



UNIVERSIDAD DE CHILE.
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS.
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL.

DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA DE SILOS DE
ALMACENAMIENTO DE CENIZA Y ESCORIA, EN HORMIGÓN ARMADO Y ACERO
ESTRUCTURAL, PARA CENTRALES TERMOELÉCTRICAS DE 350MW EN CHILE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

NÉSTOR SAMUEL SEPÚLVEDA SOLÍS

PROFESOR GUÍA:
HUGO BAESLER CORREA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RAMÓN MONTECINOS CONCHA
FERNANDO YAÑEZ URIBE

SANTIAGO DE CHILE
2015

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

POR: NÉSTOR SAMUEL SEPÚLVEDA SOLÍS.

FECHA: 05/1/2015.

PROFESOR GUÍA: HUGO BAESLER CORREA

“DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA DE SILOS DE ALMACENAMIENTO DE CENIZA Y ESCORIA, EN HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, PARA CENTRALES TERMOELÉCTRICAS DE 350MW EN CHILE.”

El problema a abordar en el presente trabajo de título es la elección del material de construcción óptimo para silos de almacenamiento de escoria y ceniza volante, para una central termoeléctrica de 350MW en Chile, considerando ambiente costero en la zona norte del país. Esto debido a que en la actualidad se utiliza acero estructural como práctica habitual en la construcción de estas estructuras y equipos, con montos importantes de inversión en suministro, construcción-montaje y mantención.

El presente estudio considera realizar una evaluación comparativa de alternativas de suministro y construcción de estas estructuras en hormigón armado y acero estructural.

Para esto, se presentan los diseños estructurales de estos silos con estos dos materiales, con un total de 4 silos diseñados con las capacidades necesarias para una Central PC (combustible pulverizado) de 350MW neto. El cálculo contempla estados de carga habituales en estas estructuras, como son peso propio, viento, temperatura, operación (material almacenado) y sismo, definidos por los criterios de diseño y la normativa chilena vigente.

Esta memoria entrega una comparación de costos de suministro y construcción, mantención, plazos y aspectos técnicos respecto a suministro local o importado de la ingeniería y construcción. Además, se realiza un análisis de sensibilidad de los costos de construcción con respecto a los precios unitarios principales de los materiales seleccionados, para finalmente elaborar una matriz comparativa de resultados.

En los 4 silos de almacenamiento estudiados, la solución con estructura de hormigón armado resultó ser el material seleccionado, debido a menores costos de inversión. Del estudio comparativo de estructura de acero versus hormigón armado, para el caso de menor precio de acero y mayor precio de hormigón armado, resultó un ahorro en los costos de inversión de un 19%. Considerando precios promedio de los materiales, esta diferencia aumenta en un 46%, y alcanza un 58% al revertir el primer escenario de precios unitarios.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera dar especiales gracias por este sueño cumplido a mi Dios, el Dios de la biblia, quien puso en mí el deseo de superación, y abrió el camino para llegar al final, poniendo en mí tanto el querer como el hacer; de otro modo no habría sido posible. Él fue quien puso en mi vida a las personas necesarias para este logro y que menciono a continuación:

Gracias a mis padres, por todo. A mi viejito, vendedor de libros, taxista y jornal, siempre trabajando, siempre moviéndose, gracias por el techo, la comida y el ejemplo, papá. A mi mamita, por la esperanza, por la educación, por la voluntad, por tener la visión de futuro en sus tres hijos y con nada lograr todo. Gracias mamá.

Gracias a mi esposa Susana, que se preocupó de que no bajara los brazos en todos estos años, siempre estuvo ahí, siempre apoyando, siempre alentando, siempre.

Gracias a mis profesores, desde el colegio hasta la universidad, que de alguna manera aportaron a mi formación, en especial a mi profesor guía de este trabajo, don Hugo Baesler, por su conducción, por sus historias, el buen humor y el ánimo que me transmitió.

Gracias también a mi querido amigo y compañero Pablo Herrera, que desde el colegio me empujó a salir adelante, y hasta hoy todavía me anima.

Gracias Alberto Blest Gana, Instituto Nacional y Universidad de Chile.

A todos, gracias por su apoyo, les quiero decir que sus esfuerzos hoy dieron fruto.

Dedicado a mi madre, porque ella empezó esta carrera.

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.2.1.OBJETIVOS GENERALES.....	3
1.2.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3. MOTIVACIÓN	4
1.4. LIMITACIONES.....	5
1.5. METODOLOGÍA	6
CAPITULO 2. ANTECEDENTES	7
2.1. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ALMACENADOS	7
2.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	8
2.2.1.SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL	8
2.2.2.SILO DE HORMIGÓN ARMADO.....	9
2.3. BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO.....	11
2.3.1.MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN SILOS DE ACERO.....	12
2.3.2.MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN SILOS DE HORMIGÓN	12
2.4. PRECIOS UNITARIOS.....	13
CAPITULO 3. CARGAS.....	14
3.1. GENERALIDADES.....	14
3.2. ESTADOS DE CARGA	14
3.2.1.CARGAS MUERTAS O PERMANENTES.....	14
3.2.2.CARGAS VIVAS O SOBRECARGAS.....	15
3.2.3.CARGAS TÉRMICAS	17
3.2.4.CARGAS SÍSMICAS	19
3.2.5.CARGAS DE VIENTO	21
3.3. COMBINACIONES.....	23
CAPITULO 4. GEOMETRÍA Y MODELACIÓN.	24
4.1. GENERALIDADES.....	24
4.2. GEOMETRÍA UTILIZADA.	24
4.2.1.GEOMETRÍA SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL.....	24

4.2.2.GEOMETRÍA SILOS DE HORMIGÓN ARMADO	32
4.3. MODELACIÓN LAS ESTRUCTURAS.....	33
4.3.1.MODELACIÓN SILO DE ACERO ESTRUCTURAL	34
4.3.2.MODELACIÓN SILOS DE HORMIGÓN	44
CAPITULO 5. RESULTADOS.....	54
5.1. GENERALIDADES.....	54
5.2. RESULTADOS SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL	54
5.2.1.PERIODO FUNDAMENTAL Y PARTICIPACIÓN DE MASA	54
5.2.2.PERFILES DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.....	55
5.2.3.ESPESOR DEL MANTO DE ACERO	58
5.2.4.FUNDACIONES SILOS DE ACERO	62
5.3. RESULTADOS SILOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	64
5.3.1.PERIODO FUNDAMENTAL Y PARTICIPACIÓN DE MASA	66
5.3.2.ARMADURAS DE REFUERZO – CUANTÍAS	67
5.3.3.ESPESOR DEL MANTO DE HORMIGÓN	71
5.3.4.MURO DE SOPORTE	71
5.3.5.FUNDACIONES SILO DE HORMIGÓN	73
5.4. ESTABILIDAD GLOBAL Y FACTORES DE SEGURIDAD.....	74
5.5. DEFORMACIONES.....	74
5.6. RESUMEN	74
CAPITULO 6. CUBICACIÓN Y VALORIZACIÓN.....	76
6.1. GENERALIDADES.....	76
6.2. PRESUPUESTO SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL.....	77
6.3. PRESUPUESTO SILOS DE HORMIGÓN ARMADO	79
CAPITULO 7. MATRIZ DE COMPARACIÓN.....	83
7.1. GENERALIDADES.....	83
7.2. COSTOS DE CONSTRUCCIÓN: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	83
7.3. COSTOS DE MANTENCIÓN	86
7.4. ASPECTOS TÉCNICOS	87
7.5. Costos Finales de Inversión	88
CAPITULO 8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	90
8.1. COMENTARIOS SOBRE EL DISEÑO	90

8.2. CONCLUSIONES SOBRE LA COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA	91
8.3. COMENTARIOS FINALES.....	93
BIBLIOGRAFÍA:	95
ANEXOS:	96

Índice de Ilustraciones

ILUSTRACIÓN 1: ELEMENTOS Y PAQUETES DE UNA PLANTA GENERADORA.	1
ILUSTRACIÓN 2: SILOS EN ACERO ESTRUCTURAL, A LA IZQUIERDA, CENIZA VOLANTE, DE MAYORES DIMENSIONES. A LA DERECHA Y EN MONTAJE, ESCORIA.....	2
ILUSTRACIÓN 3: SILOS DE HORMIGÓN ARMADO, MÉXICO Y USA.....	2
ILUSTRACIÓN 4: MATERIALES A ALMACENAR	7
ILUSTRACIÓN 5: ELEMENTOS SILO DE ACERO ESTRUCTURAL.	9
ILUSTRACIÓN 6: ELEMENTOS SILO DE HORMIGÓN ARMADO.....	10
ILUSTRACIÓN 7: ESPECTRO DISEÑO EN ACERO	20
ILUSTRACIÓN 8: ESPECTRO DISEÑO EN HORMIGÓN	21
ILUSTRACIÓN 9: DIMENSIONES SILOS ACERO	25
ILUSTRACIÓN 10: ELEVACIONES SILO ACERO ESCORIA Y ORIENTACIÓN PERFILES....	26
ILUSTRACIÓN 11: ASIGNACIÓN DE PERFILES EN ELEVACIÓN 1 Y A RESPECTIVAMENTE.	27
ILUSTRACIÓN 12: PLANTAS PISO 1 Y 2 (PARRILLAS METÁLICAS)	28
ILUSTRACIÓN 13: PLANTA PISO 3 (ANILLO DE SOPORTE).....	28
ILUSTRACIÓN 14: ELEVACIONES Y ORIENTACIÓN	29
ILUSTRACIÓN 15: ASIGNACIÓN DE PERFILES ELEVACIONES 1 Y A RESPECTIVAMENTE.	30
ILUSTRACIÓN 16: PLANTA PISO 1.....	30
ILUSTRACIÓN 17: PLANTA PISO 2 Y 3	31
ILUSTRACIÓN 18: DIMENSIONES SILOS HORMIGÓN	33
ILUSTRACIÓN 19: ELEVACIÓN EJE 1 ACERO - ESCORIA.....	35
ILUSTRACIÓN 20: ELEVACIÓN EJE A ACERO - ESCORIA	36
ILUSTRACIÓN 21: PARRILLA METÁLICA PISO 1 ACERO - ESCORIA	37
ILUSTRACIÓN 22: PARRILLA PISO 2 ACERO - ESCORIA.....	37
ILUSTRACIÓN 23: PISO 3 ACERO - ESCORIA.....	37
ILUSTRACIÓN 24: VISTA EN PERSPECTIVA ACERO - ESCORIA	38
ILUSTRACIÓN 25: VISTA EN PERSPECTIVA ACERO - ESCORIA	39
ILUSTRACIÓN 26: VISTA PERSPECTIVA ACERO - ESCORIA	40
ILUSTRACIÓN 27: ELEVACIÓN EJE 1 ACERO - CENIZA.....	41
ILUSTRACIÓN 28: ELEVACIÓN EJE A ACERO - CENIZA	42
ILUSTRACIÓN 29: PARRILLA PISO 1 ACERO - CENIZA.....	43
ILUSTRACIÓN 30: PARRILLA PISO 2 ACERO - CENIZA.....	43
ILUSTRACIÓN 31: PISO 3 ACERO - CENIZA.....	43
ILUSTRACIÓN 32: VISTA EN PERSPECTIVA ACERO - CENIZA	44
ILUSTRACIÓN 33: ELEVACIÓN XZ	45
ILUSTRACIÓN 34: ELEVACIÓN YZ.....	46

