenos Aires: Energía.gob.ar.

U.S.A.C.E., 1994. *Design of Hydraulic Steel Structuresm Engineering and Design*. Washington D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.

U.S.A.C.E., 2000. *Design of Spillway Tainter Gates, Engineering and Design*. Washington D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.

White, F. M., 1998. *Fluid Mechanics*. Fourth ed. Boston: McGraw-Hill.

Young, H. D. & Freedman, R. A., 2009. *Física universitaria volumen 1*. Decimosegunda ed. México DF: Pearson Educación.

Young, W. C. & Budynas, R. G., 2002. *Roark's Formulas for Stress and Strain*. Seventh ed. New York: McGraw-Hill.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO I

**Fuentes de información utilizada en la recopilación de
antecedentes**

FUENTES DE LA INFORMACIÓN UTILIZADA EN LA RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

Id	Alias	Nombre	Autor	Año	Link
1	Agua del Toro	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
1	Agua del Toro	Aprovechamiento Hidroeléctrico Alicura, Auditoría Electromecánica de los sistemas asociados a la seguridad de presas, Vol. 1, Cap. 3 y Cap. 5	AES Argentina Generación SA	2017	
1	Agua del Toro	Aprovechamiento Hidroeléctrico Alicura, Auditoría Electromecánica de los sistemas asociados a la seguridad de presas, Vol. 3, Anexo 3 (Planos)	AES Argentina Generación SA	2017	
2	Alicurá	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
2	Alicurá	Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila, Auditoría Técnica Electromecánica ORSEP, Informe al Consultor Independiente	AES Argentina Generación SA	2016	
2	Alicurá	Catálogo Recursos Hídricos: Centrales hidráulicas, Embalses, Lagos y Lagunas	Secretaría de Energía	2003	
2	Alicurá	Manual de Operación y Mantenimiento, Tomo V, Vol. V.2., Planos y Doc. Aliviadero	Hidronor	1991	
3	Aña Cuá	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
3	Aña Cuá	Aprovechamiento Hidroeléctrico Pichi Picún Leufú, Informe del Consultor Independiente, Auditoría Técnica	Grosso Abel	2017	
3	Aña Cuá	Catálogo Recursos Hídricos: Centrales hidráulicas, Embalses, Lagos y Lagunas	Secretaría de Energía	2003	https://www.energia.gob.ar/contenidos/archivos/Reorganizacion/contenidos_didacticos/publicaciones/recursos_hidricos.pdf
4	Arroyito	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
4	Arroyito	Catálogo Recursos Hídricos: Centrales hidráulicas, Embalses, Lagos y Lagunas	Secretaría de Energía	2003	https://www.energia.gob.ar/contenidos/archivos/Reorganizacion/contenidos_didacticos/publicaciones/recursos_hidricos.pdf
4	Arroyito	Complejo El Chocón-Cerros Colorados, Compuertas Radiales del Vertedero, Vigas de Cierre y Equipos Auxiliares, Manual de utilización y de mantenimiento	Hidronor	1971	
5	Cabra Corral	Auditoría Electromecánica de los Sistemas asociados a la Seguridad de Presas, Complejo El Chocón-Arroyito, Tomo II: Documentación y Planos Central El Chocón	Hidroeléctrica El Chocón S.A., Grupo ENEL	2016	
5	Cabra Corral	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
5	Cabra Corral	Catálogo Recursos Hídricos: Centrales hidráulicas, Embalses, Lagos y Lagunas	Secretaría de Energía	2003	https://www.energia.gob.ar/contenidos/archivos/Reorganizacion/contenidos_didacticos/publicaciones/recursos_hidricos.pdf
5	Cabra Corral	Modelación hidrológica - Hidráulica de la Presa Chiuido I, VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos	Reyna S; Reyna T; Toselli L.; Giovine L; Fulginiti F.	2010	https://emhidro.com.ar/PDF/CAPYAH_Chiuido-I_Modelacion_hidrologica.pdf
5	Cabra Corral	Hidronor, Aspectos Jurídicos Normativos, Pliego de Bases y Condiciones, Anexo I: Descripción, Hidroeléctrica El Chocón SA	Ministerio de Hacienda	-	http://mepriv.mecon.gov.ar/Hidronor/Descripcion.htm
5	Cabra Corral	Auditoría Electromecánica de los Sistemas asociados a la Seguridad de Presas, Complejo El Chocón-Arroyito, Tomo III: Documentación y Planos Central Arroyito	Hidroeléctrica El Chocón S.A., Grupo ENEL	2016	
6	Caracoles	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
6	Caracoles	Auditoría Electromecánica de los Órganos de Seguridad del Complejo Cerros Colorados - Resolución 006/2014 ORSEP - Tomo 2	Duke Energy, Argentina	2014	
6	Caracoles	Hidronor, Aspectos Jurídicos Normativos, Pliego de Bases y Condiciones, Anexo I: Descripción, Hidroeléctrica Cerros Colorados SA		-	http://mepriv.mecon.gov.ar/Hidronor/Descripcion-CColorados.PDF
6	Caracoles	Modelación hidrológica - Hidráulica de la Presa Chiuido I, VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos	Reyna S; Reyna T; Toselli L.; Giovine L; Fulginiti F.	2010	https://emhidro.com.ar/PDF/CAPYAH_Chiuido-I_Modelacion_hidrologica.pdf
7	Casa de Piedra	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2010	
7	Casa de Piedra	Hidronor, Aspectos Jurídicos Normativos, Pliego de Bases y Condiciones, Anexo I: Descripción, Hidroeléctrica Cerros Colorados SA		-	http://mepriv.mecon.gov.ar/Hidronor/Descripcion-CColorados.PDF
7	Casa de Piedra	Modelación hidrológica - Hidráulica de la Presa Chiuido I, VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos		-	https://emhidro.com.ar/PDF/CAPYAH_Chiuido-I_Modelacion_hidrologica.pdf
7	Casa de Piedra	Auditoría Electromecánica de los Órganos de Seguridad del Complejo Cerros Colorados - Resolución 006/2014 ORSEP - Tomo 2	Duke Energy, Argentina	2014	
8	Cerro Pelado	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
8	Cerro Pelado	Hidronor, Aspectos Jurídicos Normativos, Pliego de Bases y Condiciones, Anexo I: Descripción, Hidroeléctrica Cerros Colorados SA		-	http://mepriv.mecon.gov.ar/Hidronor/Descripcion-CColorados.PDF
8	Cerro Pelado	Auditoría Electromecánica de los Órganos de Seguridad del Complejo Cerros Colorados - Resolución 006/2014 ORSEP - Tomo 3	Duke Energy, Argentina	2014	
9	Chañar	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
10	Chocón	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo IV	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
11	Escaba	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo III	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
12	Futaleufú	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo III	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
13	PdA	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo III	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
14	Portezuelo Derivador	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo III	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
15	Portezuelo Frontal	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo III	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
16	Potrerillos	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo III	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
17	PPL	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo II	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
18	Punta Negra	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo II	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
19	Quebrada de Ullúm 1	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo II	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
20	Quebrada de Ullúm 2	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo II	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
21	Reyunos	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo II	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
22	Río Hondo	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo I	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
22	Río Hondo	Concurso Público Internacional para la venta del 98% de las acciones de Hidroeléctrica Futaleufú S.A., Pliego de bases y condiciones, Anexo I: Complejos Hidroeléctricos. Des	Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos	1995	http://www.enre.gov.ar/web/bibliotd.nsf/203df3042bad9c40032578f6004ed613/33ec288c0eb34d970325704400431b24/\$FILE/Pliego.pdf
23	Salto Grande	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo I	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
24	Tierras Blancas	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo I	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
24	Tierras Blancas	Concurso Público Internacional para la venta del 98% de las acciones de Complejos Hidroeléctricos El Cadillal, Pueblo Viejo y Escaba., Pliego de bases y condiciones, Anexo	Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos	1996	http://www.enre.gov.ar/web/bibliotd.nsf/9729cc838433c0603256926005bc2c1/e31018aff3e2a69d862563a70075a7a5/\$FILE/Anexo%2001.pdf
24	Tierras Blancas	Complejo Hidroeléctrico Escaba, Auditoría Técnica Extraordinaria Hidro-electromecánica, Informa para el Consultor Independiente	Hidroeléctrica Tucumán S.A.	2017	
25	Tigre	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo I	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	
25	Tigre	Auditoría Equipamiento Hidromecánico, Aprovechamiento Hidroeléctrico Cabra Corral, Informe al Consultor Independiente, Tomo I	AES Argentina Generación SA	2017	
25	Tigre	Instruccion Operación y Capacidad de erogación de vertedero, Sistema de Gestión Integrado	AES Argentina Generación SA	2016	
25	Tigre	Planos conforme a obra, Elementos Hidromecánicos del Aliviadero	Agua y Energía Eléctrica		
26	Tunal	2° Taller Hispano - Argentino de seguridad de presas, Ing. Daniel Bacchiega	Instituto Nacional del Agua - Argentina	2019	https://www.miteco.gob.es/es/agua/formacion/8actualizacionhidrologicaehidraulicadelmanejodeembalsesdanielbacchiega_tcm30-498627.pdf
26	Tunal	Catálogo Recursos Hídricos: Centrales hidráulicas, Embalses, Lagos y Lagunas	Secretaría de Energía	2003	https://www.energia.gob.ar/contenidos/archivos/Reorganizacion/contenidos_didacticos/publicaciones/recursos_hidricos.pdf
27	Yacuyretá	Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina, Tomo I	Subsecretaría de Recursos Hídricos	2013	

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO II

Base de datos de la información recopilada sobre compuertas radiales de la Argentina

BASES DE DATOS DE LA INFORMACIÓN RECOPIADA SOBRE COMPUERTAS RADIALES DE LA ARGENTINA

Id	Obra			Ubicación geográfica				Datos hidrológicos					Embalse					Obra de descarga						
	Alias	Presa	Complejo	Región	Provincia	Coordenadas		Cuenca	Módulo [m³/s]	Caudal crecida				Corona. [m.s.n.m.]	NAME [m.s.n.m.]	NAMOIn [m.s.n.m.]	NAMOVe [m.s.n.m.]	PerCon. inicio/fin	TipoDes	Vanos				
						Latitud	Longitud			Link	Pico [m³/s]	Recurre.	QmaxRe [m³/s]							Año Qmax	Can.	Ach. [m]	Alt. [m]	Cresta [m.s.n.m.]
1	Agua del Toro	Dique Agua del Toro	Aprovechamiento Hidroeléctrico Agua del Toro, Sistema Diamante	CUY	Mendoza	34°35'02"S 69°02'10"W	https://	Río Diamante	36	1.378	Decamil.	227	1.982	1.343,50	1.343,00	ND	1.338,50	1966 1974	De superficie	1	8,5	-	1.332,00	585
2	Alicurá	Presa Alicurá	Aprovechamiento Hidroeléctrico Alicurá	COM	Neuquén - Río Negro	40°35'11"S 70°45'08"W	https://	Río Limay	276	2.326	Decamil.	750	1.949	710,60	705,80	ND	705,00	1979 1985	De superficie	3	10,0	-	696,20	3.000
3	Aña Cuá	Presa Brazo Aña Cuá	Complejo Hidroeléctrico Binacional Yacyretá	NEA (Arg) SUE (Par)	Corrientes (Arg) Dto. Misiones (Par)	27°23'50"S 56°37'44"W	https://	Río Paraná	12.600	80.000	Decamil.	53.000	1.905	87,75	-	ND	84,50	1983 2001	De superficie	16	15,0	-	66,56	40.000
4	Arroyito	Presa Compensadora de El Chocón en Arroyito	Aprovechamiento Hidroeléctrico Arroyito	COM	Neuquén - Río Negro	39°06'24"S 68°35'12"W	https://	Río Limay	722	18.050	Decamil.	4.909	ND	319,00	316,50	ND	314,85 (1)	1978 1984	De superficie	7	12,5	9,1	308,85	3.750
5	Cabra Corral	Presa General Manuel Belgrano o Cabra Corral	Aprovechamiento Hidroeléctrico Cabra Corral	NOA	Salta	25°16'19"S 65°20'08"W	https://	Río Arias y Guachipas	29	1.618	Decamil.	721	ND	1.042,16	1.037,00	ND	1.037,00	1966 1972	De superficie	10	13,0	-	1.034,00	1.500
6	Caracoles	Presa Los Caracoles	Aprovechamiento Hidroeléctrico Los Caracoles	CUY	San Juan	31°31'06"S 68°58'54"W	https://	Río San Juan	62	4.400	Decamil.	744	1.915	1.119,20	1.112,13	ND	1.110,00	2001 2009	De superficie	2	9,5	-	1.093,00	3.200
7	Casa de Piedra	Presa Casa de Piedra	Aprovechamiento Hidroeléctrico Casa de Piedra	CEN	La Pampa - Río Negro	38°11'51"S 67°10'38"W	https://	Río Colorado	148	7.200	Decamil.	1.200	1.982	287,20	285,50	ND	283,00	1984 1993	De superficie	3	11,0	12,5	273,00	3.081
8	Cerro Pelado	Presa Cerro Pelado	Aprovechamiento Hidroeléctrico Río Grande N°1	CEN	Córdoba	32°13'41"S 64°38'21"W	https://	Río Grande	11,5	4.637	Quinke milenaria	1.600	ND	880,00	877,79	ND	876,00	1974 1986	De superficie	5	13,0	-	868,00	3.285
9	Chañar	Presa compensadora El Chañar	Argentina	COM	Neuquén	38°35'53"S 68°23'26"W	https://	Río Neuquén	311	3.600	Decamil.	1.700	2.006	343,57	340,50	ND	340,50	1969 1972	De superficie	8	9,0	-	332,00	3.600
10	Chocón	Presa El Chocón	Aprovechamiento Hidroeléctrico El Chocón	COM	Neuquén - Río Negro	40°35'11"S 70°45'08"W	https://	Río Limay	722	18.050	Decamil.	4.909	ND	386,00	381,50	378,00	381,00	1968 1977	De superficie	4	16,5	18,2	366,50	8.000
11	Escaba	Presa Escaba	Aprovechamiento Hidroeléctrico Escaba	NOA	Tucumán	27°39'32"S 65°45'47"W	https://	Río Salí-Dulce	6	4.200	Decamil.	750	ND	631,75	630,00	ND	629,75	1937 1948	De superficie	7	11,13	-	626,50	1.000
12	Futaleufú	Presa General San Martín o Futaleufú	Aprovechamiento Hidroeléctrico Futaleufú	PAT	Chubut	43°06'33"S 71°39'04"W	https://	Río Yelcho	292	3.000	Decamil.	1.922	ND	500,00	495,00	490,95	492,50	1971 1978	De superficie	4	10,0	-	484,50	2.880
13	PdA	Presa Piedra del Águila	Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila	COM	Neuquén - Río Negro	40°11'25"S 69°59'29"W	https://	Río Limay	713	18.900	Decamil.	3.000	ND	595,30	592,11	586,00	592,00	1985 1993	De superficie	4	15,0	19,1	574,00	10.000
14	Portezuelo Derivador	Presa Portezuelo Grande, Derivador	Aprovechamiento Hidroeléctrico Cerros Colorados	COM	Neuquén	38°27'28"S 68°56'15"W	https://	Río Neuquén	311	20.217	Decamil.	10.300	2.006	429,65	427,75	ND	427,00	1969 1972	De superficie	12	14,0	8,6	419,00	7.900
15	Portezuelo Frontal	Presa Portezuelo Grande, Frontal	Aprovechamiento Hidroeléctrico Cerros Colorados	COM	Neuquén	38°26'39"S 68°56'27"W	https://	Río Neuquén	311	20.217	Decamil.	10.300	2.006	429,65	427,75	ND	427,00	1969 1972	De superficie	6	14,0	8,6	419,00	3.600
16	Potreriillos	Complejo Hidroeléctrico Potreriillos - Cacheuta	Complejo Hidroeléctrico Potreriillos - Cacheuta	CUY	Mendoza	32°59'41"S 69°07'36"W	https://	Río Mendoza	52	1.800	Decamil.	600	ND	1.386,30	1.381,30	ND	1.377,30	1999 2003	De fondo	2	NA	-	NA	350
17	PPL	Presa Pichi Picun Leufú	Complejo Hidroeléctrico Pichi Picun Leufú	COM	Neuquén - Río Negro	40°00'42"S 69°59'21"W	https://	Río Limay	720	18.900	Decamil.	5.198	2.002	482,70	480,20	ND	479,00	1991 1999	De superficie	6	13,8	16,5	464,50	10.300
18	Punta Negra	Azud Derivador Punta Negra	Complejo Hidroeléctrico Punta Negra	CUY	San Juan	31°31'08"S 68°48'57"W	https://	Río San Juan	62	2.396	Decamil.	600	1.915	863,50	863,00	ND	861,50	1960 1969	De superficie	6	20	-	854,50	4.980
19	Quebrada de Ullúm 1	Presa Quebrada de Ullúm	Complejo Hidroeléctrico Quebrada de Ullúm	CUY	San Juan	31°28'28"S 68°39'01"W	https://	Río San Juan	62	4.000	Decamil.	744	1.915	777,00	774,40	ND	768,00	1972 1980	De fondo	1	NA	-	NA	270
20	Quebrada de Ullúm 2	Presa Quebrada de Ullúm	Complejo Hidroeléctrico Quebrada de Ullúm	CUY	San Juan	31°28'28"S 68°39'01"W	https://	Río San Juan	62	4.000	Decamil.	744	1.915	777,00	774,40	ND	768,00	1972 1980	De fondo	1	NA	-	NA	173
21	Reyunos	Dique Reyunos	Aprovechamiento Hidroeléctrico Reyunos, Sistema Diamante	CUY	Mendoza	34°36'06"S 68°38'27"W	https://	Río Diamante	35	2.071	Decamil.	ND	ND	1.343,50	997,58	ND	996,00	1980 1983	De superficie	4	12,0	-	989,00	2.064
22	Río Hondo	Presa Río Hondo	Aprovechamiento Hidroeléctrico Río Hondo	NOA	Santiago del Estero	27°31'21"S 64°53'11"W	https://	Río Salí-Dulce	77,5	6.000	Decamil.	3.000	ND	278,50	275,00	ND	274,00	1958 1967	De superficie	19 2	7 9,1	-	272 272,5	138 145
23	Salto Grande	Presa Salto Grande	Complejo Hidroeléctrico Binacional Salto Grande	NEA	Entre Ríos (Ar) - Salto (Uy)	31°16'29"S 57°56'21"W	https://	Río Uruguay	4.737	64.679	Decamil.	37.714	1.992	39,00	38,70	ND	35,00	1974 1979	De superficie	19	15,3	-	17,00	56.950
24	Tierras Blancas	Dique Tierras Blancas	Aprovechamiento Hidroeléctrico Nihuil III, Sistema Nihuil	CUY	Mendoza	34°54'18"S 68°37'05"W	https://	Río Atuel	32	600	Decamil.	545	ND	891,00	890,00	ND	887,75	1969 1971	De fondo	2	2,8	-	870,00	241
25	Tigre	Dique El Tigre	Aprovechamiento Hidroeléctrico El Tigre, Sistema Nihuil	CUY	Mendoza	34°36'31"S 68°36'47"W	https://	Río Diamante	36	2.071	Decamil.	500	2.004	913,00	911,35	ND	906,00	1983 1986	De fondo	1	3,2	1,7	880,00	125
26	Tunal	Presa El Tunal	Aprovechamiento Hidroeléctrico El Tunal	NOA	Salta	25°13'38"S 64°28'37"W	https://	Río Juramento	38,7	PREGUNTA	PREGUNTA	1.150	1.941-72	480,00	7 (PREGUNTA)	ND	476,00	?-1972	De superficie	10	10,5	4,5	472,00	2.000,00
27	Yacyretá	Presa Brazo Principal	Complejo Hidroeléctrico Binacional Yacyretá	NEA (Arg) SUE (Par)	Corrientes (Arg) Dto. Misiones (Par)	27°28'57"S 56°44'22"W	https://	Río Paraná	12.600	80.000	Decamil.	53.000	1.905	87,75	-	ND	84,50	1983 2001	De superficie	18	15,0	-	63,50	55.000

BASES DE DATOS DE LA INFORMACIÓN RECOPIADA SOBRE COMPUERTAS RADIALES DE LA ARGENTINA

Id	Alias	Uso	Compuertas									Peso [Tn]	Accionamiento						Complem	Notas	DatosFa		
			Umbral [m.s.n.m.]	Dintel [m.s.n.m.]	Gorrón [m.s.n.m.]	Alto [mm]	Ancho [mm]	Radio [mm]	Vigas V.	Vigas H.	Ray. Bra.		TipoAcc	ConfigAcc	PotAcc [kW]	Esfza [kgf]	DiaMen [mm]	DiaVas [mm]				Carrera [mm]	
1	Agua del Toro	Control erogación de caudales	1.332,00	1.338,50	-	6.500	8.500	-	7	1	1	22	Electromec.	2 mecanismos de cadena tipo Galle con 4 ramales en pórtico grúa	6	-	NA	-	-	https://drive	-		Varios (-)
2	Alicurá	Control erogación de caudales	-	-	-	14.000	10.000	-	6	2	2	56	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=125 bar	1	11.500	140	90	5.000	https://drive	Velocidad de apertura= 0,25m/min Potencia motor bomba= 11kW	Completo	
3	Aña Cuá	Control erogación de caudales	-	-	-	17.300	15.000	-	6	2	2	-	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
4	Arroyito	Control erogación de caudales	308,48	315,85	311,90	7.400	12.500	7.800	14	2	2	42	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=80bar	10	40.000	300	150	4.700	https://drive	Velocidad de apertura= 0,72m/min Potencia Motor bomba= 22kW (1) Desde 2007, NAMO=315,85 luego del recrecimiento del nivel del embalse y la extensión del escudo de las compuertas radiales.	Completo	
5	Cabra Corral	Regulación de caudales	1.033,50	1.038,65	1.035,40	3.600	13.000	3.950	9	2	2	6,7	Electromec.	Moto-Reductor acoplado a 2 tambores con cable enrollado, formación 6x37+1, alma central textil	6	ND	25	NA	NA	https://drive	Peso sin brazos	Completo	
6	Caracoles	Regulación de caudales	-	-	-	18.430	9.500	-	8	3	3	-	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
7	Casa de Piedra	Regulación de caudales	272,62	283,75	279,00	11.000	11.000	12.500	6	2	2	45	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=177bar	59	65.000	330	154	4.400	https://drive	Velocidad de apertura= 1,5m/min	Completo	
8	Cerro Pelado	Regulación de caudales	-	-	-	8.000	13.000	-	6	2	2	-	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
9	Chañar	Regulación de caudales	331,60	341,25	336,60	9.650	9.000	11.000	6	2	2	ND	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=122,6bar	9	27.500	193	90	4.200	https://drive	Velocidad de apertura= 1m/min Potencia Motor bomba= 11,2kW	Completo	
10	Chocón	Regulación de caudales	366,09	381,65	371,50	15.550	16.500	15.000	13	4	3	80	Electromec.	2 mecanismos a cadena Galle sincronizados, con 4 motores (2 principales y 2 secundarios de sincronismo)	58	40.800	NA	NA	NA	https://drive	Velocidad de apertura= 1,5m/min Potencia Motor principal= 29,1kW	Completo	
11	Escaba	Regulación de caudales	626,50	630,00	ND	3.500	11.130	4.000	6	2	2	10,4	Electromec.	Moto-reductor con cable doble enrollado tipo Warrington-Seale 6x36	6	1.816	ND	NA	NA	https://drive	No cuenta con ataguías	Completo	
12	Futaleufú	Regulación de caudales	484,20	495,50	487,68	11.300	10.000	14.000	6	2	2	46,8	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
13	PdA	Regulación de caudales	573,09	592,50	580,50	19.410	15.000	20.003	6	2	2	150,9	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=150bar	36	145.000	420	150	11.619	https://drive	Velocidad de apertura= 0,6m/min Potencia motor bomba= 55kW	Completo	
14	Portezuelo Derivador	Regulación de caudales	418,74	427,15	423,00	8.410	14.000	9.000	11	2	2	60	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=73,6bar	12	30.000	255	100	5.500	https://drive	Junto al Dique Frontal de Portezuelo Grande logran un caudal máximo de erogación de 11500m3/s	Completo	
15	Portezuelo Frontal	Regulación de caudales	418,74	427,15	423,00	8.410	14.000	9.000	11	2	2	60	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=73,6bar	12	30.000	255	100	5.500	https://drive	Velocidad de apertura= 1,1m/min Potencia Motor bomba= 18,6kW	Completo	
16	Potrerrillos	Regulación de caudales	1.273,41	-	1.278,31	4.100	2.500	-	-	-	2	-	Oleohidrau.	-	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
17	PPL	Control erogación de caudales	464,10	480,00	471,10	15.900	13.800	17.000	6	2	2	123,5	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=140bar	9	110.000	360	140	7.914	https://drive	Velocidad de apertura= 0,23m/min Potencia Motor bomba= 18,5kW	Completo	
18	Punta Negra	Control erogación de caudales	-	-	860,00	7.000	20.000	-	9	2	2	-	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
19	Quebrada de Ullúm 1	Regulación de caudales	751,00	-	-	5.400	3.700	-	-	-	2	-	Oleohidrau.	1 servomotor simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	Descargador de medio fondo	Varios (-)	
20	Quebrada de Ullúm 2	Regulación de caudales	725,00	-	-	3.200	2.520	-	3	-	-	-	Oleohidrau.	1 servomotor simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	Descargador de fondo	Varios (-)	
21	Reynos	Regulación de caudales	989,00	996,50	992,75	7.500	12.000	9.500	6	2	2	40	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=98bar	26	50.000	300	150	3.600	https://drive	Velocidad de apertura= 1,5m/min	Completo	
22	Río Hondo	Regulación de caudales	271,80	274,05	272,69	2.000	7000 9100	4.000	2	8	2	-	Electromec.	Moto-reductor acoplado a 2 tambores. Cabrestante sobre monorraíl	3	9.600	19	NA	NA	https://drive	19 vanos de 7m y 2 vanos de 9.1m de ancho. Las compuertas no son de regulación intermedia. Potencia motor = 3KW	Peso	
23	Salto Grande	Regulación de caudales	16,67	-	-	18.500	15.300	-	9	2	2	-	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
24	Tierras Blancas	Órgano de cierre	870,00	872,97	-	2.800	2.800	-	5	2	2	-	Oleohidrau.	-	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	
25	Tigre	Regulación para riego	880,00	882,40	883,31	2.400	3.200	-	6	2	2	-	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=210bar	1	17.700	125	70	1.872	https://drive	Velocidad de apertura= 0,087m/min Potencia Motor bomba= 3kW	Varios (-)	
26	Tunal	Regulación de caudales	471,96	476,50	474,98	4.520	10.500	5.600	9	2	2	12	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto, p=240bar	2	18.000	140	90	3.300		Velocidad de apertura= 0,28m/min (estimada) Potencia Motor bomba=3 kW	Completo	
27	Yacretá	Regulación de caudales	-	-	-	20.400	15.000	-	6	2	2	-	Oleohidrau.	2 servomotores simple efecto	-	-	-	-	-	https://drive	-	Varios (-)	