ILUSTRACIÓN 35: ELEVACIÓN YZ EXTRUIDA	47
ILUSTRACIÓN 36: ELEVACIÓN CON VISTA INTERIOR.....	48
ILUSTRACIÓN 37: PLANTA LOSA PISO 1	49
ILUSTRACIÓN 38: PLANTA LOSA PRINCIPAL PISO 2.....	49
ILUSTRACIÓN 39: PLANTA LOSA DE INSPECCIÓN.....	50
ILUSTRACIÓN 40: PLANTA LOSA SUPERIOR TECHO.....	50
ILUSTRACIÓN 41: VISTA PERSPECTIVA CONO INTERIOR Y LOSA DE INSPECCIÓN.....	51
ILUSTRACIÓN 42: LOSA INFERIOR PISO 1	52
ILUSTRACIÓN 43: ELEVACIÓN DE CONO Y TÚNEL DE INSPECCIÓN	53
ILUSTRACIÓN 44: ESFUERZO F22 PARA COMBINACIÓN C1	58
ILUSTRACIÓN 45: ESFUERZO F22 PARA COMBINACIÓN C3.....	58
ILUSTRACIÓN 46: ESFUERZO M22 PARA COMBINACIÓN C1	59
ILUSTRACIÓN 47: ESFUERZO M22 PARA COMBINACIÓN C3	59
ILUSTRACIÓN 48: ESFUERZO F22 PARA C1	60
ILUSTRACIÓN 49: ESFUERZO F22 PARA C3	60
ILUSTRACIÓN 50: ESFUERZO M22 PARA C1.....	60
ILUSTRACIÓN 51: ESFUERZO M22 PARA C3.....	61
ILUSTRACIÓN 52: TRACCIÓN Y COMPRESIÓN EN EL SILO DE ACERO	62
ILUSTRACIÓN 53: PLANTA FUNDACIÓN ACERO	63
ILUSTRACIÓN 54: GRUPOS DEL SILO DE HORMIGÓN.....	65
ILUSTRACIÓN 55: DIAGRAMA P-M MURO E=70CM.....	72
ILUSTRACIÓN 56: DIAGRAMA P-M MURO E=80CM.....	72
ILUSTRACIÓN 57: RESUMEN PESO SÍSMICO.	75
ILUSTRACIÓN 58: RESUMEN CORTE BASAL.	75
ILUSTRACIÓN 59: RESUMEN MOMENTO VOLCANTE.....	75
ILUSTRACIÓN 60: COSTO CONSTRUCCIÓN SILOS DE ESCORIA, EN USD.	85
ILUSTRACIÓN 61: COSTO CONSTRUCCIÓN SILOS DE CENIZA VOLANTE, EN USD.....	85
ILUSTRACIÓN 62: COSTO DE INVERSIÓN SILO DE ESCORIA, EN USD.....	88
ILUSTRACIÓN 63: COSTO DE INVERSIÓN SILO DE CENIZA, EN USD.....	89
ILUSTRACIÓN 64: COSTOS DE CONSTRUCCIÓN SILOS ESCORIA.....	92
ILUSTRACIÓN 65: COSTOS DE CONSTRUCCIÓN SILOS DE CENIZA VOLANTE.....	92

Índice de tablas

TABLA 1: MOTIVACIÓN ECONÓMICA. FUENTE EMPRESA PRIVADA Y U. DE CHILE.	4
TABLA 2: PROPIEDADES CENIZAS	8
TABLA 3: CAPACIDAD DE LOS SILOS	11
TABLA 4: PRECIOS UNITARIOS Y VALORES DE MONEDA.....	13
TABLA 5: EQUIPOS CONSIDERADOS.....	15
TABLA 6: DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES	16
TABLA 7: PESO Y MASA DE LA CENIZA.....	17
TABLA 8: VALORES DEL COEFICIENTE SÍSMICO PARA AMBOS CASOS DE MATERIAL..	20
TABLA 9: PRESIÓN BÁSICA DEL VIENTO	22
TABLA 10: FUERZAS SOBRE LA ESTRUCTURA A CAUSA DEL VIENTO.....	22
TABLA 11: DIMENSIONES SILOS DE ACERO.....	25

TABLA 12: DIMENSIONES SILOS DE HORMIGÓN.....	32
TABLA 13: RESULTADOS ANÁLISIS MODAL ACERO - ESCORIA	54
TABLA 14: RESULTADOS ANÁLISIS MODAL ACERO - CENIZA	55
TABLA 15: RESULTADOS SILO ACERO - ESCORIA.....	56
TABLA 16: RESULTADOS SILO ACERO - CENIZA VOLANTE	57
TABLA 17: CORTE BASAL Y MOMENTO VOLCANTE ACERO	62
TABLA 18: ANÁLISIS MODAL HORMIGÓN - ESCORIA	66
TABLA 19: ANÁLISIS MODAL HORMIGÓN - CENIZA	66
TABLA 20: RESULTADOS HORMIGÓN - ESCORIA.....	68
TABLA 21: RESULTADOS HORMIGÓN - CENIZA	68
TABLA 22: CUANTÍAS TÍPICAS ESTRUCTURAS INDUSTRIALES.....	69
TABLA 23: CUANTÍAS HORMIGÓN - ESCORIA.....	70
TABLA 24: CUANTÍAS HORMIGÓN - CENIZA.....	70
TABLA 25: CORTE BASAL Y MOMENTO VOLCANTE HORMIGÓN	73
TABLA 26: FACTORES DE SEGURIDAD	74
TABLA 27: DEFORMACIONES SÍSMICAS	74
TABLA 28: PRESUPUESTO MATERIALES ACERO - ESCORIA.....	77
TABLA 29: PRESUPUESTO MATERIALES ACERO - CENIZA.....	78
TABLA 30: VALOR SILO ACERO -ESCORIA.....	78
TABLA 31: VALOR SILO ACERO - CENIZA VOLANTE	78
TABLA 32: PRESUPUESTO SILO HORMIGÓN - ESCORIA.....	80
TABLA 33: PRESUPUESTO SILO HORMIGÓN - CENIZA VOLANTE	81
TABLA 34: VALOR SILO HORMIGÓN - ESCORIA	82
TABLA 35: VALOR SILO HORMIGÓN - CENIZA VOLANTE	82
TABLA 36: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD ESCENARIO 1.....	83
TABLA 37: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD ESCENARIO 2.....	83
TABLA 38: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD ESCENARIO 3.....	84
TABLA 39: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD ESCENARIO 4.....	84
TABLA 40: COMPARACIÓN DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN FINALES	84
TABLA 41: COMPARACIÓN DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN FINALES	86
TABLA 42: COSTOS FINALES DE INVERSIÓN	88
TABLA 43: COSTOS DE INVERSIÓN FINALES.	91

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

En Chile, el diseño y construcción de plantas termoeléctricas en base a carbón usualmente se realiza mediante la contratación bajo modalidad llave en mano de empresas integradoras internacionales; éstas obtienen los paquetes de estructuras necesarios para el proyecto adjudicándolos a proveedores habituales en Estados Unidos, China y Europa, quienes, en coordinación con el mandante, definen al Acero Estructural como material de construcción.

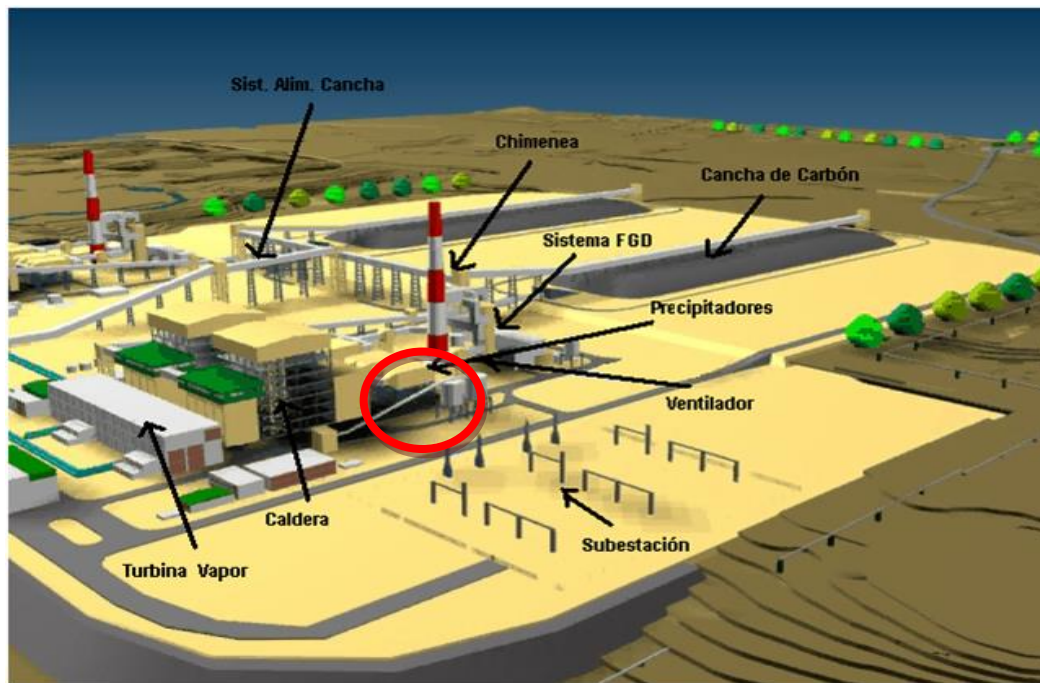


Ilustración 1: Elementos y paquetes de una planta generadora.

El paquete específico de los silos de almacenamiento de Ceniza Volante y de Escoria, marcado en un círculo rojo, es diseñado, fabricado y suministrado desde el extranjero, realizándose su montaje en obra, o bien es diseñado en el exterior y fabricado en el país y montado en la Central.

El diseño y construcción de estas estructuras se encuentra estandarizado, pero su aplicación en Chile no es estándar y se programa caso a caso con la consiguiente ineficiencia; ya sea en aspectos técnicos o económicos, la construcción de estas estructuras en ocasiones se ve afectada por las diferencias de criterio de diseño sísmico en nuestro país cuando el proveedor es una empresa extranjera y por las importantes variaciones en el precio del acero.

Para las compañías de generación eléctrica, realizar la construcción de silos con acero estructural, significa considerar costos de materiales, fabricación, transporte (naviero y terrestre), equipos y otros, que producen una cadena de potenciales riesgos en costos y plazos, por lo que conviene evaluar alternativas de diseño e insumos de igual o mayor competencia, que permitan obtener suministros locales, o evitar los problemas normativos sísmicos detectados durante su fabricación o montaje.