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO III

**Ficha técnica de compuerta radial del Aprovechamiento
Hidroeléctrico Piedra del Águila**

Ficha técnica			
Id	13	Alias	PdA
Obra		Ubicación Geográfica	
Presa	Presa Piedra del Águila	Región	COM
Complejo	Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila	Provincia	Neuquén - Rio Negro
		Coordenadas	40°11'25"S 69°59'29"W
		Link	https://goo.gl/maps/qwa2WmFEwqrD3kuC9
Datos hidrológicos		Embalse	
Cuenca [km ²]	Rio Limay	Coronamiento [m.s.n.m.]	595,30
Módulo [m ³ /s]	713	NAME [m.s.n.m.]	592,11
Pico caudal crecida [m ³ /s]	18.900	NAMO Invierno [m.s.n.m.]	586,00
Recurrencia	Decamil.	NAMO Verano [m.s.n.m.]	592,00
Qmax Registrado [m ³ /s]	3.000		
Año Qmax	ND		
Obra de descarga			
Período construcción	1985 1993	Alto vano [m]	19,1
Tipo de descargador	De superficie	Cresta [m.s.n.m.]	574,00
Cantidad vanos	4	Caudal de diseño total [m ³ /s]	10.000
Ancho vano [m]	15		
Compuertas			
Uso	Regulación de caudales	Cant. de rayos por brazo	2
Umbral [m.s.n.m.]	573,09	Peso [Tn]	150,9
Dintel [m.s.n.m.]	592,50	Tipo de accionamiento	Oleohidrau.
Gorrón [m.s.n.m.]	580,50	Configuración del accionamiento	2 servomotores simple efecto, p=150bar
Alto [mm]	19.410	Potencia de accionamiento [kW]	36
Ancho [mm]	15.000	Esfuerzo máximo normal de izaje [kgf]	145.000
Radio [mm]	20.003	Diámetro menor del pistón/cable [mm]	420
Cant. vigas Verticales	6	Diámetro del vástago [mm]	150
Cant. vigas Horizontales	2	Carrera del pistón [mm]	11.619
Notas	Velocidad de apertura= 0,6m/min		
	Potencia motor bomba= 55kW		



GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO IV

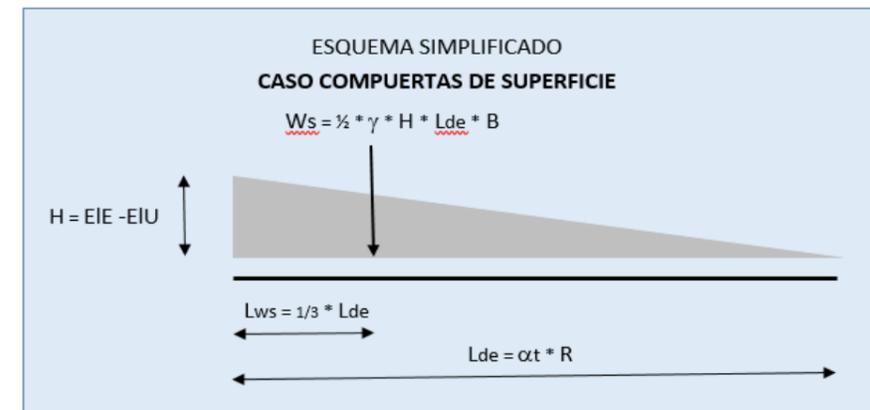
**Resultados comparativos del método simplificado
("VeriMetodo")**

EB. VERIFICACIÓN DE LA VALIDEZ DEL MÉTODO SIMPLIFICADO

Verificación por integración numérica de los resultados de cálculo de las reacciones por esfuerzos hidrostáticos sobre la compuerta radial según erbisti

DATOS			
Concepto	Unidad	Valor	Notas
Peso Específico (g)	N/m3	9.810	
NA (Nivel de agua == Nivel de embalse) (EIE)	m s.n.m.	592,0	
Nivel Extremo Superior de compuerta (= Dintel)	m s.n.m.	592,11	
Umbral (EIU)	m s.n.m.	573,09	
Giro (EIG)	m s.n.m.	580,5	
Radio (R)	m	20,0	
Ancho (B)	m	15,0	
Delta h=(Borde Superior-Umbral)/Num	m	0,019	Arbitrario (Num=1000)
Diferencia entre NA y NCG (Dm)	m	11,500	
Diferencia entre NCG y NES (Ds)	m	-11,500	
Diferencia entre NCG y NUM (Di)	m	7,410	
Angulo Superior Radian (αs)	rad	-0,6126	
Angulo Inferior Radian (αi)	rad	0,3795	
Angulo Total (αt)	rad	0,9922	Suma Abs(Sup)+Abs(Inf)
Angulo Total (embalse-umbral) (α)		1,2565	
Coseno as	-	0,818	
Coseno ai	-	0,929	
Seno as	-	-0,575	
Seno ai	-	0,370	
Multiplicador resultante (Mr)		0,503	
Horizontal (Wh)	kN	26.310	
Vertical (Wv)	kN	1.480	
Resultante según Erbisti (Wte)	kN	26.351	
Angulo de la Resultante (b)	°	3,22	

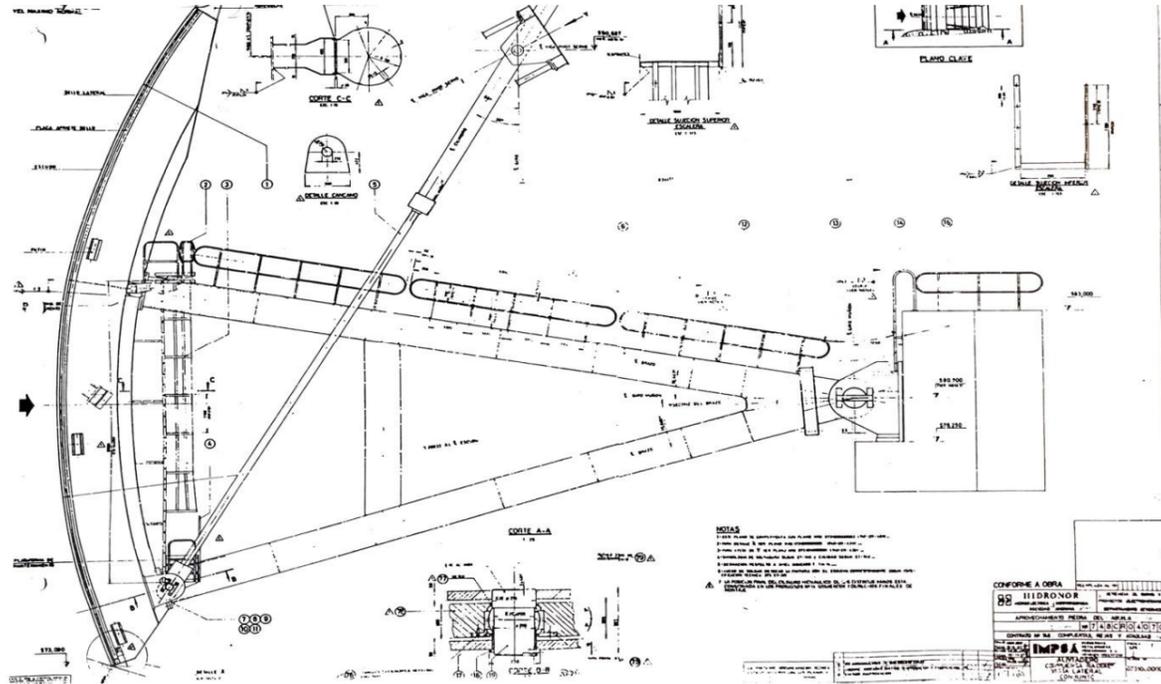
RESULTADOS			
Concepto	Unidad	Valor	Notas
Fuerza Horizontal Cuadrante Superior	kN	9.714	
Fuerza Horizontal Cuadrante Inferior	kN	16.597	
Fuerza Horizontal Total	kN	26.311	2.682 ton
Fuerza Vertical Cuadrante Superior	kN	-1965,5	
Fuerza Vertical Cuadrante Inferior	kN	3.456	
Fuerza Vertical Total	kN	1.490	152 ton
Resultante por integración num. (Wtn)	kN	26.354	Integración idem Erbisti
Ángulo	rad	0,0566	
	°	3,2420	
Longitud Des. Umbral - Resultante Real	m	6,46	
Longitud Desarrollada del Escudo (Lde)	m	19,84	
Resultante Simplificada (Ws)	kN	27.608	4,76% Conservador
Longitud Umbral - R. Simplificada (Lws)	m	6,6143	2,4%



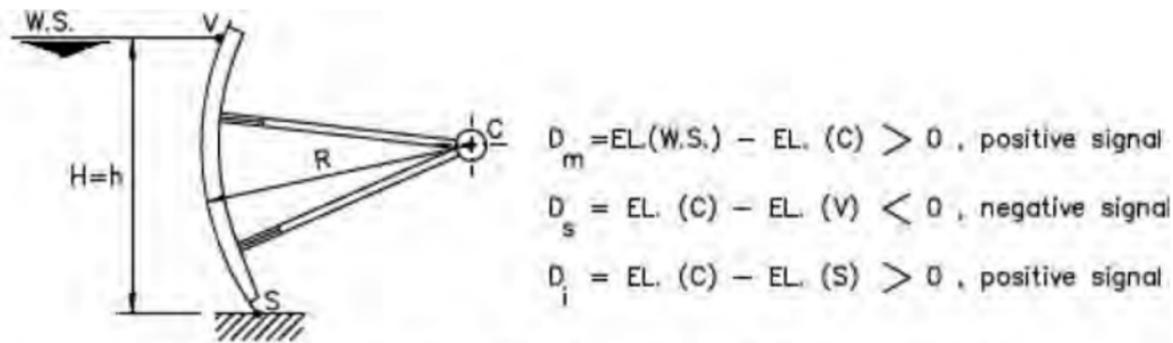
Integración Numérica Esfuerzos Cuadrante Superior						
Orden	Nivel desde CG	Presión	Δy	Δx	Fx	Fy
-	m s.n.m.	kPa	m	m	kN	kN
0	580,50	112,82	0,000	0,000	0,00	0,00
1	580,52	112,63	0,019	0,000	31,95	-0,02
392	587,91	40,10	0,019	0,008	11,37	-4,53
393	587,93	39,91	0,019	0,008	11,32	-4,52
394	587,95	39,73	0,019	0,008	11,27	-4,52
395	587,97	39,54	0,019	0,008	11,22	-4,51
396	587,99	39,35	0,019	0,008	11,16	-4,50
397	588,01	39,17	0,019	0,008	11,11	-4,49
398	588,03	38,98	0,019	0,008	11,06	-4,48
604	591,92	0,77	0,019	0,013	0,22	-0,15
607	591,98	0,21	0,019	0,013	0,06	-0,04
608	592,00	0,03	0,019	0,013	0,01	-0,01
Fin						
11,49728	Totales		11,497		9.714,3	-1.965,5

Integración Numérica Esfuerzos Cuadrante Inferior						
Orden	Nivel desde CG	Presión	Δy	Δx	Fx	Fy
-	m s.n.m.	kPa	m	m	kN	kN
0	580,50	112,82	0,000	0,000	0,000	0,00
1	580,48	113,00	0,019	0,000	32,053	0,02
392	573,09	185,53	0,019	0,008	52,63	20,97
393	Fin					
7,41272	Totales		7,413		16.597,1	3.455,9

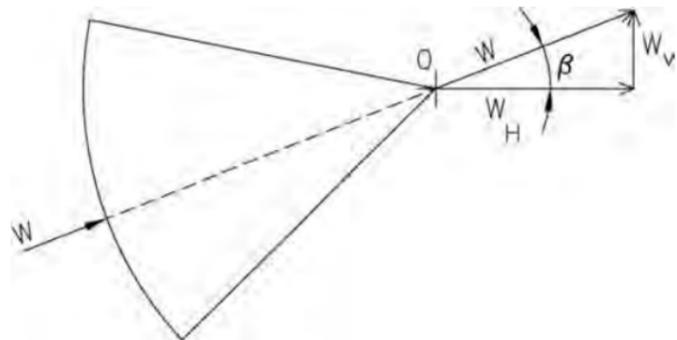
EB. VERIFICACIÓN DE LA VALIDEZ DEL MÉTODO SIMPLIFICADO



Compuerta Radial. Vista Lateral. Conjunto - Plano HIDRONOR 748-CR-0407 Rev. 02 Vertedero.