Ilustración 2: Silos en Acero Estructural, a la izquierda, Ceniza Volante, de mayores dimensiones. A la derecha y en montaje, Escoria.



Ilustración 3: Silos de hormigón armado, México y USA.

1.2. OBJETIVOS

Este estudio propone realizar el diseño y evaluación de inversión de silos de acero estructural, solución normalmente usada en Centrales en Chile, contrastándolo con soluciones de construcción en obra de silos en base a hormigón armado, material de suministro local, de un costo con pocas variaciones de precio en el mercado de la construcción y que tiene una buena respuesta ante sismos.

1.2.1. OBJETIVOS GENERALES

El objetivo principal de este trabajo es comparar en términos de inversión, silos de almacenamiento de ceniza volante o de escoria, construido en acero estructural versus su construcción en hormigón armado.

Para esto se diseña con ambos materiales, dos tipos de equipos-estructuras sometidas a iguales condiciones locales y de solicitaciones. Luego se evalúan aspectos técnicos, ventajas y desventajas para cada uso de material; se compara el diseño realizado en el extranjero (práctica actual), con el diseño local propuesto para mejorar problemáticas sísmicas, de normativas y finalmente se concluye sobre los costos asociados en cada caso.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los puntos a alcanzar en el marco de este trabajo son:

- Diseñar estructuralmente 4 silos de almacenamiento de cenizas (Bottom Ash and Fly Ash).
- Utilizar la normativa chilena vigente en el diseño sísmico de estructuras industriales.
- Utilizar geometrías y métodos de diseño usuales.
- Diseñar elementos que incidan directamente en los costos de inversión como son: manto de acero estructural, estructura de soporte de acero estructural, manto de hormigón armado, elementos de hormigón armado y sus fundaciones.
- Comparar costos de inversión de las estructuras y determinar el diseño más económico en diferentes escenarios de mercado.

1.3. MOTIVACIÓN

Como ya se mencionó, la construcción de silos de almacenamiento representa un importante costo de inversión como componente de las Centrales, cuando éstos son diseñados con acero estructural.

El resultado es un impacto en los costos por materiales, transporte y montaje, que podría ser mitigado si el diseño fuese realizado con materiales de suministro local, como el hormigón armado.

Para ejemplificar lo anterior, se realiza a continuación una comparación con estructuras de silos existentes de Fly Ash de diferentes capacidades. En un caso corresponde a estructura en base a hormigón armado (Central de 150 MW) y el segundo caso a estructura construida con acero estructural (Central de 165 MW).

Se hace notar que estas estructuras están en un suelo similar tipo II NCh2369, pero con criterios de diseño distintos, además no se consideran las fundaciones.

En tablas siguientes se resumen resultados iniciales:

Tabla 1: Motivación económica. Fuente empresa privada y U. de Chile.

Silo 1: Hormigón Armado (CTC 150 MW)		Silo 2: Acero Estructural (CTC 165 MW)	
Capacidad Ceniza [m ³]	1045	Capacidad Ceniza [m ³]	690
Vol. Hormigón [m ³]	481.2	Peso Acero A36 [ton]	280
Acero de refuerzo [kg]	120.300	Peso Acero A36 [kg]	280.000
P.U. hormigón [\$/m ³]	\$ 250,000	P.U. [\$/kg] estimado	\$ 3500
P.U. Acero de ref. [\$/kg]	\$2400		
Valor total CLP	\$ 410.000.000	Valor total CLP	\$ 980.000.000
Valor total USD	\$ 685.000	Valor total USD	\$ 1.600.000

De la tabla mostrada, una primera revisión refleja que un silo construido en hormigón puede competir fuertemente en términos económicos con aquél construido en acero. Por eso es necesario determinar cantidades más realistas a partir de diseños bajo normativa actual y con criterios de diseño sísmico similares, igualando las condiciones de capacidad, para poder realizar una comparación adecuada y confirmar satisfactoriamente este prematuro resultado.

La justificación de por qué se construyen en acero cuando lo anterior parece indicar al hormigón como el material más económico, es porque los valores finales de estas estructuras de silos no son los más importantes en relación al costo total de inversión de un proyecto termoeléctrico completo, además, el acero estructural es el material de construcción habitual en estas estructuras.

Además de los costos, otra razón para este estudio es la dificultad que tienen las empresas extranjeras para dar cumplimiento a las exigencias sísmicas nacionales y, en particular, a los criterios de diseño para centrales de generación eléctrica en Chile. Realizar el diseño y suministro dentro del país debería facilitar el cumplimiento por parte de los contratistas EPC, de las exigencias sísmicas locales, con menores plazos de construcción, disminuyendo costos de inversión y problemas durante el montaje y puesta en servicio.

1.4. LIMITACIONES

Este trabajo estará limitado al pre-diseño de las estructuras mencionadas, y no contempla el diseño que forma parte de una ingeniería de detalle, tampoco incluye planos de construcción, diseño de elementos de poca relación con los costos de inversión (conexiones, pernos, anclajes, arranques, palcas bases de columnas, entre otros). En los presupuestos estimados se considerarán valores índices que contemplen las estimaciones de obras y materiales que no han sido diseñados.

Tampoco es el objetivo de este trabajo realizar un diseño innovador de estas estructuras, sino más bien determinar qué tipo de material de construcción de las estructuras es más económico en la práctica actual.

1.5. METODOLOGÍA

Para cumplir con los objetivos especificados, se estudiaron dos tipos de silo de almacenamiento que forman parte del equipamiento y proceso de las centrales termoeléctricas en base a carbón, bajo iguales condiciones con respecto a bases de diseño, suelo, desempeño sísmico, capacidad y alcances:

- **Silo de Escoria (Bottom ash):** sistema que recolecta la escoria caliente desde la cámara inferior de la caldera, transportada mediante correa.
- **Silo de Ceniza Volante (Fly ash):** sistema de recolección de particulado de los gases de emisión de la caldera, conduciéndose de forma neumática al almacenamiento.

Para ambos equipos se realizaron diseños en hormigón armado y acero estructural con el fin de analizar y comparar calidad y costos de inversión, sujetándose a los siguientes parámetros:

- ✓ **Desempeño:** Respuesta de las estructuras a solicitudes de operación y sísmicas.
- ✓ **Durabilidad:** Aspectos técnicos de mantención, facilidad de revisión, vida útil, opción de reparación, entre otros.
- ✓ **Costos de Construcción:** Costos asociados directamente a la construcción de la estructura, incluyendo materiales, mano de obra, equipos, entre otros.
- ✓ **Costos de Mantención:** Costos asociados a la mantención de la estructura con respecto a reparaciones preventivas, revisiones, limpieza, inspecciones, entre otros.

Se utilizó el software SAP2000 para determinar cargas y solicitudes a través del método de elementos finitos y posteriormente poder determinar dimensiones de los elementos, tipos de perfiles, y cuantías necesarias para la resistencia requerida.

La comparación económica consideró la cubicación de los materiales, y la valorización mediante un rango de precios unitarios coherentes con el mercado nacional, estableciendo escenarios favorables y desfavorables. Ver 2.4.

CAPITULO 2. ANTECEDENTES

En este capítulo se dan a conocer los materiales almacenados y sus características, la función y geometría de las estructuras a diseñar y los criterios y códigos que gobernaron el diseño estructural. También se presentan los precios unitarios consideradores para el análisis de costos, en un rango que permita establecer un estudio de sensibilidad.

2.1. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ALMACENADOS

Las estructuras corresponden a “SILOS DE ALMACENAMIENTO DE CENIZA”, que alojan dos tipos de materiales, Ceniza Volante y Escoria. Estos almacenes son propios de las centrales termoeléctricas, y su función principal es contener los materiales expulsados a través de los procesos que mantiene la planta generadora.

La escoria se extrae directamente desde el fondo de la caldera, y son principalmente piedrecilla, minerales o materiales sólidos pesados, productos de la combustión del carbón. Se movilizan a través de una correa transportadora equipada con un sistema de enfriamiento, que finalmente deposita por gravedad el material en el silo.

La ceniza volante se extrae en cambio de las precipitadores, que separan los distintos tipos de materiales que se obtienen en el proceso de generación eléctrica, unos para reutilización y otros para eliminación. Su transporte se materializa mediante un sistema neumático bajo presión de aire, ya que al ser un material liviano no puede mantenerse al aire libre. El silo de ceniza volante debe mantener un equipo en su interior que hace de paleta o cuchara, manteniendo el material en constante movimiento, evitando su precipitación y endurecimiento de la mezcla, tal como si de cemento se tratase.



Ilustración 4: Materiales a almacenar

Finalmente el silo es descargado por su parte inferior mediante camiones transportadores especiales.

La siguiente tabla muestra las densidades de los materiales almacenados y sus características relevantes utilizadas en el diseño.

Tabla 2: Propiedades Cenizas

Propiedad	Escoria	Ceniza Volante
Densidad material [ton/m ³]	1.12	0.7
Ángulo fricción interna [°]	27	40
Coef. de roce hormigón μ'	0.4	0.55
Coef. de roce acero μ'	0.3	0.45
Granulometría [mm]	0-130	0-20

Los volúmenes de almacenamiento a considerar en este trabajo, para cada tipo de ceniza, se encuentran definidos en 2.3.

2.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

En concreto, se realizó el diseño de 4 estructuras:

- Silo de almacenamiento en acero estructural de Escoria (**Acero – Escoria**)
- Silo de almacenamiento en acero estructural de Ceniza Volante (**Acero – Ceniza**)
- Silo de almacenamiento en hormigón armado de Escoria (**Hormigón – Escoria**)
- Silo de almacenamiento en hormigón armado de Ceniza Volante (**Hormigón – Ceniza**)

2.2.1. SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL

- **Elementos componentes:**

Los silos de acero estructural están constituidos por los siguientes elementos:

- a) Manto cilíndrico conformado por planchas de acero estructural y desgaste, con diámetros entre 14.1 [m] a 16.13 [m] y de espesor variable entre 12 [mm] y 20 [mm].
- b) Cono truncado ubicado sobre el manto cilíndrico.
- c) Cono truncado invertido ubicado bajo el manto cilíndrico.
- d) Equipo de mezclado interior incluyendo paleta.

- e) Estructura metálica que soporta al silo y lo confina, y sus fundaciones.
- f) Anillo de refuerzo, donde se ejecutan las conexiones apernadas silo-estructura metálica.
- g) Fundaciones cuadradas de hormigón armado.