Compuerta Radial con el CG por debajo del nivel de agua, parámetro para el cálculo de la fuerza hidrostática máxima - Figura 4.7, Erbisti (2004).



Dirección de la fuerza hidrostática máxima W actuando sobre un escudo de compuerta radial - Figura 4.8, Erbisti (2004).

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO V

Planilla de cálculo A. Entorno incluyendo los datos del caso de estudio

A. CARACTERÍSTICAS DEL ENTORNO: OPERATIVAS, GEOMÉTRICAS DE LAS OBRAS CIVILES Y DEL MEDIO FÍSICO

Id	Tipo	Descripción	Unidad	Valor	Referencias	Observaciones	
5	Nombre del proyecto	Embalse Piedra del Águila	-	-			
6	Datos embalse	Nivel de agua máximo ordinario de verano (NAMOVe)	m s.n.m	592,00	Hidronor SA; Contrato N°748, Volumen 5, Planos: Compuertas, Ataguías y Rejas; Febrero 1986		
7		Nivel de agua máximo ordinario de invierno (NAMOIIn)	m s.n.m	586,00			
8		Nivel de agua máximo extraordinario (NAME)	m s.n.m	592,11			
9	Obras civiles	Nivel coronamiento	m s.n.m	595,30		NMPC: 593,68	
10		Nivel cresta vertedero	m s.n.m	574,00			
11		Nivel inferior vigas puente de coronamiento	m s.n.m	593,11			
12		Nivel de fundación del módulo del vertedero	m s.n.m	540,00			
13		Nivel de umbral	m s.n.m	573,09			
14		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	m s.n.m	NA		Solo compuertas de superf.	
15		Nivel extremo superior cerrada (para compuertas de superficie)	m s.n.m	592,11			
16		Nivel de centro de giro (gorrón)	m s.n.m	580,50			
17		Nivel articulación servomotor	m s.n.m	590,69			
18		Ancho del vano	mm	15000			
19		Altura del vano	mm	19100			
20		Cantidad de vanos	-	4			
21	Medio físico	Aceleración del sismo básico operativo (SBO)	g	0,05	Hidronor SA; Contrato N°748, Volumen 4, Especificaciones: Compuertas, Ataguías y Rejas; Febrero 1986	En dirección horizontal	
22		Aceleración del sismo máximo creíble (SMC)	g	0,20		En dirección horizontal	
23		Velocidad del viento media	km/h	30,00			
24		Velocidad del viento máxima	km/h	180,00			
25		Temperatura del agua máxima	°C	16,00			
26		Temperatura del agua mínima	°C	3,00			
27		Peso específico del agua	N/m ³	9810,00			
28		Temperatura ambiente máxima	°C	37,00			
29		Temperatura ambiente mínima	°C	-20,00			
30		Peso específico del aire	N/m ³	12,69		Refprop	A 0°C y 1atm
31		Altura media de olas	m	0,50		Estimado	
32		Altura máxima de olas	m	1,00			
33		Altura máxima estimada de sedimentos	m	0,00		Ver Nota 4)	
34		Peso específico de los sedimentos	N/m ³	18000			
35		Profundidad del embalse respecto a la fundación del vertedero	m	52,00			
36	Ángulo de resistencia al corte de sedimentos [ϕ_s]	°	30	Pág. 116, Novak, Moffat, & Nalluri (2004)			

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas sombreadas en verde claro, corresponden a datos de entrada provenientes de terceros a introducir por el usuario.
- 3) Las alturas indicadas se refieren al nivel del umbral de la compuerta.
- 4) Debido a la elevada altura de la presa respecto del nivel del umbral no se espera la acumulación de sedimentos sobre la compuerta.

Condiciones del entorno: operativas, geométricas de las obras civiles y del medio físico

Versión del 15/09/2023

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO VI

**Planilla de cálculo B. Referencia incluyendo los datos del caso
de estudio**

B. CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DE LA COMPUERTA DE REFERENCIA SELECCIONADA - PIEDRA DEL ÁGUILA

Id	Tipo	Descripción	Unidad	Valor	Referencias	Notas	
5	Datos embalse	Nivel de agua máximo ordinario de verano (NAMOVe)	m s.n.m	592,00	Base de Datos EdT1		
6		Nivel de agua máximo ordinario de invierno (NAMOIIn)	m s.n.m	586,00			
7		Nivel de agua máximo extraordinario (NAME)	m s.n.m	592,11			
8	Obras civiles	Nivel coronamiento	m s.n.m	595,30			
9		Nivel cresta vertedero	m s.n.m	574,00			
10		Nivel inferior vigas puente de coronamiento	m s.n.m	593,11			
11		Nivel de fundación del módulo del vertedero	m s.n.m				
12		Nivel de umbral	m s.n.m	573,09			
13		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	m s.n.m	-			
14		Nivel extremo superior cerrada (para compuertas de superficie)	m s.n.m	592,11			
15		Nivel de centro de giro (gorrón)	m s.n.m	580,50			
16		Nivel articulación servomotor	m s.n.m	590,69			
17		Ancho del vano	mm	15000,00			
18		Altura del vano	mm	19100,00			
19		Cantidad de vanos	-	4			
20	Medio físico	Aceleración del sismo básico operativo (SBO)	g	0,05		Hidronor SA; Contrato N°748, Volumen 4, Especificaciones: Compuertas, Ataguías y Rejas; Febrero 1986	En todas direcciones
21		Aceleración del sismo máximo creíble (SMC)	g	0,20			En todas direcciones
22		Velocidad del viento media	km/h	30,00			
23		Velocidad del viento máxima	km/h	180,00			
24		Temperatura del agua máxima	°C	16,00			
25		Temperatura del agua mínima	°C	3,00			
26		Temperatura ambiente máxima	°C	37,00			
27		Temperatura ambiente mínima	°C	-20,00			
28		Olas de altura media	m	0,50	Estimado		
29		Olas de altura máxima	m	1,00			
30		Altura máxima estimada de sedimentos	m	0,00	Ver Nota 3)		
31	Peso específico de los sedimentos	kN/m ³	-				
32	Características de diseño	Ancho total compuerta	mm	15000	Plano CAO N°748CR041400		
33		Altura vertical total compuerta	mm	18960			
34		Radio de curvatura compuerta	mm	20003			
35		Nivel de umbral	m s.n.m	573,09			
36		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	m s.n.m	-			
37		Nivel extremo superior cerrada	m s.n.m	592,11			
38		Nivel de centro de giro (gorrón)	m s.n.m	580,50			
39		Nivel articulación servomotor-obra civil	m s.n.m	590,687			
40		Nivel articulación compuerta-servomotor cerrada	m s.n.m	575,29			
41		Nivel articulación compuerta-servomotor abierta	m s.n.m	590,687			
42		Long. Arco umbral-brazo inferior	mm	1687		Plano CAO IMPSA N°748CP043803	
43		Long. Arco brazo inferior-brazo superior	mm	9540			
44		Long. Arco brazo superior-nivel extremo superior cerrada	mm	8694			No usar
45		Peso compuerta	Tn	150,9			
46		Tiro inicial de apertura por servo	Tn	145			

B. CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DE LA COMPUERTA DE REFERENCIA SELECCIONADA - PIEDRA DEL ÁGUILA

Id	Tipo	Descripción	Unidad	Valor	Referencias	Notas		
47	Geometría de detalle de la compuerta	Vigas Verticales Centrales	Cantidad	u	4	Plano CAO IMPSA N°748CP043803		
48			Alma	Espesor	mm		16	
49				Altura	mm		1450	
50		Platabanda posterior	Espesor	mm	22		Plano CAO IMPSA N°748CP043803	
51			Ancho	mm	300			
52		Vigas Verticales Extremos	Alma	Espesor	mm			16
53				Altura	mm	1450		
54			Platabanda posterior	Espesor	mm	22		
55		Ancho		mm	300			
56		Viga Horizontal Superior	Alma	Espesor	mm	22	Plano CAO IMPSA N°748CP043803	
57				Altura	mm	587,5		
58			Platabanda posterior	Espesor	mm	22		
59		Ancho		mm	400			
60		Viga Horizontal Inferior	Alma	Espesor	mm	22		Plano CAO IMPSA N°748CP043803
61				Altura	mm	587,5		
62			Platabanda posterior	Espesor	mm	22		
63		Ancho		mm	400			
64		Escudo	Espesor		mm	14	Plano CAO IMPSA N°748CP043803	
65			Long. entre vigas verticales		mm	2800		
66			Long. entre refuerzos horizontales		mm	567		567mm min / 1320mm max
67		Brazo Superior	Tapas	Ancho	mm	846	Plano CAO IMPSA N°748CP043904	
68				Espesor	mm	22		
69			Almas	Altura	mm	890		
70				Espesor	mm	22		
71			Longitud	mm	16947			
72		Brazo Inferior	Tapas	Ancho	mm	846	Plano CAO IMPSA N°748CP043904	
73				Espesor	mm	22		
74	Almas		Altura	mm	890			
75			Espesor	mm	22			
76	Gorrón	Eje-buje	Diámetro	mm	600	Plano CAO IMPSA N°748CR040403		
77			Longitud	mm	1008			

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas sombreadas en naranja claro, corresponden a datos de entrada provenientes de documentos de la compuerta de referencia

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO VII

Planilla de cálculo C. Materiales

C. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES RESISTENTES

Id	Tipo	Descripción	Unidad	Valores				Referencias	Notas	
D1. ACEROS ESTRUCTURALES										
7	Datos mecánicos	Material estructural	-	St-52	St-37	St-42	St-52	DIN 19704-76 Hydraulic Steel Structures		
8		Tensión rotura	MPa	520	370	420	520			
9		Tensión fluencia	MPa	345	245	280	345		355MPa TSte355	
10		Módulo de elasticidad longitudinal	GPa	205	205	205	205			
11		Peso específico	kN/m ³	77	77	77	77			
12	Tensiones admisibles en	Normal de compresión	MPa	210	140	151	210			
13	Estados normales u	Normal de tracción	MPa	240	160	173	240			
14	ordinarios	Corte	MPa	139	92	100	139			
15		Comparación (Huber-von Mises-Henky)	MPa	270	180	195	270			
16	Tensiones admisibles en	Normal de compresión	MPa	240	160	173	240			
17	Estados extraordinarios	Normal de tracción	MPa	270	180	195	270			
18		Corte	MPa	156	104	113	156			
19		Comparación (Huber-von Mises-Henky)	MPa	288	192	209	288		2/3 fluencia y 1/3 rotura	
20	Tensiones admisibles en	Normal de compresión	MPa	280	185	200	280		1,25 esta ultima	
21	Estados excepcionales	Normal de tracción	MPa	315	210	228	315			
22		Corte	MPa	182	121	131	182			
23		Comparación (Huber-von Mises-Henky)	MPa	324	216	235	324			
D2. BRONCES										
27	Datos mecánicos	Material	-	Lubrite	SAE 62	SAE 64	Lubrite			
28		Tensión rotura	MPa	760	300	200	760			
29		Alargamiento a la rotura	%	12	15	8	12			
30		Dureza Brinell	HB100	-	70	60	-			
31		Peso específico	kN/m ³	8,8	8,8	8,8	8,8			
32		Tensión de aplastamiento	MPa	55	15	10	55			
33	Comportamiento	Resistencia a la corrosión	-	Excelente	Excelente	Excelente	Excelente			
34		Resistencia al desgaste	-	Excelente	Buena	Excelente	Excelente			
35		Cualidad antifricción	-	Excelente	Buena	Excelente	Excelente			
36		Resistencia al aplastamiento	-	Alta	Alta	Baja	Alta			
37	Tensiones admisibles en Estados normales u ordinarios	Normal de aplastamiento	MPa	38,3	10	7	38			
38	Tensiones admisibles en Estados extraordinarios	Normal de aplastamiento	MPa	43,1	11,7	7,8	43,1			
39	Tensiones admisibles en Estados excepcionales	Normal de aplastamiento	MPa	50,2	13,7	9,1	50,2			
D3. CAUCHO SINTÉTICO										
43	Datos mecánicos	Material	-	Buna-N	Buna-N	Con teflón	-	Hidronor SA; Contrato N°748, Volumen 4, Especificaciones: Compuertas, Ataguías y Rejas; Febrero 1986		
44		Tensión rotura mínima	MPa	20	20	14	-			
45		Módulo de elasticidad al 300% de alargamiento	MPa	6	6	-	-			
46		Alargamiento a la rotura mínima	%	450	450	250	-			
47		Dureza ShoreA	ShA	65	65	65	-			
48		Peso específico	kN/m ³	10	10,0	10,0	-			
49		Coefficiente de fricción caucho-acero	-	1	1,0	0,10	-			
50	Comportamiento	Resistencia a la absorción de humedad máximo	%	5	5,00	5,00	-		DIN19704-1 (1998)	
51		Resistencia a aceites minerales	-	Moderada	Moderada	Moderada	-			
52		Resistencia al envejecimiento (resistencia a la tracción residual mínima)	%	80	80	80	-			

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas en gris claro, corresponden a celdas repetidas del material seleccionado por el usuario.
- 2) Celdas en naranja claro considerar como celdas a seleccionar de la lista desplegable por el usuario.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO VIII

**Planilla de cálculo D. Dimensiones, incluyendo las
dimensiones del caso de estudio**

D. DIMENSIONES

Id	Tipo	Descripción	Variable	Unidad	Valor	Notas		
5	Características de diseño	Ancho total compuerta	B	mm	15.000	Depende de obra civil		
6		Altura vertical total compuerta	H _{UD}	mm	19.020	Depende de obra civil		
7		Radio de curvatura compuerta	R	mm	20.000	Depende de obra civil		
8		Nivel de umbral	NU	m s.n.m	573,09	Viene de B. Entorno		
9		Nivel de dintel (para compuertas de fondo)	Ndintel	m s.n.m	NA	Viene de B. Entorno		
10		Nivel extremo superior cerrada	ND	m s.n.m	592,11	Viene de B. Entorno		
11		Nivel de agua máximo ordinario	NAMO	m s.n.m	592,00	-		
12		Nivel de agua máximo extraordinario	NAME	m s.n.m	592,11	-		
13		Nivel coronamiento	NACo	m s.n.m	595,30	Viene de B. Entorno		
14		Nivel de centro de giro (gorrón)	NCG	m s.n.m	580,50	Viene de B. Entorno		
15		Nivel articulación servomotor-obra civil	NASerOC	m s.n.m	590,69	Viene de B. Entorno		
16		Nivel articulación compuerta-servomotor cerrada	NASer_C	m s.n.m	575,30	-		
17		Nivel articulación compuerta-servomotor abierta	NASer_A	m s.n.m	590,60	-		
18		Peso estructura retención de la compuerta (escudo + v. verticales + v. horizontales)	WER	Tn	100	Estimar proporcional a referencia		
19		Peso brazos	WB	Tn	50	Estimar proporcional a referencia		
20		Tiro inicial de apertura por servo	-	Tn	145	Estimar proporcional a referencia		
21		Geometría de detalle de la compuerta	Escudo	Espesor	te	mm	14	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
22				Long. entre vigas verticales	bvc	mm	2.800	Depende del número de vigas verticales
23				Distancia entre viga de los extremos y pila	bve	mm	500	Valor comunmente usado
24			Distancia entre refuerzos horizontales	1er tramo	-	mm	500	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
25	2do tramo			-		800	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia	
26	Vigas Verticales Centrales		Cantidad	nvc	u	4	Debe ser par	
27			Alma	Espesor	ta_vc	mm	16	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
28				Altura	ha_vc	mm	1.800	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
29			Platabanda inferior	Espesor	tp1_vc	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
30	Ancho			bp1_vc	mm	300	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia	
31	Vigas Verticales Extremos		Alma	Espesor	ta_ve	mm	16	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
32				Altura	ha_ve	mm	1.500	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
33			Platabanda inferior	Espesor	tp1_ve	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
34				Ancho	bp1_ve	mm	300	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
35	Viga Horizontal Superior		Alma	Espesor	ta_hs	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
36				Altura	ha_hs	mm	1.800	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
37			Platabanda inferior	Espesor	tp_hs	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
38	Ancho			bp_hs	mm	400	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia	
39	Viga Horizontal Inferior		Alma	Espesor	ta_hi	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
40				Altura	ha_hi	mm	1.800	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
41			Platabanda inferior	Espesor	tp_hi	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
42				Ancho	bp_hi	mm	400	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
43	Brazo Superior (890x890)		Tapas	Ancho	bt_bs	mm	900	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
44				Espesor	tt_bs	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
45			Almas	Altura	ha_bs	mm	900	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
46				Espesor	ta_bs	mm	22	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
47				Longitud del brazo superior	ll_bs	mm	18.200,00	-
48	Brazo Inferior (890x890)		Tapas	Ancho	bt_bi	mm	900,00	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
49				Espesor	tt_bi	mm	22,00	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
50			Almas	Altura	ha_bi	mm	900,00	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
51				Espesor	ta_bi	mm	22,00	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
52				Longitud del brazo inferior	ll_bi	mm	18.200,00	-

D. DIMENSIONES

Id	Tipo	Descripción	Variable	Unidad	Valor	Notas		
53		Gorrón	Eje-buje	Diámetro int.	dibg	mm	580,00	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
54				Diámetro ext.	debg	mm	650,00	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
55				Longitud eje/buje	Leg	mm	1.190	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
56		Sellos	Cartelas	Espesor	tcg	mm	70,00	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia
57								
58		Longitud l ₁	-	mm	19.950	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia		
59		Longitud l ₂	-	mm	0	1era estimación tomar datos desde compuerta referencia		
60		Dist. Precarga	-	mm	10	Estimada según referencias		
61		Longitudes de arcos	Longitud Arco umbral - brazo inferior		LUI	mm	1.687	Estimada según referencias
62			Longitud Arco brazo inferior - brazo superior		LIS	mm	9.585	Estimada según referencias
63	Longitud Arco brazo superior - nivel extremo superior cerrada		LSD	mm	8.694	Estimada según referencias		

NOTAS:

1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.

2) Celdas sombreadas en celeste claro corresponden a datos a estimar por el usuario para pre-dimensionar la estructura.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO IX

**Planilla de cálculo E. CargasExt, incluyendo los cálculos de
cargas externas del caso de estudio**

E. CARGAS EXTERNAS Y SUS COMBINACIONES

Id	Caso	Combinación de Cargas Actuantes	Unidad	Valores	Ubicación desde umbral (para compuerta cerrada) [mm]	Distribución sobre el escudo	Notas	
E1. ESCENARIOS NORMALES U ORDINARIOS DE CARGA								
8	E1.A. Ordinario Apertura 0% (cerrada) • Peso propio • NAMO • Sedimentos • Oleaje	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN	598,81	13.784	Uniforme	Incluye escudo, vigas verticales y horizontales, sin brazos.	
9		Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN	382,19	3.795	Uniforme		
10		Peso total de la estructura de retención	kN	981,00	-	Uniforme		
11		Peso de los brazos	kN	490,50	-	NA		
12		Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN	27.608	6.614	Lineal	98,9% Indicencia respecto de la carga total	
13		Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN	0,00	0,00	Lineal	0,0%	
14		Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN	294	6.659	Uniforme	1,1% Acción dinámica adicional a las cargas estáticas normales.	
15		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	27.902	6.615	-		
16		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	0	-		
17		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	19.843	-		
18		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2	0,0937	NA	-		
19		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-	347,2E-6	NA	-		
20		Reacción sobre el umbral	kN	1.226	0	-	Se asume que la totalidad del peso de la estructura de retención más los brazos descansa sobre el umbral.	
21		Reacción sobre los gorriones	kN	27.902	6.615	-	Se asume que la resultante sobre la estructura de retención es tomada por los gorriones.	
22		Abriendo desde 0% (adicionales) • Fricción de sellos • Fricción de bujes • Medios de accionamiento						
23			Fricción de sellos de ambos laterales	kN	185,94	NA	Uniforme	
24			Fricción de bujes de ambos gorriones	kN	2.790,20	NA	Uniforme	
25		Fuerza de izaje provocada por el medio de accionamiento	kN	1.676,94	NA	Puntual		
26		E1.B. Ordinario Apertura 100% (abierta) • Peso propio • Viento	Peso total de la estructura de retención	kN	981,00	NA	Uniforme	Dirección vertical; es decir, se asume la compuerta completamente horizontal.
27			Peso de los brazos	kN	490,50	NA	NA	
28			Carga de viento de velocidad máxima sobre toda la superficie del escudo	kN	0,46	NA	Uniforme	Se asume que el viento actúa ortogonalmente sobre la totalidad del área cóncava del escudo.
29	Resultante sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)		kN	981,5	NA	-		
30	Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie		N/mm2	0,0033	NA	-		
31	Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)		-	12,2E-6	NA	-		
32	Reacción sobre el umbral		kN	0	NA	-	Estando la compuerta abierta parcial o totalmente, la reacción sobre el umbral es nula.	
33	Reacción sobre los gorriones		kN	1.472,0	NA	-	Se asume que la resultante total es tomada por los gorriones, despreciando la reacción del medio de accionamiento.	

E. CARGAS EXTERNAS Y SUS COMBINACIONES

Id	Caso	Combinación de Cargas Actuantes	Unidad	Valores	Ubicación desde umbral (para compuerta cerrada) [mm]	Distribución sobre el escudo	Notas	
E2. ESCENARIOS EXTRAORDINARIOS DE CARGA								
37	E2.A. Extraordinario Apertura 0% • Peso propio • NAME • Sedimentos • Oleaje	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN	598,81	13.784	Uniforme	Incluye escudo, vigas verticales y horizontales, sin brazos.	
38		Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN	382,19	3.795	Uniforme		
39		• Peso propio	Peso total de la estructura de retención	kN	981,00	-	Uniforme	
40		• NAME	Peso de los brazos	kN	490,50	-	NA	
41		• Sedimentos	Carga hidrostática debida al NAME sobre toda la superficie mojada	kN	27.957	6.659	Lineal	99,0%
42		• Oleaje	Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN	0,00	0,00	Lineal	0,0%
43			Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN	294	6.704	Uniforme	1,0% Acción dinámica adicional a las cargas estáticas normales. Se asume la invariabilidad del punto de aplicación.
44			Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	28.251	6.660	-	
45			Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	0	-	
46			Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	19.843	-	
47		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2	0	NA	-		
48		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-	329,6E-6	NA	-		
49		Reacción sobre el umbral	kN	1.226	0	-	Se asume que la totalidad del peso de la estructura de retención más los brazos descansa sobre el umbral.	
50		Reacción sobre los gorriones	kN	28.251	6.660	-	Se asume que la resultante sobre la estructura de retención es tomada por los gorriones.	
51	Abriendo desde 0% (adicionales)							
52	• Fricción de sellos	Fricción de sellos de ambos laterales	kN	187,01	NA	Uniforme		
53	• Fricción de bujes	Fricción de bujes de ambos gorriones	kN	2.825,12	NA	Uniforme		
54	• Medios de accionamiento	Fuerza de izaje provocada por el medio de accionamiento	kN	1.679,14	NA	-		
55	E2.B. Extraordinario Apertura 0% • Peso propio • NAMO • Sedimentos • Oleaje • SBO	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN	598,81	13.784	Uniforme	Incluye escudo, vigas verticales y horizontales, sin brazos	
56		Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN	382,19	3.795	Uniforme		
57		• Peso propio	Peso total de la estructura de retención	kN	981,00	-	Uniforme	
58		• NAMO	Peso de los brazos	kN	490,50	-	NA	
59		• Sedimentos	Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN	27.608	6.614	Lineal	90,8%
60		• Oleaje	Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN	0,00	0,00	Lineal	0,0%
61		• SBO	Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN	294	6.659	Uniforme	1,0% Acción dinámica adicional a las cargas estáticas normales
62			Carga por Sismo básico operativo (SBO)	kN	2.504	6.614	Lineal	8,2%
63			Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	30.406	6.615	-	
64			Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	0	-	
65			Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	19.843	-	
66			Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm2	0,1022	NA	-	
67			Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-	354,7E-6	NA	-	
68			Reacción sobre el umbral	kN	1.226	0	-	Se asume que la totalidad del peso de la estructura de retención más los brazos descansa sobre el umbral.
69		Reacción sobre los gorriones	kN	30.406	6.615	-	Se asume que la resultante sobre la estructura de retención es tomada por los gorriones.	