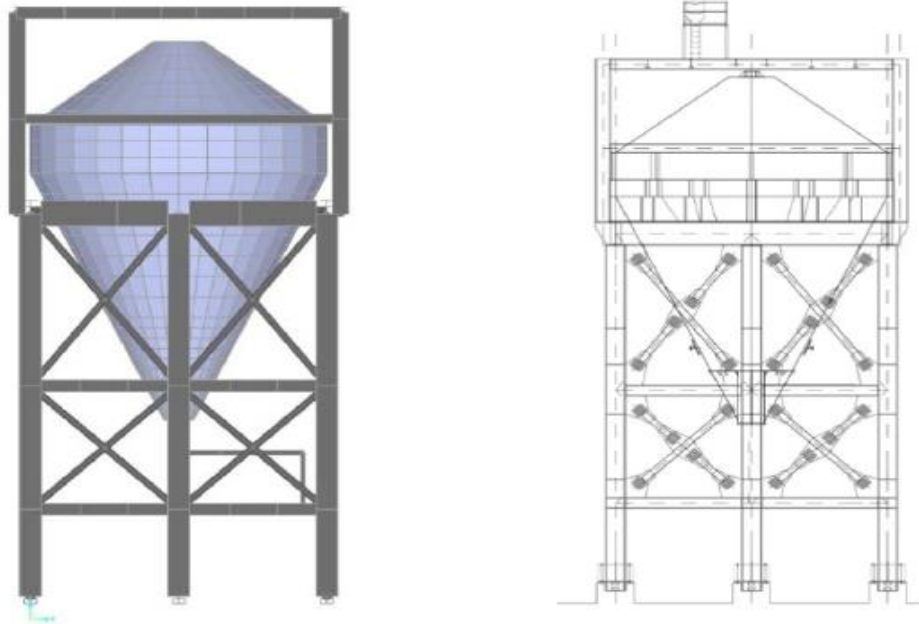


Ilustración 5: Elementos Silo de Acero Estructural.

- **Funcionamiento:**

En el caso de los silos de acero, el funcionamiento es muy parecido a los silos de hormigón, salvo por la ausencia de losas. Los silos de acero presentan unas planchas de recepción en su parte inferior, donde se ubica el cono invertido. Estas planchas cumplen un propósito de refuerzo y resistencia al desgaste y son procesadas de manera especial ya que deben permitir el escurrimiento del material y soportar el constante movimiento de éste. Además en esta ubicación se encuentran las paletas o cucharas que remueven el material para evitar su consolidación.

2.2.2. SILO DE HORMIGÓN ARMADO

- **Elementos componentes:**

Los silos de hormigón armado están constituidos por los siguientes elementos:

- a) Un manto cilíndrico con espesor variable en su altura que va desde 0.80 [m] en la base hasta 0.35 [m] en la cúspide.

- b) Una losa circular, destinada a recibir la columna de ceniza acumulada en el silo y por tanto, sometida a enormes esfuerzos y con un espesor de 1.0 [m].
- c) Otras dos losas circulares, destinadas al apoyo de equipos relacionados con el proceso, de 25 [cm] ubicadas en el techo y bajo la losa principal.
- d) Un cono de espesor 0.35 [m], ubicado en el interior del volumen de cenizas, sobre la losa principal, destinado a facilitar la distribución del relleno.
- e) Un túnel de espesor 0.35 [m] para muros y techo, destinado a la inspección del almacenamiento de cenizas.
- f) Fundaciones circulares de hormigón armado.

Los espesores mencionados son tentativos y corresponden a un pre diseño, estos serán verificados en el transcurso de este trabajo. El diseño se aborda en el Capítulo 5.

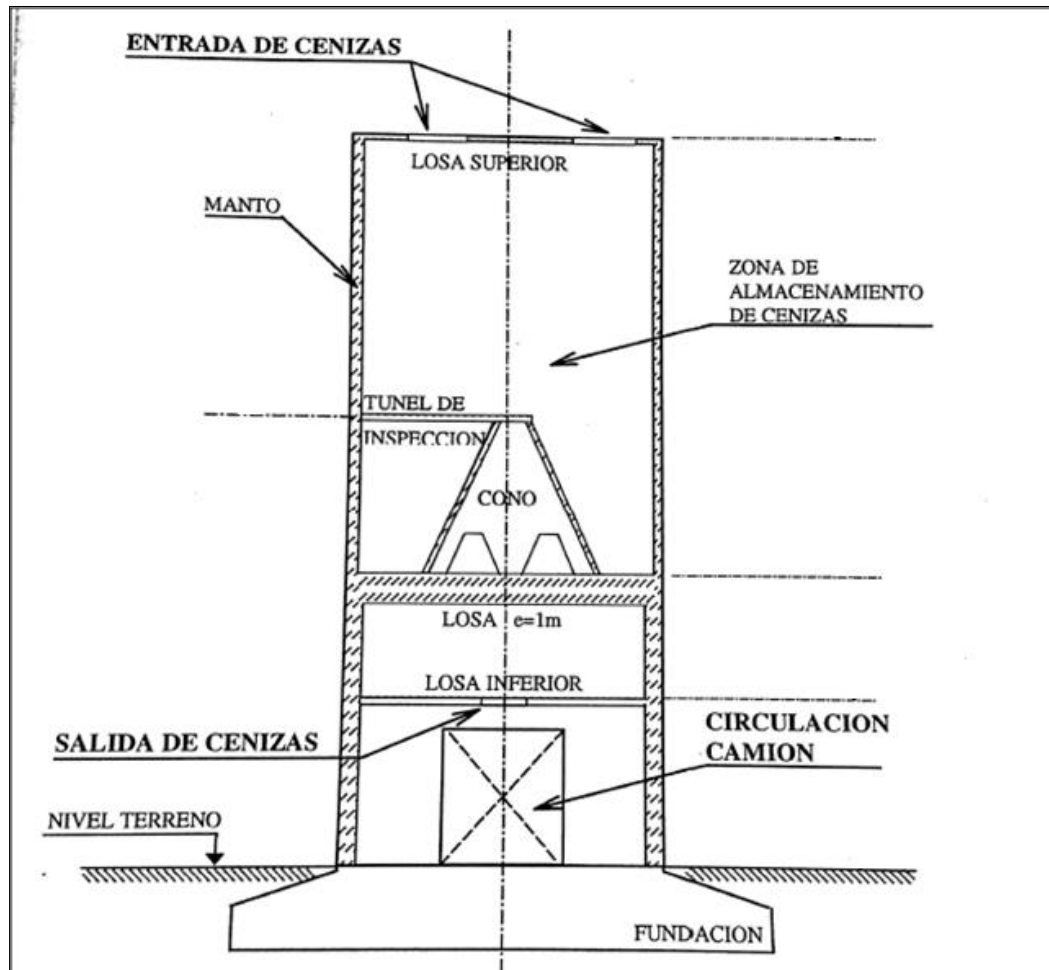


Ilustración 6: Elementos Silo de hormigón Armado.

- **Funcionamiento:**

Las cenizas llegan al silo a través de los ductos ya mencionados, entrando por las perforaciones ubicadas en la losa del nivel superior y depositándose sobre la losa principal. Luego de enfriarse la ceniza en el silo, estas son retiradas por una abertura ubicada en la parte inferior del silo. La salida de las cenizas se produce por el empuje del material de manera neumática, hacia el conducto de salida ubicado al centro de la losa principal, bajo el cono de difusión.

Este proceso es monitoreado desde una ventanilla ubicada en el túnel de inspección con el fin de constatar el desplazamiento continuo del relleno. Si durante la evacuación de las cenizas se produjese un estancamiento en el interior del cono, se procede a remover el material de manera de mantener la continuidad del flujo que carga las tolvas de los camiones.

2.3. BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

En este numeral se describen los parámetros que condicionaron el diseño de ambas estructuras, ya sea en ámbitos técnicos o requisitos operacionales.

Los equipos poseen una capacidad de almacenaje que permite mantener la operación de la planta durante 2 a 4 días sin que existan problemas de acopio.

Dicho lo anterior, y considerando una central térmica de 350MW neto de capacidad, se determinaron los siguientes volúmenes de material almacenado.

Tabla 3: Capacidad de los silos

Silo Acero Escoria		Silo Acero Ceniza Volante	
Volumen Requerido [m ³]	1463.6	Volumen Requerido [m ³]	4242.4
Potencia Termoeléctrica [MW]	350	Potencia Termoeléctrica [MW]	350

Los silos se suponen ubicados en la localidad de Mejillones, en el norte de Chile.

El sector corresponde a zona sísmica III, con $A_0 = 0.4g$, ubicado sobre arena densa correspondiente a suelo tipo II según la norma chilena NCh2369, con una tensión admisible de 6.3 [kgf/cm²] y una densidad de 2.3 [ton/m³].

2.3.1. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN SILOS DE ACERO

Los materiales considerados para el diseño cumplen las siguientes características:

FUNDACIÓN:

Hormigón:	H30	$f'_c = 250\text{kgf/cm}^2$
Acero de refuerzo:	A63-42H	$f_y = 4200\text{kgf/cm}^2$

SUPERESTRUCTURA:

Acero para planchas:	A36	$f_y = 2.531\text{ kgf/cm}^2$ $f_u = 4.081\text{ kgf/cm}^2$
----------------------	-----	--

Aceros para perfiles laminados, soldados o apernados, columnas armadas y platabandas de refuerzo:

A36	$f_y = 2.531\text{ kgf/cm}^2$ $f_u = 4.081\text{ kgf/cm}^2$
-----	--

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

$E_s = 210.000\text{ MPa}$	Módulo Elasticidad acero.
$\gamma_s = 7.850\text{ ton/m}^3$	Densidad del acero.
$\nu = 0.3$	Módulo de Poisson.
$G_s = 81.000\text{ MPa}$	Módulo de corte acero.
$\alpha = 1.2 \times 10^{-5}\text{ C}^{-1}$	Coefficiente de dilatación.
$E_c = 23500\text{ MPa}$	Módulo elasticidad H30
froce = 0.5	Coefficiente de roce fundación - suelo.

2.3.2. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN SILOS DE HORMIGÓN

Los materiales considerados para el diseño cumplen las siguientes características:

FUNDACIÓN:

Hormigón:	H30	$f'_c = 250\text{kg/cm}^2$
Acero de refuerzo:	A63-42H	$f_y = 4200\text{kgf/cm}^2$

SUPERESTRUCTURA:

Hormigón:	H30	$f'_c = 250\text{kg/cm}^2$
Acero de refuerzo:	A63-42H	$f_y = 4200\text{kgf/cm}^2$

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

$E = 21.000 - 25.000$ MPa	Módulo Elasticidad hormigón.
$\gamma = 2.5$ ton/m ³	Densidad del hormigón armado.
$\nu = 0.25$	Módulo de Poisson.
$E_c = 23500$ MPa	Módulo elasticidad H30
$f_{roce} = 0.5$	Coefficiente de roce fundación - suelo
$\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$	Coefficiente de dilatación hormigón H30.

2.4. PRECIOS UNITARIOS

En esta sección se determinan los precios unitarios de cada partida. En particular, los precios se obtuvieron mediante cotizaciones y consultas a empresas del rubro, obteniendo un rango de valores amplio. Esta dispersión de los precios se debe principalmente a factores como: ubicación del proyecto, tipo de proyecto, estándares de calidad según mandante, estado del mercado, costos de transporte, costos de fabricación, entre otros.