E. CARGAS EXTERNAS Y SUS COMBINACIONES

Id	Caso	Combinación de Cargas Actuantes	Unidad	Valores	Ubicación desde umbral (para compuerta cerrada) [mm]	Distribución sobre el escudo	Notas
E3. ESCENARIOS EXCEPCIONALES DE CARGA							
73	E3.A. Excepcional Apertura 0% (cerrada) • Peso propio • NAMO • Sedimentos • Oleaje • Impactos	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN	598,81	13.784	Uniforme	Incluye escudo, vigas verticales y horizontales, sin brazos
74		Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN	382,19	3.795	Uniforme	
75		Peso total de la estructura de retención	kN	981,00	-	Uniforme	
76		Peso de los brazos	kN	490,50	-	NA	
77		Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN	27.608	6.614	Lineal	95,2%
78		Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN	0,00	0,00	Lineal	0,0%
79		Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN	294	6.659	Uniforme	1,0% Acción dinámica adicional a las cargas estáticas normales
80		Carga por impacto de objetos contundentes (troncos, hielos, rocas, etc.)	kN	1.095	19.843	Puntual	3,8%
81		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	27.902	6.615	-	
82		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	0	-	
83		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	1.095	19.843	-	
84		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm ²	0,0974	NA	-	
85		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-	300,7E-6	NA	-	
86		Reacción sobre el umbral	kN	1.226	0	-	Se asume que la totalidad del peso de la estructura de retención más los brazos descansa sobre el umbral.
87		Reacción sobre los gorriones	kN	28.997	7.114	-	Se asume que la resultante sobre la estructura de retención es tomada por los gorriones.
88	E3.B. Excepcional Apertura 0% (cerrada) • Peso propio • NAMO • Sedimentos • Oleaje • SMC	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN	598,81	13.784	Uniforme	Incluye escudo, vigas verticales y horizontales, sin brazos
89		Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN	382,19	3.795	Uniforme	
90		Peso total de la estructura de retención	kN	981,00	-	Uniforme	
91		Peso de los brazos	kN	490,50	-	NA	
92		Carga hidrostática debida al NAMO sobre toda la superficie mojada	kN	27.608	6.614	Lineal	72,8%
93		Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN	0,00	0,00	Lineal	0,0%
94		Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN	294	6.659	Uniforme	0,8% Acción dinámica adicional a las cargas estáticas normales.
95		Carga por Sismo máximo creíble (SMC)	kN	10.015	6.614	Lineal	26,4%
96		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	37.917	6.615	-	
97		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	0	-	
98		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	19.978	-	
99		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm ²	0,1274	NA	-	
100		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-	393,2E-6	NA	-	
101		Reacción sobre el umbral	kN	1.226	0	-	Se asume que la totalidad del peso de la estructura de retención más los brazos descansa sobre el umbral.
102		Reacción sobre los gorriones	kN	37.917	6.615	-	Se asume que la resultante sobre la estructura de retención es tomada por los gorriones.
103	E3.C. Excepcional Apertura 0% (cerrada) • Peso propio • NACo • Sedimentos • Oleaje	Peso de la estructura por encima del centro de giro	kN	598,81	13.784	Uniforme	Incluye escudo, vigas verticales y horizontales, sin brazos.
104		Peso de la estructura por debajo del centro de giro	kN	382,19	3.795	Uniforme	
105		Peso total de la estructura de retención	kN	981,00	-	Uniforme	
106		Peso de los brazos	kN	490,50	-	NA	
107		Carga hidrostática triangular debida al NACo-NU sobre toda la superficie mojada	kN	27.957	6.659	Lineal	74,3%
108		Carga hidrostática uniforme debida al NACo-ND sobre toda la superficie mojada	kN	9.378	9.989	Lineal	24,9%
109		Carga hidrostática debida al NACo sobre toda la superficie mojada	kN	37.335	7.496	Lineal	
110		Carga por sedimentos de altura máxima estimada	kN	0,00	0,00	Lineal	0,0%
111		Carga hidrodinámica del oleaje de altura máxima sobre la superficie expuesta	kN	294	9.989	Uniforme	0,8% Acción dinámica adicional a las cargas estáticas normales. Se asume la invariabilidad del punto de aplicación.
112		Resultante triangular sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	27.957	6.764	-	
113		Resultante uniforme sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	9.672	9.989	-	
114		Resultante puntual sobre la estructura de retención (ortogonal al escudo)	kN	0	19.978	-	
115		Resultante sobre la estructura de retención por unidad de superficie	N/mm ²	0,1256	NA	-	
116		Índice adimensional Solicitación/Resistencia estructura de retención (ISR)	-	387,6E-6	NA	-	
117		Reacción sobre el umbral	kN	1.226	0	-	Se asume que la totalidad del peso de la estructura de retención más los brazos descansa sobre el umbral.
118		Reacción sobre los gorriones	kN	37.629	7.593	-	Se asume que la resultante sobre la estructura de retención es tomada por los gorriones.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO X

Planilla de cálculo F. Escudo, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones del escudo del caso de estudio

F. ESCUDO

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables	Unidad	Valores	Notas
7	Ancho de la compuerta o distancia entre sellos laterales	B	mm	15000	
8	Espesor del escudo	te	mm	14	
9	Valor máximo de carga linealmente distribuida equivalente	q _L	kN/mm	3,822	
10	Valor máximo de carga uniformemente distribuida equivalente	q _U	kN/mm	0,000	
11	Valor resultante cargas puntuales	P	kN	0,000	
12	Tensión admisible	-	MPa	280,000	
13					
14	Segmentos del 1er tramo (1ra división del tramo inferior)				
15	Presión equivalente solicitante referida al punto central del fragmento de la placa	Pe	kN/mm ²	2,55E-04	
16	Longitud entre refuerzos horizontales	b	mm	500	
17	Centrales				
18	Longitud entre vigas verticales	a	mm	2800	
19	Relación a/b	a/b	-	5,6	
20	Coefficiente adimensional β	β	-	0,748	
21	Coefficiente adimensional α	α	-	0,142	
22	Tensiones normales desarrolladas	σ _{max}	Mpa	243,0	
23	Flecha máxima	y _{max}	mm	4,012	
24	Laterales				
25	Longitud entre vigas verticales de los extremos y la pila	a	mm	500	
26	Relación a/b	a/b	-	1	
27	Coefficiente adimensional β	β	-	0,67	
28	Coefficiente adimensional α	α	-	0,14	
29	Tensiones normales desarrolladas	σ _{max}	Mpa	217,7	
30	Flecha máxima	y _{max}	mm	3,96	
31					
32	Segmentos del 2do tramo (1ra división del tramo superior)				
33	Presión equivalente solicitante referida al punto central del fragmento de la placa	Pe	kN/mm ²	1,10E-04	
34	Longitud entre refuerzos horizontales	b	mm	800	
35	Centrales				
36	Longitud entre vigas verticales	a	mm	2800	
37	Relación a/b	a/b	-	3,50	
38	Coefficiente adimensional β	β	-	0,727	
39	Coefficiente adimensional α	α	-	0,137	
40	Tensiones normales desarrolladas	σ _{max}	Mpa	261,3	
41	Flecha máxima	y _{max}	mm	10,96	
42	Laterales				
43	Longitud entre vigas verticales de los extremos y la pila	a	mm	500	
44	Relación a/b	a/b	-	0,625	
45	Coefficiente adimensional β	β	-	0,427	
46	Coefficiente adimensional α	α	-	0,099	
47	Tensiones normales desarrolladas	σ _{max}	Mpa	153,6	
48	Flecha máxima	y _{max}	mm	7,97	

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas en verde, la tensión es menor que la admisible, entonces verifica.
- 3) Celdas en rojo, la tensión es mayor o igual que la admisible, entonces no verifica.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO XI

Planilla de cálculo G. VVerticales, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de las vigas verticales del caso de estudio

G. VIGAS VERTICALES

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables gráficos	Unidad	Valores	Notas
7	Cantidad de vigas verticales de los extremos	nve	u	2	Obviamente son 2
8	Cantidad de vigas verticales centrales	nvc	u	4	
9	Distancia entre la guía lateral empotrada en la pila y la viga vertical de un extremo	bve		500	
10	Distancia entre vigas verticales centrales (o viga de un extremo y su adyacente)	bvc		2800	
11	Ancho del escudo equivalente que toma carga de las nvc vigas centrales	Bvc	mm	13000	
12	Ancho del escudo equivalente que toma carga de las 2 vigas de los extremos	Bve	mm	2000	
13	Longitud desarrollada entre el umbral y el brazo inferior	L _{UI}	mm	1687	
14	Longitud desarrollada entre el umbral y el brazo superior de la compuerta	L _{US}	mm	11272	
15	Longitud desarrollada entre el umbral y el extremo superior de la compuerta	L _{UD}	mm	19977,8	
16	Longitud desarrollada entre el umbral y el punto X (extremo superior o nivel agua)	L _{UX}	mm	19843,0	
17	Valor máximo de carga linealmente distribuida equivalente	q _L	kN/mm	3,822	
18	Valor máximo de carga uniformemente distribuida equivalente	q _U	kN/mm	0,000	
19	Valor resultante cargas puntuales	P	kN	0,000	
20	Proporción de carga que toma cada viga vertical de los extremos	p _{qve}	-	0,066667	
21	Proporción de carga que toma cada viga vertical central	p _{qvc}	-	0,216667	
22	Tensión admisible del material de comparación	-	MPa	324	
23					

G. VIGAS VERTICALES

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables gráficos	Unidad	Valores	Notas
24	Vigas centrales				
25					
26	Propiedades de la sección				
27	Espesor del alma	ta_vc	mm	16	
28	Largo o altura del alma	ha_vc	mm	1.800	
29	Ancho de la platabanda posterior	bp1_vc	mm	300	
30	Espesor de la platabanda posterior	tp1_vc	mm	22	
31	Ancho de la platabanda anterior (ancho colaborante del escudo)	bp2_vc	mm	1.120	
32	Espesor de la platabanda anterior (corresponde al espesor del escudo)	tp2_vc	mm	14	
33	Distancia al centro de masa del perfil de la viga respecto al centro geométrico	yc_vc	mm	160,712	
34	Momento de inercia de la sección de la viga	Ivc	mm ⁴	2,483E+10	
35	Rigidez a la flexión (producto del módulo elástico y el momento de inercia)	E*Ivc	kN.mm ²	5,091E+12	GPa.mm ⁴
36					
37	Cargas externas por viga				
38	Valor máximo de carga linealmente dist. equiv. tomada por viga v. central	qLvc	kN/mm	0,82802	
39	Valor máximo de carga uniformemente dist. equiv. tomada por viga v. central	qUvc	kN/mm	0,00000	
40	Valor máximo de carga por peso tomada por viga v. central	qWc	kN/mm	0,01064	
41	Valor resultante cargas puntuales por viga v. central	Pvc	kN	0,000	
42	Reacción en punto I (escudo - brazo inferior)	Rvlc	kN	3992,06	
43	Reacción en punto S (escudo - brazo superior)	RvSc	kN	4223,20	
44					
45	Punto x cualquiera	x	mm	0,00	Valor entre 0 y LUD
46					
47	Esfuerzos de corte				
48	Esfuerzo de corte en ua sección de valor x cualquiera	Qvc(x)	kN	0,0	
49	Esfuerzo de corte en la sección I, por izquierda	Qvcl,i	kN	1337,5	
50	Esfuerzo de corte en la sección I, por derecha	Qvcl,d	kN	-2654,6	
51	Esfuerzo de corte en la sección S, por izquierda	QvcS,i	kN	2690,5	
52	Esfuerzo de corte en la sección S, por derecha	QvcS,d	kN	-1532,7	
53					
54	Momentos flectores				
55	Momento flector en una sección de valor x cualquiera	Mvc(x)	kN.mm	0,0	
56	Momento flector en la sección I	Mvcl	kN.mm	-1,145E+06	
57	Momento flector en la sección S	MvcS	kN.mm	-4,379E+06	
58	Momento flector en la sección C	MvcM	kN.mm	3,859E+06	
59	Valor de x respecto de U del momento flector en la sección C (máximo local)	LUMvc	mm	5615,9	
60					
61	Deflexiones				
62	Deflexión en x=0 (valor absoluto)	yc_vc(x=0)	mm	3,251	
63	Pendiente dyc/dx en x=0 (valor absoluto)	dyc/dx(x=0)	rad	0,0018951	
64	Deflexión en una sección de valor x cualquiera	yc_vc(x)	mm	-3,251	
65	Deflexión en x=LUM	yc_vc(x=LUM)	mm	5,825	
66	Deflexión en x=LUD	yc_vc(x=LUD)	mm	5,787	
67					
68	Tensiones				
69	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en I	$\sigma_{xx,max}$	MPa	-49,915	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
70	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en I	$\sigma_{xx,min}$	MPa	35,096	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
71	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en I	txy,a,max	MPa	-107,944	En punto C (ver perfil)
72	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en I	txy,a,min	MPa	-78,177	En intersección p2 y p1 con el alma
73	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p2 en I	txz,p2,max	MPa	-44,673	
74	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p1 en I	txz,p1,max	MPa	-17,184	
75	Tensión vM en p1	$\sigma_{vM,p1}$	MPa	144,3	
76	Tensión vM en p2	$\sigma_{vM,p2}$	MPa	139,9	
77	Tensión vM en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	187,0	
78					
79	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en M	$\sigma_{xx,max}$	MPa	168,243	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
80	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en M	$\sigma_{xx,min}$	MPa	-118,297	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
81	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en M	txy,a,max	MPa	0,000	En punto C (ver perfil)
82	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en M	txy,a,min	MPa	0,000	En intersección p2 y p1 con el alma
83	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p2 en M	txz,p2,max	MPa	0,000	
84	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p1 en M	txz,p1,max	MPa	0,000	
85	Tensión vM en p1	$\sigma_{vM,p1}$	MPa	168,2	
86	Tensión vM en p2	$\sigma_{vM,p2}$	MPa	118,3	
87	Tensión vM en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	0,0	
88					
89	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en S	$\sigma_{xx,max}$	MPa	-190,920	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
90	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en S	$\sigma_{xx,min}$	MPa	134,242	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
91	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en S	txy,a,max	MPa	109,404	En punto C (ver perfil)
92	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en S	txy,a,min	MPa	79,234	En intersección p2 y p1 con el alma
93	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p2 en S	txz,p2,max	MPa	45,277	
94	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p1 en S	txz,p1,max	MPa	17,416	
95	Tensión vM en p1	$\sigma_{vM,p1}$	MPa	235,1	
96	Tensión vM en p2	$\sigma_{vM,p2}$	MPa	192,0	
97	Tensión vM en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	189,5	
98					