A continuación se presenta el detalle de los precios unitarios utilizados para la valoración y comparación económica de las estructuras:

Tabla 4: Precios unitarios y valores de moneda

PRECIOS UNITARIOS	MIN	MAX	UNIDAD
Acero Estructural Perfiles A36 [kg]	\$ 5	\$ 7	USD
Acero Estructural Planchas A36 [kg]	\$ 5	\$ 7	USD
Acero de refuerzo A63-42H [kg]	\$ 3	\$ 5	USD
Hormigón H30 [m ³]	\$ 8	\$ 12	UF
Precio dólar americano	\$ 598		
Precio unidad de fomento	\$ 24,554		

Valores obtenidos al 30-11-2014. Precios incluyen:

ACERO: Fabricación, suministro, instalación, montaje, y protección (pintura)

HORMIGÓN: Fabricación, suministro, mano de obra, moldajes y protección.

El rango y dispersión de los precios se manejó mediante un análisis de sensibilidad, el que se encuentra desarrollado en el capítulo 7 de este trabajo.

Los precios unitarios no consideran pérdidas de material, como despunte de armaduras, pérdidas de hormigón en el vaciado, pérdidas de planchas de acero y perfiles, entre otros.

CAPITULO 3. CARGAS

3.1. GENERALIDADES

El objetivo de este capítulo es determinar los diferentes estados de carga y sus combinaciones. El capítulo involucra examinar cómo estas cargas actúan sobre los elementos estructurales del silo de cenizas y escoria y cuál es la combinación que controla en cada caso.

3.2. ESTADOS DE CARGA

3.2.1. CARGAS MUERTAS O PERMANENTES

Las cargas muertas deben incluir: el peso de todas las estructuras fijas, es decir, techos, cielos, pisos, muros, divisiones, plataformas, equipos, material acumulado permanentemente, grúas de carga, entre otros.

i) PESO PROPIO

Este estado de carga se divide en dos tipos:

a) Peso propio de la estructura:

El peso propio se calculó cuantificando los volúmenes de hormigón y acero de cada uno de los elementos que conforman la estructura. Esto se hizo automáticamente en el software. Por lo cual no es necesario un cálculo preciso, excepto para los fines de evaluar costos de materiales, abarcado en el capítulo 6.

b) Peso propio de los equipos permanentes:

Los equipos considerados y sus pesos son:

Tabla 5: Equipos considerados

Equipos		
Hormigón	Acero	Peso [kgf]
Medidor de nivel	-	75
Válvula de presión	-	275
Tubería de transporte	-	1100
Filtro 1	-	1800
Puerta de hombre	-	350
Ventilador 1	-	450
Filtro	-	2850
Ventilador 2	-	450
-	Vibrating Feeder	1530
-	Telescopic Unloader	1020
-	Silo Head Equipment	2500

3.2.2. CARGAS VIVAS O SOBRECARGAS

En términos generales, las cargas vivas deben incluir: cargas debidas al tráfico de vehículos o personas, cargas de operación o mantenimiento, presiones verticales y horizontales de líquidos, gases o materiales granulares que se renueven durante la operación.

La carga viva a considerar para las estructuras es: fuerzas debidas al relleno y sobrecarga de mantenimiento sobre parrillas en el caso de plataformas en estructura de acero.

i) FUERZAS DE RELLENO

Las fuerzas del relleno incluyen la acción sobre la estructura de las presiones verticales, horizontales, que se traducen en fuerzas friccionales y fuerzas normales, sobre el manto, muro, losas, conos, entre otros, de ambas estructuras.

Existen varias formas de representar la distribución de estas fuerzas, entre ellas están el **Método de Janssen** y el **Método de Reimbert**. En ambos métodos los parámetros para evaluar estas fuerzas son:

- Geometría del silo.
- Características del material almacenado (densidad y ángulo de fricción interna).
- Coeficiente de fricción material-pared.

Para el diseño de las estructuras, las fuerzas de relleno se determinaron mediante el método de Janssen, como indica el código ACI 313.

Como se debe aplicar el método para 4 casos de interacción, se presenta una tabla resumen y los cálculos pertinentes a las cargas de relleno bajo método de Janssen se detallan en Anexo A.

Tabla 6: Distribución de presiones

Presiones provocadas por el material [kgf/cm²]					
Zona de Influencia	Tipo de presión	Silos de Hormigón		Silos de Acero	
		Escoria	Ceniza Volante	Escoria	Ceniza Volante
Tramo Superior H1	Lateral (p)	0.376	0.187	0.28	0.224
	Vertical (q)	1	0.858	0.746	1.031
	Friccional (v)	0.186	0.141	0.146	0.137
	Plano inclinado (qn)	0.471	0.289	0.363	0.368
Tramo Inferior H2	Lateral (p)	0.486	0.26	0.656	0.314
	Vertical (q)	1.293	1.197	1.748	1.445
	Friccional (v)	0.221	0.173	0.236	0.17
	Plano inclinado (qn)	0.609	0.403	0.851	0.516

Para efectos de modelación sísmica, se asignó un peso distribuido sobre el manto del silo, correspondiente al 100% del peso del material almacenado. Las presiones de Janssen se utilizaron para determinar el espesor de los mantos mediante memoria de cálculo anexa.

La forma en que se asignó el peso de las cenizas al manto de la estructura fue la siguiente:

- Determinación del peso total de ceniza de acuerdo a capacidad y densidad, W.
- Determinación del área total del manto en contacto con la ceniza, S.
- Asignación de pesos distribuidos en área W/S [kg/cm²], a la superficie considerada.

El resultado de este proceso se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 7: Peso y masa de la ceniza

ESTRUCTURA	Superficie [m ²]	Capacidad [m ³]	Densidad [ton/m ³]	Peso Ceniza [ton]	W/area
Acero - Escoria	487.3	1464	1.12	1639.7	3.4
Acero - Ceniza	1211.1	4242	0.7	2969.4	2.5
Hormigón - Escoria	821.0	1464	1.12	1639.7	2.0
Hormigón - Ceniza	1611.3	4242	0.7	2969.4	1.8

Estos valores fueron agregados a los modelos como *area loads – uniform load – gravity direction* en [kgf/cm²].

ii) SOBRECARGA DE MANTENCIÓN Y OPERACIÓN

Para la sobrecarga de mantención aplicada, se determinó una carga distribuida por unidad de área, aplicada a losas de hormigón y plataformas o parrillas que componen los pisos de la estructura soportante. La sobrecarga aplicada se define como:

$$SC = 5 \text{ kPa}$$

Valor recomendado por norma DIN 1055 parte 3 para edificios industriales, conservador con respecto a norma NCh1537 que define 4kPa para fábricas de maquinaria liviana 6 [kPa] para fábricas de maquinaria pesada.

3.2.3. CARGAS TÉRMICAS

La temperatura es un factor importante en el cálculo de estas estructuras, ya que el material depositado sale directamente del proceso de combustión del carbón. La alta temperatura del material es reducida en las correas de transporte mediante procesos de enfriamiento pero aún se deben considerar gradientes de temperatura importantes al interior del silo.

Para este trabajo se consideraron las siguientes temperaturas:

T° de Escoria en el interior del silo: = 150° C (máxima)

T° de Ceniza Volante en el interior del silo: = 180° C (máxima)

T° exterior: = 10° C (mínima)

Para el silo de hormigón, la carga térmica se define mediante ACI 313 4.5.4 (thermal stress), mediante:

$$\Delta T = (T_{i,des} - T_o) * Kt$$

$$\Delta T = ((T - 44.5^{\circ}\text{C}) - T_o) * Kt$$

Donde:

- $T_{i,des}$: Temperatura de diseño de material almacenado
- $T_{i,des}$: $T - 44.5$ °C
- T : Temperatura del material almacenado
- T_o : Temperatura más desfavorable en el exterior
- K_t : Resistencia térmica del muro

$$K_t = \frac{0.08h}{4.09 + 0.08h}$$

Con h: espesor de la pared sometida a gradiente, en pulgadas.

Gradiente para el manto:

$$\Delta T = (150 - 44 - 5 - 10) * 0.22 = 21^\circ\text{C}$$

Gradiente para losa intermedia:

$$\Delta T = (150 - 44 - 5 - 10) * 0.44 = 42^\circ\text{C}$$

Gradiente para losa superior; en esta losa el contacto con las cenizas no es directo, por lo que se consideró lo siguiente:

$$\Delta T = (100 - 44 - 5 - 10) * 0.14 = 7^\circ\text{C}$$

El código ACI 313, presenta la siguiente formulación de los esfuerzos por temperatura:

$$M_t = E_c h^2 \alpha_c \Delta T / 12(1 - \nu)$$

Esto significa un aumento en la flexión para el manto de hormigón de espesor $e=0.35$ [m] de 8.2 [ton*m/m] y para el techo $e=0.20$ [cm] de 2.6 [ton*m/m]. La aplicación de estas cargas se encuentra en los resultados finales de los silos de hormigón armado, debidamente mayoradas bajo el método de cargas últimas.

El cono y el túnel se consideraron no afectados por un gradiente de temperaturas importante por encontrarse al interior del silo.

Para el silo de acero, se consideró un gradiente térmico lineal donde en la parte superior es de 170°C (alimentación de cenizas) y en la parte inferior, 100°C (extracción aireada).

El código API 650, para el método ASD, en su anexo M.3 considera una disminución de resistencia del acero, castigando su límite de fluencia en:

$$Fy' = \frac{2}{3} * \phi * Fy$$

Donde ϕ se encuentra tabulado en función de la temperatura en la tabla M-1. La reducción y la aplicación de esta consideración se encuentran en memoria de cálculo Anexo B de este trabajo.

Como la temperatura es una carga que afecta únicamente el manto, mediante momentos flectores, no se trabajó con ella en los modelos y se aplicó directamente a las memorias de cálculo en el caso del acero (ASD) y a las tablas de resistencias últimas en el caso del hormigón (LRFD) para la determinación de espesores.

3.2.4. CARGAS SÍSMICAS

Las cargas sísmicas se determinaron mediante el método de análisis modal espectral, como lo sugiere la norma NCh2369 para estructuras que superan los 20 [m] de altura.

Las estructuras se consideraron de importancia esencial para el funcionamiento de la planta generadora, y se identificaron como Categoría C1 "*Obras críticas y esenciales, cuyas falla puede causar detenciones prolongadas y pérdidas serias de producción*" según indica norma NCh2369. Con esto, el factor de importancia de los silos será de:

$$I = 1,20$$

Además, se consideró la ubicación de estos almacenes en la localidad de Mejillones, Antofagasta. Correspondiendo zona sísmica 3 como lo define el código NCh2369.

$$A_0 = 0.4g$$

El suelo corresponde a Tipo II, con lo cual se obtienen los siguientes parámetros:

$$\text{Periodo Natural } T'[s] = 0.35$$

$$n = 1.33$$

Para los silos de acero estructural, al ser estructuras apoyadas sobre columnas con arriostramiento entre columnas, como indica el punto 7.2 de la tabla 5.6 de la norma chilena NCh2369, el factor de Reducción R se consideró como:

$$R_{\text{acero}} = 4$$

El amortiguamiento de estas estructuras diseñadas en acero estructural, se determina mediante la tabla 5.5 “Razones de amortiguamiento” de la norma NCh2369, que indica para marcos de acero apernados con arriostramiento:

$$\beta_{\text{acero}} = 3\%$$

Para los silos de hormigón armado, al ser silos con mantos continuos hasta el suelo, como indica el punto 7.1 de la tabla 5.6 de la norma chilena NCh2369, el factor de Reducción R se consideró como:

$$R_{\text{hormigon}} = 3$$

El amortiguamiento de estas estructuras diseñadas en hormigón estructural, se determina mediante la tabla 5.5 “Razones de amortiguamiento” de la norma NCh2369, que indica para estructuras no típicas un valor máximo de:

$$\beta_{\text{hormigon}} = 2\%$$

Con estos parámetros, mediante tabla 5.7 de la norma NCh2369 se obtuvieron los siguientes valores de C_{max} .

Tabla 8: Valores del coeficiente sísmico para ambos casos de material.

Valores máximos del coeficiente sísmico, C_{max} .	
Silos de Acero Estructural	Silos de hormigón armado
0.27	0.40

Los espectros obtenidos bajo estos parámetros se muestran a continuación:

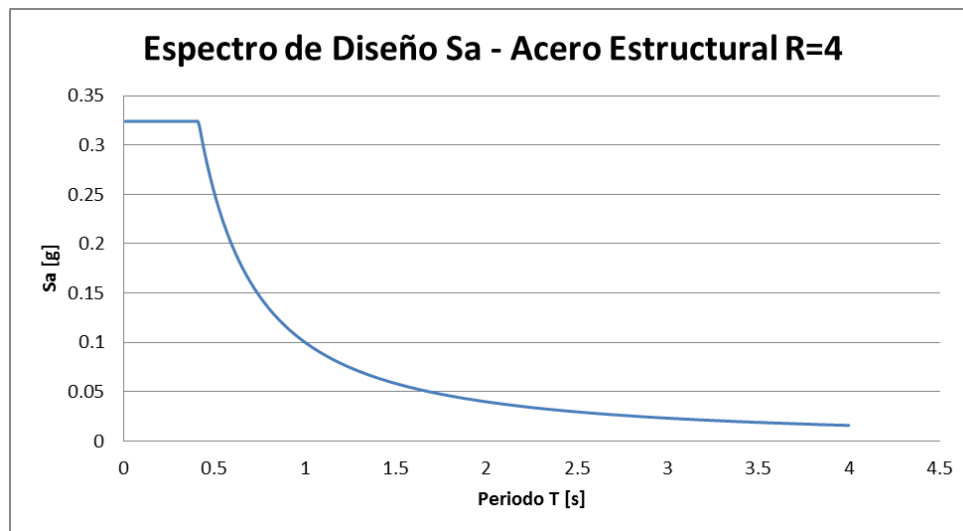


Ilustración 7: Espectro Diseño en Acero

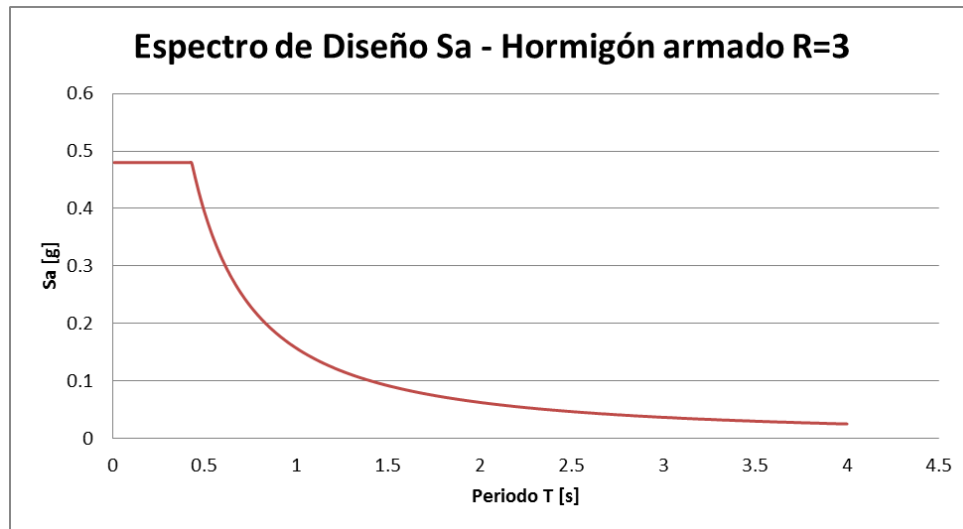


Ilustración 8: Espectro Diseño en Hormigón

En este estudio no se consideró sismo vertical en las estructuras, por no satisfacer las condiciones descritas en párrafo 5.1.1 de la norma NCh2369. La determinación de pesos sísmicos de las estructuras, y su distribución en la altura para el método estático en la determinación de corte basal y momento volcante, se encuentra en memorias de cálculo anexas.

3.2.5. CARGAS DE VIENTO

Para evaluar los efectos del viento sobre las estructuras estudiadas, se aplicó la Norma Chilena Nch432 Of.71.

Las presiones básicas para el diseño se determinaron mediante las alturas máximas de cada estructura, y se aplicaron a toda la estructura de acuerdo a tabla n°1 de la norma mencionada.

Tabla 9: Presión básica del viento

Construcciones situadas en la ciudad o lugares de rugosidad comparable, a juicio de la Autoridad Revisora.		Construcciones situadas en campo abierto, ante el mar, o en sitios asimilables a estas condiciones, a juicio de la Autoridad Revisora.	
Altura sobre el suelo, m.	Presión básica, q, en kg/m ² (*)	Altura sobre el suelo, m.	Presión básica, q, en kg/m ² (*)
Q	55	0	70
15	75	4	70
20	85	7	95
30	95	10	106
40	103	15	118
50	108	20	126
75	121	30	137
100	131	40	145
150	149	50	151
200	162	75	163
300	186	100	170
		150	182
		200	191
		300	209

A continuación se presentan los valores calculados:

Tabla 10: Fuerzas sobre la estructura a causa del viento.

Determinación de cargas de viento [kgf/m ²]				
Parámetros de diseño	Silo de Hormigón		Silo de Acero	
	Escoria	Ceniza Volante	Escoria	Ceniza Volante
Altura Silo [m]	27.2	33.2	30	40.13
Diámetro Silo [m]	11.7	16.7	14.1	16.13
Presión básica [kgf/m ²]	133.92	139.56	137	145
Parámetro $d * \sqrt{q}$	13539.7	19728.6	16503.6	19423.1
Factor de forma	0.5	0.5	0.5	0.5
Presión de viento [kgf/m ²]	66.96	69.78	68.50	72.50
Área resistente máxima [m ²]	318.24	554.44	423.00	647.30
Fuerza de Viento [tonf]	21.31	38.69	28.98	46.93

Dadas las características geométricas de la estructura y su distribución de pesos, las cargas eventuales originadas por la acción del viento son mucho menores a las originadas por la acción del sismo. Por lo tanto, no se realizó el análisis de este estado de carga.

3.3. COMBINACIONES

Las combinaciones de carga se harán de acuerdo a lo estipulado en códigos ACI 313, ACI 318 y NCh2369.

Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia al menos igual a la requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en la norma ACI 318 y ACI 313, esto es:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$
$$\Phi \text{ Resistencia Nominal} \geq U$$

La resistencia requerida U se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga. La resistencia de diseño de un elemento se calcula multiplicando la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia Φ menor que la unidad.

Resistencias Requeridas

Combinación 1: Combinación normal. Carga muerta más carga viva, más carga de operación, más temperatura.

$$C1 = 1,4D + 1,4T + 1,7L \quad \text{ACI 313.}$$

Combinación 2, 3, 4 Y 5: Combinación eventual. Carga muerta más carga viva, más cargas de operación, más temperatura, más viento o sismo.

$$C2 = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L) + 1.4E \quad \text{ACI 318 ANEXO C}$$

$$C3 = 1,2D + 1,0L \pm 1,1E \quad \text{NCH2369 ACERO}$$

$$C4 = 0.9D + 1.1E \quad \text{NCH2369 ACERO}$$

$$C5 = 1,2D + 1,0L \pm 1,4E \quad \text{NCH2369 HORMIGON}$$

$$C7 = 0.9D + 1.4E \quad \text{NCH2369 HORMIGÓN}$$

CAPITULO 4. GEOMETRÍA Y MODELACIÓN.

4.1. GENERALIDADES

En este capítulo se aborda el diseño de la geometría de los silos, así como también se presentan los modelos utilizados para análisis y determinación de esfuerzos en los distintos elementos. Las unidades de medida para los bosquejos que se presentan están en [cm].

4.2. GEOMETRÍA UTILIZADA.

4.2.1. GEOMETRÍA SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL

Las geometrías utilizadas para los silos de acero estructural fueron distintas con el fin de comparar eficiencia en el volumen de almacenamiento. Para el silo de Escoria se utilizó una geometría más bien cónica, con una porción cilíndrica que cumple la función de sujeción a la estructura metálica mediante un anillo de refuerzo. Para el silo de Ceniza Volante, se utilizó una geometría principalmente cilíndrica con un cono inferior utilizado principalmente para la descarga. La sujeción de los silos a la estructura metálica se realiza en la parte cilíndrica por sobre el centro de gravedad del material, con el fin estructural de que el manto de acero trabaje principalmente a tracción.