G. VIGAS VERTICALES

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables gráficos	Unidad	Valores	Notas
99	Vigas extremos				
100					
101	Propiedades de la sección				
102	Espesor del alma	ta_ve	mm	16	
103	Largo o altura del alma	ha_ve	mm	1.500	
104	Ancho de la platabanda posterior	bp1_ve	mm	300	
105	Espesor de la platabanda posterior	tp1_ve	mm	22	
106	Ancho de la platabanda anterior (ancho colaborante del escudo)	bp2_ve	mm	500	
107	Espesor de la platabanda anterior (corresponde al espesor del escudo)	tp2_ve	mm	14	
108	Distancia al centro de masa del perfil de la viga respecto al centro geométrico	yc_ve	mm	7,351	
109	Momento de inercia de la sección de la viga	Ive	mm ⁴	1,233E+10	
110	Rigidez a la flexión (producto del módulo elástico y el momento de inercia)	E*Ive	kN.mm ²	2,528E+12	GPa.mm ⁴
111					
112	Cargas externas por viga				
113	Valor máximo de carga linealmente dist. equiv. tomada por viga v. central	qLve	kN/mm	0,25478	
114	Valor máximo de carga uniformemente dist. equiv. tomada por viga v. central	qUve	kN/mm	0,00000	
115	Valor máximo de carga por peso tomada por viga v. central	qWe	kN/mm	0,00327	
116	Valor resultante cargas puntuales por viga v. central	Pve	kN	0,000	
117					
118	Reacciones en los apoyos				
119	Reacción en punto I (escudo - brazo inferior)	RvIe	kN	1228,32	
120	Reacción en punto S (escudo - brazo superior)	RvSe	kN	1299,45	
121					
122	Esfuerzos de corte				
123	Esfuerzo de corte en ua sección de valor x cualquiera	Qve(x)	kN	0,0	
124	Esfuerzo de corte en la sección I, por izquierda	QveI,i	kN	411,5	
125	Esfuerzo de corte en la sección I, por derecha	QveI,d	kN	-816,8	
126	Esfuerzo de corte en la sección S, por izquierda	QveS,i	kN	827,8	
127	Esfuerzo de corte en la sección S, por derecha	QveS,d	kN	-471,6	
128					
129	Momentos flectores				
130	Momento flector en una sección de valor x cualquiera	Mve(x)	mm	0,0	
131	Momento flector en la sección I	MveI	kN.mm	-3,523E+05	
132	Momento flector en la sección S	MveS	kN.mm	-1,347E+06	
133	Valor de x respecto de U del momento flector en la sección C (máximo local)	LUM_ve	mm	5615,9	
134	Momento flector en la sección C	MveM	kN.mm	1,187E+06	
135					
136	Deflexiones				
137	Deflexión en x=0 (valor absoluto)	yc_ve(x=0)	mm	2,014	
138	Pendiente dyc/dx en x=0 (valor absoluto)	dyc/dx_ve(x=0)	rad	0,0011743	
139	Deflexión en una sección de valor x cualquiera	yc_ve(x)	mm	-2,014	
140	Deflexión en x=LUM	yc_ve(x=LUM)	mm	3,609	
141	Deflexión en x=LUD	yc_ve(x=LUD)	mm	3,586	
142					
143	Tensiones				
144	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en I	$\sigma_{xx,max}$	MPa	-22,263	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
145	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en I	$\sigma_{xx,min}$	MPa	21,843	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
146	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en I	txy,a,max	MPa	-40,334	En punto C (ver perfil)
147	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en I	txy,a,min	MPa	-21,723	En intersección p2 y p1 con el alma
148	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p2 en I	txz,p2,max	MPa	-12,413	
149	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p1 en I	txz,p1,max	MPa	-7,634	
150	Tensión vM en p1	$\sigma_{vM,p1}$	MPa	43,7	
151	Tensión vM en p2	$\sigma_{vM,p2}$	MPa	43,5	
152	Tensión vM en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	69,9	
153					
154	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en M	$\sigma_{xx,max}$	MPa	75,039	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
155	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en M	$\sigma_{xx,min}$	MPa	-73,624	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
156	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en M	txy,a,max	MPa	0,000	En punto C (ver perfil)
157	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en M	txy,a,min	MPa	0,000	En intersección p2 y p1 con el alma
158	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p2 en M	txz,p2,max	MPa	0,000	
159	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p1 en M	txz,p1,max	MPa	0,000	
160	Tensión vM en p1	$\sigma_{vM,p1}$	MPa	75,0	
161	Tensión vM en p2	$\sigma_{vM,p2}$	MPa	73,6	
162	Tensión vM en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	0,0	
163					
164	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en S	$\sigma_{xx,max}$	MPa	-58,745	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
165	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en S	$\sigma_{xx,min}$	MPa	41,305	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
166	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en S	txy,a,max	MPa	33,663	En punto C (ver perfil)
167	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en S	txy,a,min	MPa	24,380	En intersección p2 y p1 con el alma
168	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p2 en S	txz,p2,max	MPa	13,931	
169	Tensiones tangenciales por corte en la platabanda p1 en S	txz,p1,max	MPa	5,359	
170	Tensión vM en p1	$\sigma_{vM,p1}$	MPa	72,3	
171	Tensión vM en p2	$\sigma_{vM,p2}$	MPa	59,1	
172	Tensión vM en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	58,3	

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas en verde, la tensión es menor que la admisible, entonces verifica.
- 3) Celdas en rojo, la tensión es mayor o igual que la admisible, entonces no verifica.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO XII

Planilla de cálculo G. VHorizontales, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de las vigas horizontales del caso de estudio

H. VIGAS HORIZONTALES

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables	Unidad	Valores	Notas
7	Tensión admisible del material de comparación	-	MPa	324	
8					
9	Viga inferior (portico inferior)				
11	Propiedades de la sección				
12	Espesor del alma	ta_hi	mm	22	
13	Largo o altura del alma	ha_hi	mm	1.800	
14	Ancho de la platabanda posterior	bp_hi	mm	400	
15	Espesor de la platabanda posterior	tp_hi	mm	22	
16	Distancia al centro de masa del perfil respecto al centro geométrico	yc_hi	mm	0,000	
17	Momento de inercia de la sección de la viga	Ihi	mm ⁴	2,530E+10	
18	Rigidez a la flexión (E.I)	E*Ihi	kN.mm ²	5,186E+12	GPa.mm ⁴
19					
20	Cargas externas por viga				
21	Carga de los extremos aplicada sobre la viga horizontal inferior	Fe_hi	kN	1.228	
22	Carga central aplicada sobre la viga horizontal inferior	Fc_hi	kN	3.992	
23					
24	Reacciones en los apoyos				
25	Reacción y en A	RAy_hi	kN	9212,44	
26	Reacción y en B	RBy_hi	kN	9212,44	
27					
28	Punto x cualquiera	x	mm	0,00	Valor entre 0 y B (15.000mm)
29					
30	Esfuerzos de corte				
31	Esfuerzo de corte en ua sección de valor x cualquiera	Qh(x)	kN	0	
32	Esfuerzo de corte en la sección A, por izquierda	QhiA,i	kN	1.228	
33	Esfuerzo de corte en la sección A, por derecha	QhiA,d	kN	-3.992	
34	Esfuerzo de corte en la sección C central, por izquierda	QhiC,i	kN	-3.992	
35	Esfuerzo de corte en la sección C central, por derecha	QhiC,d	kN	0	
36					
37	Momentos flectores				
38	Momento flector en la sección de valor x cualquiera	Mhi(x)	kN.mm	0,000E+00	
39	Momento flector en la sección A	MhiA	kN.mm	-3,439E+06	
40	Momento flector en la sección C central	MhiC	kN.mm	7,738E+06	
41					
42	Tensiones				
43	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en A	$\sigma_{xx,max}$	MPa	125,341	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
44	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en A	$\sigma_{xx,min}$	MPa	-125,341	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
45	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en A	txy,a,max	MPa	-122,978	En punto C (ver perfil)
46	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en A	txy,a,min	MPa	-57,500	En intersección p2 y p1 con el alma
47	Tensiones tangenciales por corte xz en la platabanda p en A	txz,p,max	MPa	-28,750	
48	Tensión vM en p1 en A	$\sigma_{red,p}$	MPa	160,1	
49	Tensión vM en C en A	$\sigma_{vM,C}$	MPa	213,0	
50					
51	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en C	$\sigma_{xx,max}$	MPa	-282,017	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
52	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en C	$\sigma_{xx,min}$	MPa	282,017	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
53	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en C	txy,a,max	MPa	-122,978	En punto C (ver perfil)
54	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en C	txy,a,min	MPa	-57,500	En intersección p2 y p1 con el alma
55	Tensiones tangenciales por corte xz en la platabanda p en C	txz,p,max	MPa	-28,750	
56	Tensión vM en platabanda p	$\sigma_{vM,p}$	MPa	299,1	
57	Tensión vM en C en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	213,0	
58					
59	Deflexiones				
60	Deflexión en x=0 (valor absoluto)	yc_hi(x=0)	mm	8,526	
61	Pendiente dyc/dx en x=0 (valor absoluto)	dyc/dx_hi(x=0)	rad	0,0023210	
62	Deflexión en una sección de valor x cualquiera	yc_hi(x)	mm	8,526	
63	Deflexión en x=0	yc_hi(x=0)	mm	8,526	
64	Deflexión en C (x=bve+bvc(nvc+0,5))	yc_hi(xC)	mm	-10,344	
65					