Las dimensiones se determinaron basándose en los requerimientos de una central termoeléctrica de 350 [MW] como se describe en la siguiente tabla:

Tabla 11: Dimensiones Silos de acero

Silo Acero Escoria		Silo Acero Ceniza Volante	
Volumen Requerido [m ³]	1463.6	Volumen Requerido [m ³]	4242.4
Potencia Termoeléctrica [MW]	350	Potencia Termoeléctrica [MW]	350
Dimensiones [m]:		Dimensiones [m]:	
Diámetro max	14.1	Diámetro max	16.13
H Sup	4.79	H Sup	3.83
H Inf	11.57	H Inf	10.42
H torta	2.7	H torta	14.4
Diámetro superior	1.810	Diametro sup	7.908
Diámetro inferior	3.287	Diametro inf	6.412
Volumen [m3]		Volumen [m3]	
Cono Superior	285.5	Cono Superior	512.1
Cono Inferior	783.6	Cono Inferior	1177.6
Torta interior	418.5	Torta interior	2934.0
Cacho superior	-0.6	Cacho superior	-60.4
Cacho inferior	-10.0	Cacho inferior	-74.0
Total:	1477.0	Total:	4489.3
Error:	1%	Error:	6%

De acuerdo a estos requerimientos, se consideraron las siguientes estructuras:

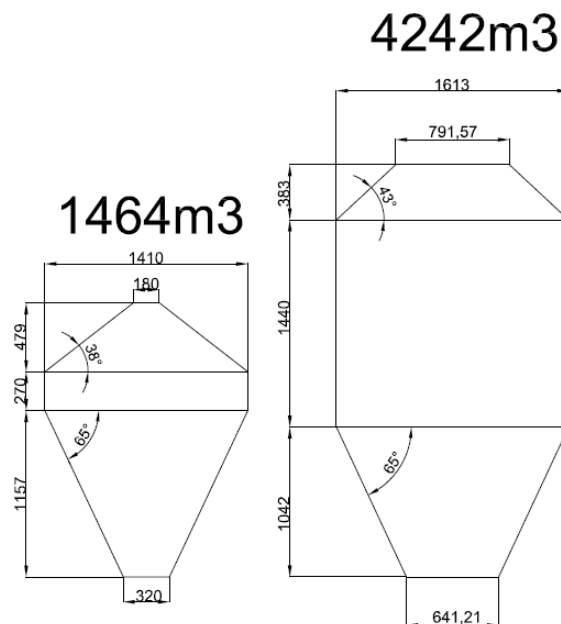


Ilustración 9: Dimensiones Silos Acero

GEOMETRÍA SILO ACERO – ESCORIA

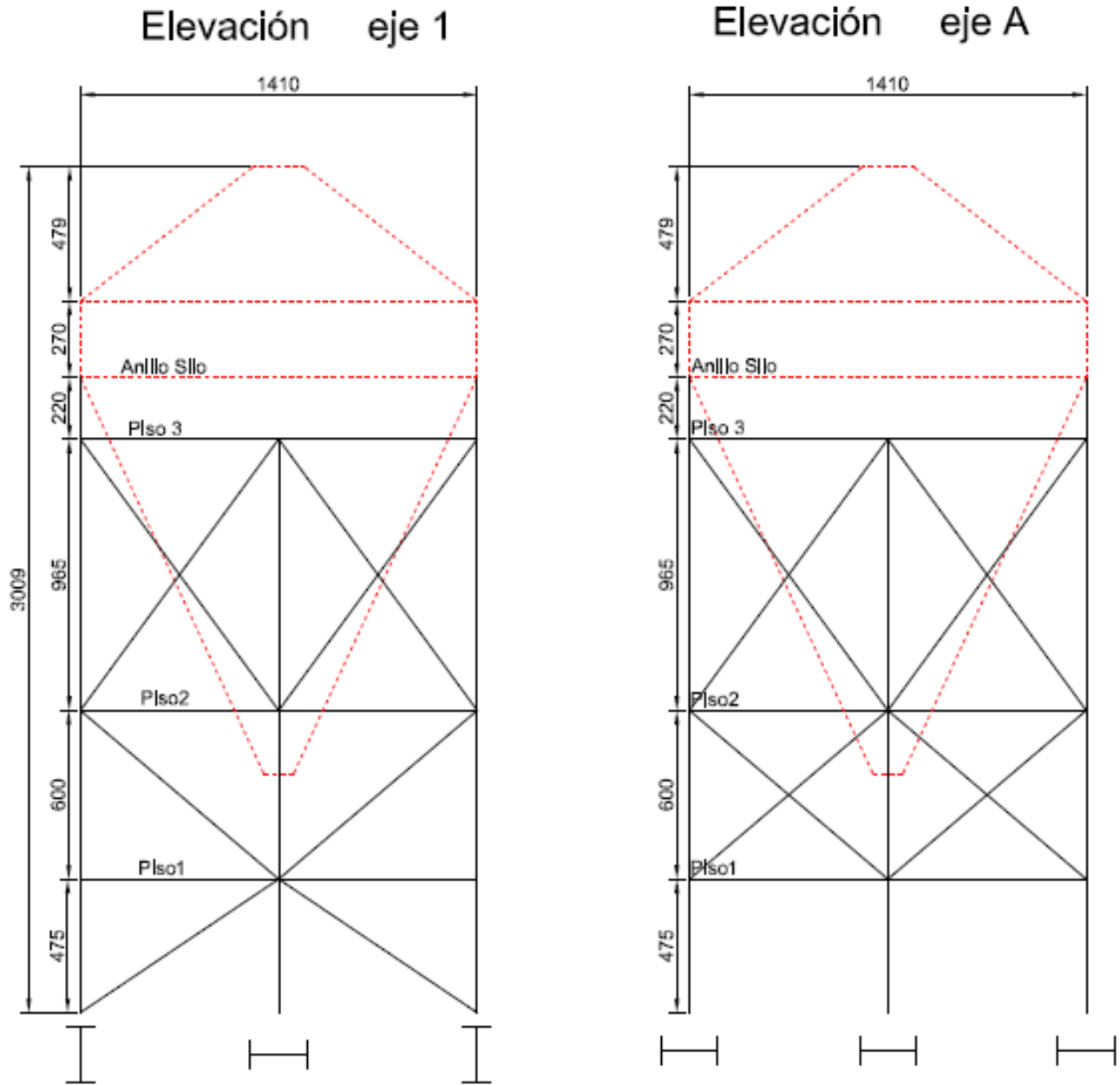


Ilustración 10: Elevaciones Silo Acero Escoria y orientación perfiles

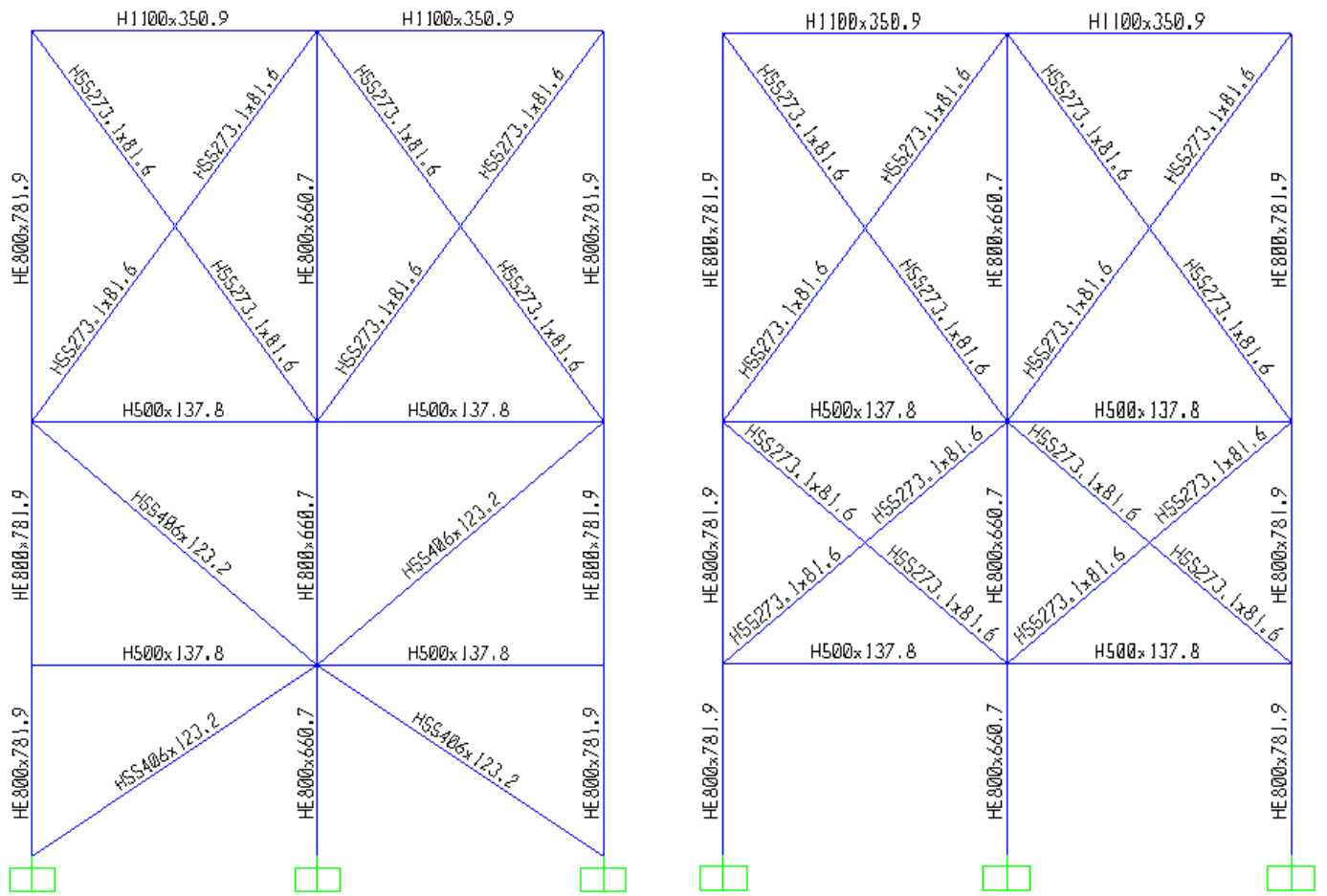


Ilustración 11: Asignación de perfiles en elevación 1 y A respectivamente.

Planta piso 1

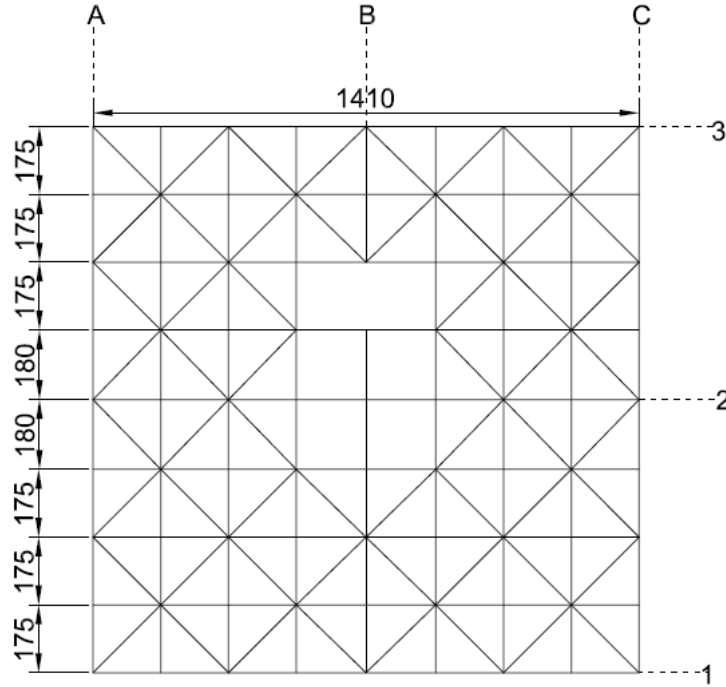
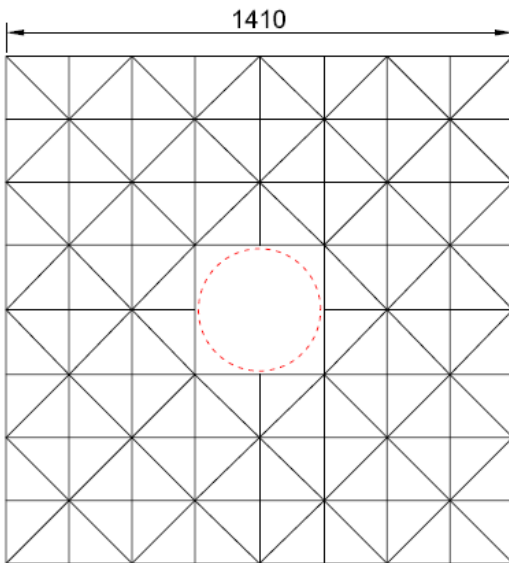