H. VIGAS HORIZONTALES

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables	Unidad	Valores	Notas
66	Viga superior (portico superior)				
68	Propiedades de la sección				
69	Espesor del alma	ta_hs	mm	22	
70	Largo o altura del alma	ha_hs	mm	1.800	
71	Ancho de la platabanda posterior	bp_hs	mm	400	
72	Espesor de la platabanda posterior	tp_hs	mm	22	
73	Área de la sección transversal	A_hs	mm ²	57.200	
74	Distancia al centro de masa del perfil respecto al centro geométrico	yc_hs	mm	0,000	
75	Momento de inercia de la sección de la viga	Ihs	mm ⁴	2,530E+10	
76	Rigidez a la flexión (E.I)	E*Ihs	kN.mm ²	5,186E+12	
77					
78	Cargas externas por viga				
79	Carga de los extremos aplicada sobre la viga horizontal superior	Fe_hs	kN	1.299	
80	Carga central aplicada sobre la viga horizontal superior	Fc_hs	kN	4.223	
81					
82	Reacciones en los apoyos				
83	Reacción y en A	RAy_hs	kN	9745,85	
84	Reacción y en B	RBy_hs	kN	9745,85	
85					
86	Esfuerzos de corte				
87	Esfuerzo de corte en ua sección de valor x cualquiera	Qh(x)	kN	0	
88	Esfuerzo de corte en la sección A, por izquierda	QhsA,i	kN	1.299	
89	Esfuerzo de corte en la sección A, por derecha	QhsA,d	kN	-4.223	
90	Esfuerzo de corte en la sección C central, por izquierda	QhsC,i	kN	-4.223	
91	Esfuerzo de corte en la sección C central, por derecha	QhsC,d	kN	0	
92					
93	Momentos flectores				
94	Momento flector en la sección de valor x cualquiera	Mhs(x)	kN.mm	0,000E+00	
95	Momento flector en la sección A	MhsA	kN.mm	-3,638E+06	
96	Momento flector en la sección C central	MhsC	kN.mm	-3,638E+06	
97					
98	Tensiones				
99	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en A	$\sigma_{xx,max}$	MPa	132,598	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
100	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en A	$\sigma_{xx,min}$	MPa	-132,598	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
101	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en A	txy,a,max	MPa	-130,098	En punto C (ver perfil)
102	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en A	txy,a,min	MPa	-60,829	En intersección p2 y p1 con el alma
103	Tensiones tangenciales por corte xz en la platabanda p en A	txz,p,max	MPa	-30,415	
104	Tensión vM en p1 en A	$\sigma_{vM,p}$	MPa	169,4	
105	Tensión vM en C en A	$\sigma_{vM,C}$	MPa	225,3	
106					
107	Tensión normal máxima por flexión (en sección más crítica) en C	$\sigma_{xx,max}$	MPa	132,598	Compresión (-ha_vc/2-tp1_vc-E34). En p1
108	Tensión normal mínima por flexión (en sección más crítica) en C	$\sigma_{xx,min}$	MPa	-132,598	Tracción (ha_vc/2+tp1_vc-E34). En p2
109	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el alma en C	txy,a,max	MPa	-130,098	En punto C (ver perfil)
110	Tensiones tangenciales xy mínima por corte en el alma en C	txy,a,min	MPa	-60,829	En intersección p2 y p1 con el alma
111	Tensiones tangenciales por corte xz en la platabanda p en C	txz,p,max	MPa	-30,415	
112	Tensión vM en platabanda p	$\sigma_{vM,p}$	MPa	169,4	
113	Tensión vM en C en C	$\sigma_{vM,C}$	MPa	225,3	
114					
115	Deflexiones				
116	Deflexión en x=0 (valor absoluto)	yc_hi(x=0)	mm	9,019	
117	Pendiente dyc/dx en x=0 (valor absoluto)	dyc/dx_hi(x=0)	rad	0,0024554	
118	Deflexión en una sección de valor x cualquiera	yc_hi(x)	mm	9,019	
119	Deflexión en x=0	yc_hi(x=0)	mm	9,019	
120	Deflexión en C (x=bve+bvc(nvc+0,5))	yc_hi(xC)	mm	-10,943	

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas en verde, la tensión es menor que la admisible, entonces verifica.
- 3) Celdas en rojo, la tensión es mayor o igual que la admisible, entonces no verifica.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO XIII

Planilla de cálculo I. Brazos, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de los brazos del caso de estudio

I. BRAZOS

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables gráficos	Unidad	Valores	Notas
7	Tensión admisible de compresión del material	-	MPa	280	
9	Brazos inferiores (portico inferior)				
11	Propiedades de la sección (cuadrada)				
12	Ancho de las tapas	bt_bi	mm	900	
13	Espesor de las tapas	tt_bi	mm	22	
14	Altura de las almas	ha_bi	mm	900	
15	Espesor de las almas	ta_bi	mm	22	
16	Área transversal	A_bi	mm ²	79.200	
17	Momento de inercia Iz de la sección de la viga	Iz_bi	mm ⁴	9,561E+09	
18	Momento de inercia Iy de la sección de la viga	Iy_bi	mm ⁴	1,109E+10	raiz(I/A)
19	Rigidez a la flexión (producto del módulo elástico y el momento de inercia)	E*Iz_bi	kN.mm ²	1,960E+12	lambda
20					
21	Cargas externas por brazo				
22	Carga de la viga horizontal inferior sobre el brazo	RXy	kN	9.212	
23					
24	Reacciones en los apoyos				
25	Reacción x en G	RGx_bi	kN	1520,05	
26	Reacción y en G	RGy_bi	kN	9212,44	
27	Reacción x en X1	RHx_bi	kN	1520,05	
28					
29	Esfuerzos axiales				
30	Esfuerzo axial en todo el brazo	Nb_bi(x)	kN	9.337	
31					
32	Tensiones normales				
33	Esfuerzo axial en todo el brazo	σxx	MPa	117,9	
34					
35	Verificación por pandeo				
36	Radio de giro de la sección transversal en el plano de flexión	r	mm	374,21	
37	Relación de esbeltez (lambda)	K.L/r	-	48,6	
38	Relación de esbeltez crítica	(K.L/r) _c	-	108,3	
39	Factor de seguridad n1 o n2 (para calcular esfuerzos permisibles)	n1 o n2	-	1,82	
40	Tension admisible	σadm	Mpa	170,09	
41	Carga crítica permisible	Pcr	kN	13.471,5	
42	Verifica por pandeo (SI/NO)	-	-	SI	
43					
44	Brazos superiores (portico superior)				
46	Propiedades de la sección				
47	Ancho de las tapas	bt_bs	mm	900	
48	Espesor de las tapas	tt_bs	mm	22	
49	Altura de las almas	ha_bs	mm	900	
50	Espesor de las almas	ta_bs	mm	22	
51	Área transversal	A_bs	mm ²	79.200	
52	Momento de inercia Iz de la sección de la viga	Iz_bs	mm ⁴	9,561E+09	
53	Momento de inercia Iy de la sección de la viga	Iy_bs	mm ⁴	1,109E+10	
54	Rigidez a la flexión (producto del módulo elástico y el momento de inercia)	E*Iz_bs	kN.mm ²	1,960E+12	
55					
56	Cargas externas por brazo				
57	Carga de la viga horizontal superior sobre el brazo	RXy	kN	9.746	
58					
59	Reacciones en los apoyos				
60	Reacción x en G	RGx_bs	kN	1608,07	
61	Reacción y en G	RGy_bs	kN	9745,85	
62	Reacción x en X1	RHx_bs	kN	1608,07	
63					
64	Esfuerzos axiales				
65	Esfuerzo axial en todo el brazo	Nb_bs(x)	kN	9.878	
66					
67	Tensiones normales				
68	Esfuerzo axial en todo el brazo	σxx	MPa	124,7	
69					
70	Verificación por pandeo				
71	Radio de giro de la sección transversal en el plano de flexión	r	mm	374,21	
72	Relación de esbeltez (lambda)	K.L/r	-	48,6	
73	Relación de esbeltez crítica (lambda c)	(K.L/r) _c	-	108,3	
74	Factor de seguridad n1 o n2 (para calcular esfuerzos permisibles)	n1 o n2	-	1,82	
75	Tension admisible	σadm	Mpa	170,09	
76	Carga crítica permisible	Pcr	kN	13.471,5	
77	Verifica por pandeo (SI/NO)	-	-	SI	

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas en verde, la tensión es menor que la admisible, entonces verifica.
- 3) Celdas en rojo, la tensión es mayor o igual que la admisible, entonces no verifica.

GUÍA DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES DE SUPERFICIE



ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO XIV

Planilla de cálculo J. Gorriones, incluyendo los cálculos de tensiones y deflexiones de los gorriones del caso de estudio

J. GORRONES

Cálculo de Solicitaciones, Esfuerzos internos y Tensiones

Id	Nombre variable	Variables gráficos	Unidad	Valores	Notas
7	Eje del gorrón (por flexión y corte)				
9	Tensión admisible de compresión del material	-	MPa	280	
10	Tensión admisible de corte del material	-	MPa	182	
11					
12	Propiedades de la sección				
13	Diámetro del eje / Diámetro interno buje	dieg	mm	580	
14	Diámetro externo del buje	debg	mm	650	
15	Longitud eje/buje	Leg	mm	1.190	
16	Espesor del buje	ebg	mm	35	
17	Momento de inercia Ix de la sección del eje	leg	mm ⁴	5,555E+09	
18	Área de la sección transversal del eje	Aeg	mm ²	2,642E+05	
19					
20	Cargas externas por brazo				
21	Carga axial al eje del gorrón (G) correspondiente al brazo inferior	RGx_bi	kN	1520,05	
22	Carga perpendicular al eje del gorrón (G) correspondiente al brazo inferior	RGy_bi	kN	9212,44	
23	Carga axial del gorrón (G) correspondiente al brazo superior	RGx_bs	kN	1608,07	
24	Carga perpendicular al eje del gorrón (G) correspondiente al brazo superior	RGy_bs	kN	9745,85	
25	Carga resultante en z (axial) sobre el gorrón	Rgz	kN	3128,12	
26	Carga resultante en radial r (perpendicular al eje del gorrón) sobre el gorrón	RGy	kN	18958,29	
27	Carga uniformemente distribuida perpendicular al eje del gorrón	qRgr	kN/mm	15,93	
28					
29	Reacciones en los apoyos				
30	Reacción r en A	RGA	kN	9479,1	
31	Reacción r en B	RGB	kN	9479,1	
32	Reacción en x en A o B (que absorbe el cojinete axial)	RGx	kN	3128,12	
33					
34	Esfuerzos de corte				
35	Esfuerzo de corte máximo (en los extremos del eje)	Qeg_max	kN	9479,14	
36					
37	Momentos flectores				
38	Momento flector máximo (en el centro del eje)	Meg_max	kN.mm	2820045,09	
39					
40	Tensiones				
41	Tensión normal máxima por flexión (en punto medio longitudinal y punto externo)	$\sigma_{xx,min}$	MPa	147,2	
42	Tensiones tangenciales xy máxima por corte en el eje (en los extremos del eje)	$t_{xy,a,max}$	MPa	47,8	
43					
44	Buje del gorrón (por aplastamiento)				
46	Tensión admisible de aplastamiento	Pbg_adm	MPa	50,2	
47	Carga radial por unidad de área proyectada del buje	Pbg	MPa	27,468	
48	Verifica por aplastamiento (SI/NO)	-	-	SI	
49					
50	Cartelas de la horquilla (por aplastamiento)				
52	Tensión admisible de aplastamiento del material	-	MPa	280	
53	Espesor de la cartela	tcg	mm	70,0	
54	Diámetro de la cartela	dcg	mm	650	
55	Carga radial o en eje "y" que soporta cada cartela	-	kN	9479,1	
56	Tensión de aplastamiento promedio en cada cartela	-	MPa	208,3	

NOTAS:

- 1) Celdas en blanco considerar como celdas protegidas.
- 2) Celdas en verde, la tensión es menor que la admisible, entonces verifica.
- 3) Celdas en rojo, la tensión es mayor o igual que la admisible, entonces no verifica.

**GUÍA DE
PRE-DIMENSIONAMIENTO DE
COMPUERTAS RADIALES DE
SUPERFICIE**



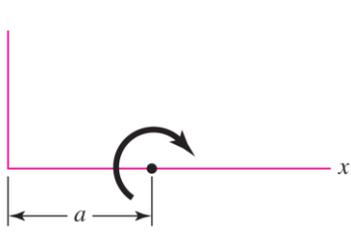
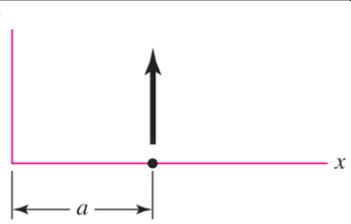
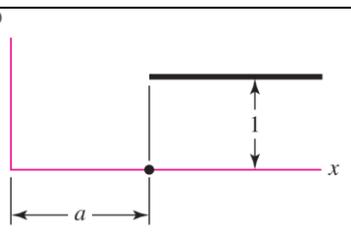
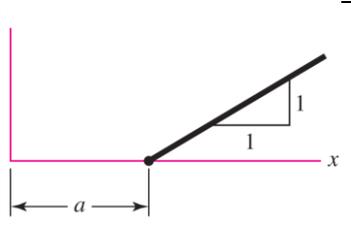
ZARDINI, Marco Aicon

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

ANEXO XV

Funciones de singularidad

Tabla XV-1: Funciones de singularidad, reproducción de (Budynas & Nisbett, 2008)

Función	Gráfica de $f_n(x)$	Significado
Momento concentrado (dipolo)	$\langle x-a \rangle^{-2}$ 	$\langle x-a \rangle^{-2} = 0, \quad x \neq a$ $\langle x-a \rangle^{-2} = \pm\infty, \quad x = a$ $\int \langle x-a \rangle^{-2} dx = \langle x-a \rangle^{-1}$
Fuerza concentrada (impulso unitario)	$\langle x-a \rangle^{-1}$ 	$\langle x-a \rangle^{-1} = 0, \quad x \neq a$ $\langle x-a \rangle^{-1} = +\infty, \quad x = a$ $\int \langle x-a \rangle^{-1} dx = \langle x-a \rangle^0$
Escalón unitario	$\langle x-a \rangle^0$ 	$\langle x-a \rangle^0 = \begin{cases} 0, & x < a \\ 1, & x \geq a \end{cases}$ $\int \langle x-a \rangle^0 dx = \langle x-a \rangle^1$
Rampa	$\langle x-a \rangle^1$ 	$\langle x-a \rangle^1 = \begin{cases} 0, & x < a \\ x-a, & x \geq a \end{cases}$ $\int \langle x-a \rangle^1 dx = \frac{\langle x-a \rangle^2}{2}$