Ilustración 12: Plantas Piso 1 y 2 (parrillas metálicas)

Planta piso 2



Planta piso 3

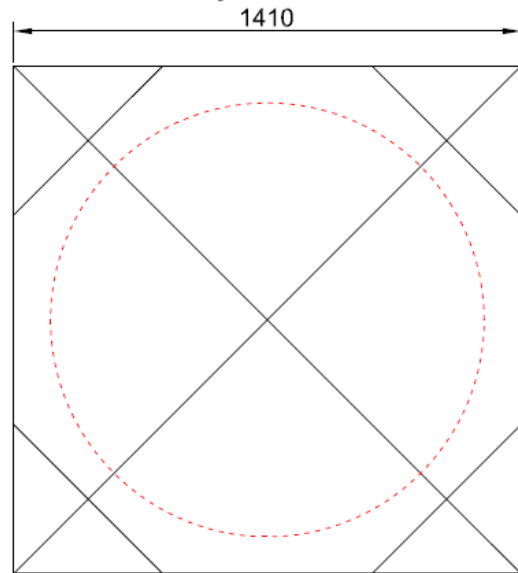


Ilustración 13: Planta piso 3 (anillo de soporte)

GEOMETRÍA SILO ACERO – CENIZA VOLANTE

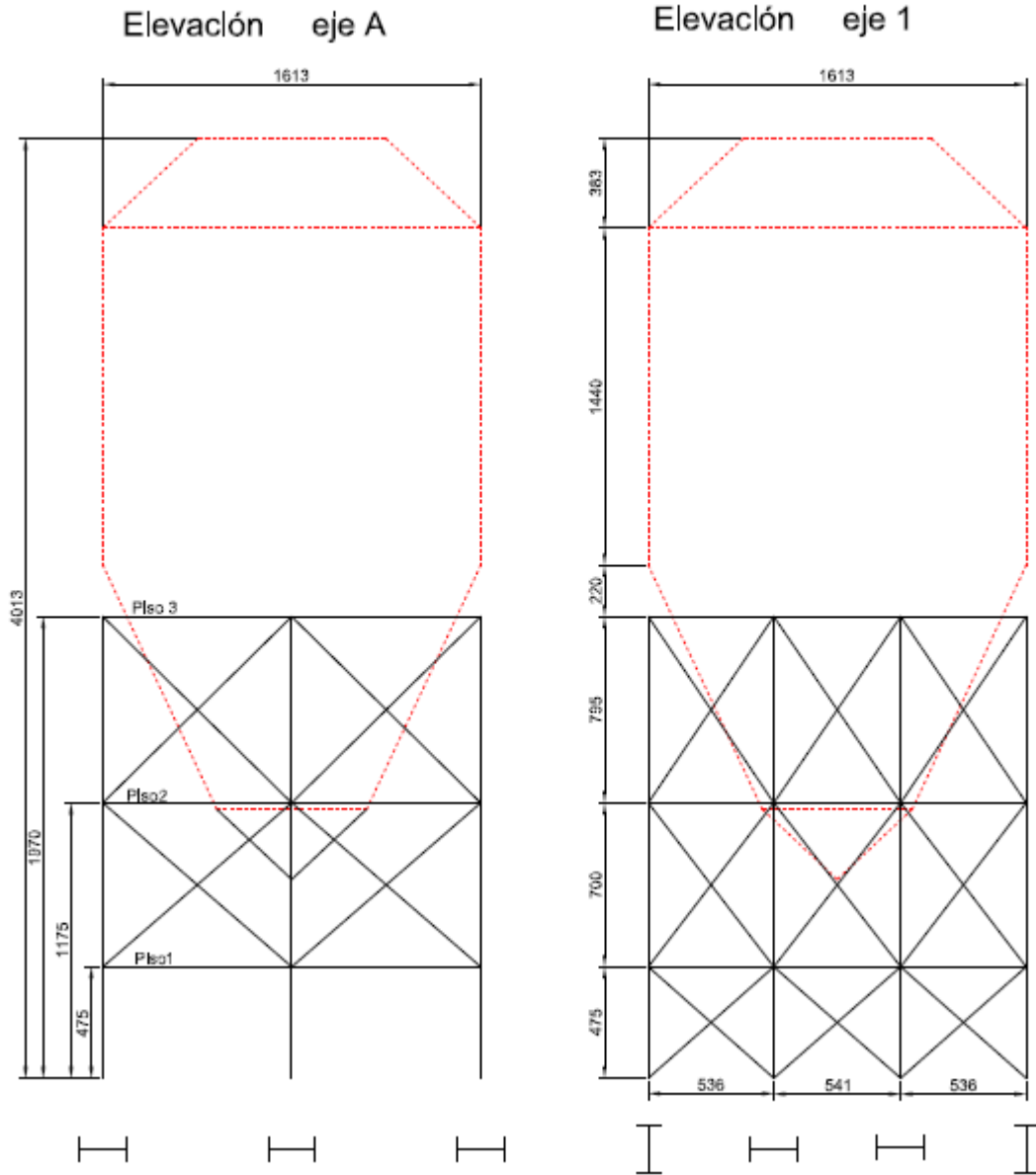


Ilustración 14: Elevaciones y orientación

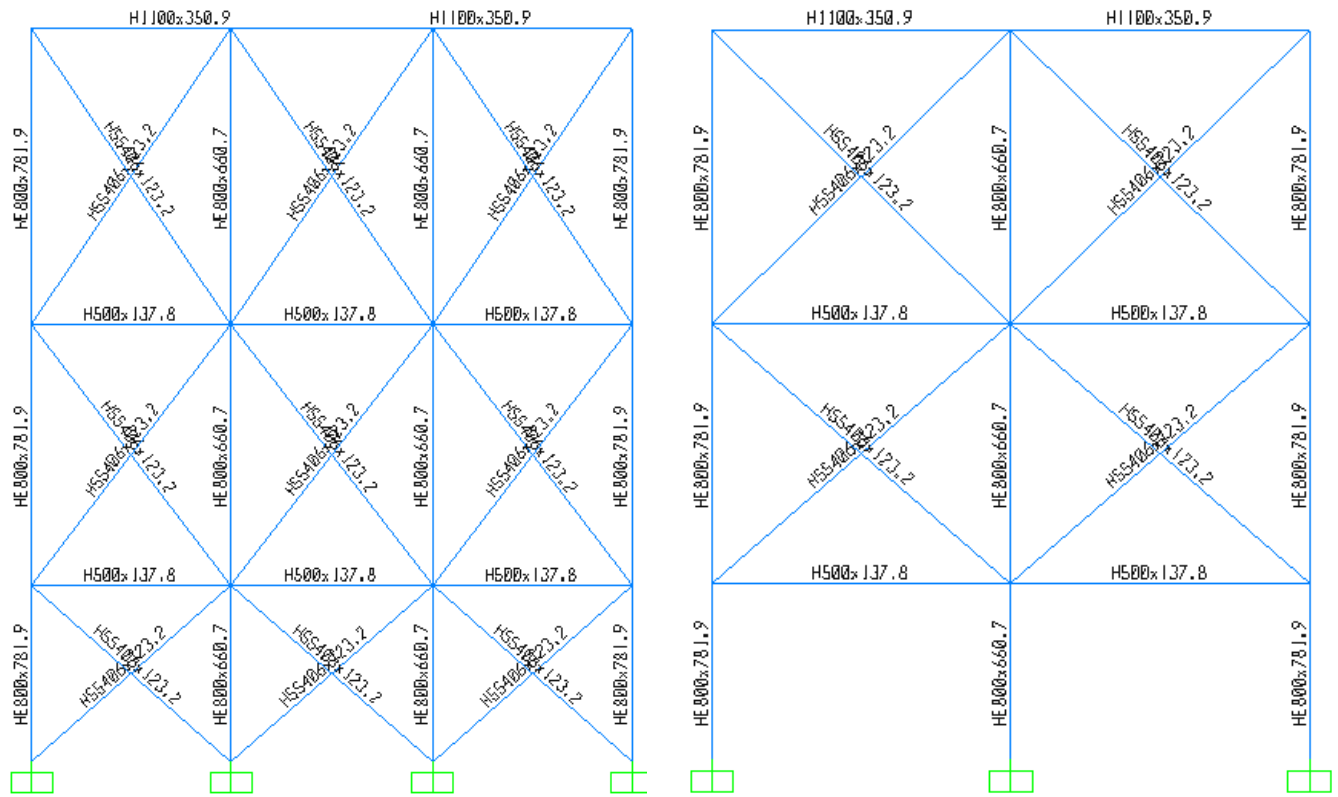


Ilustración 15: Asignación de perfiles elevaciones 1 y A respectivamente.

Planta Piso 1

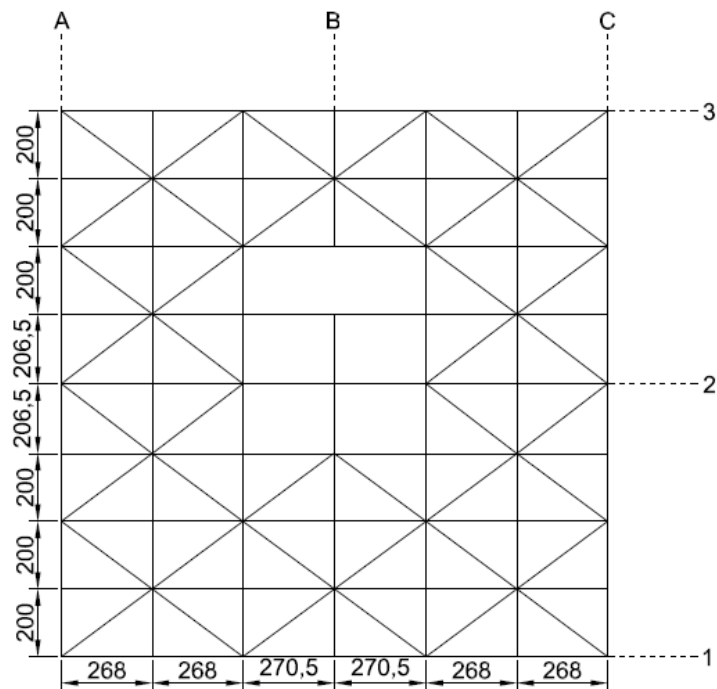


Ilustración 16: Planta piso 1

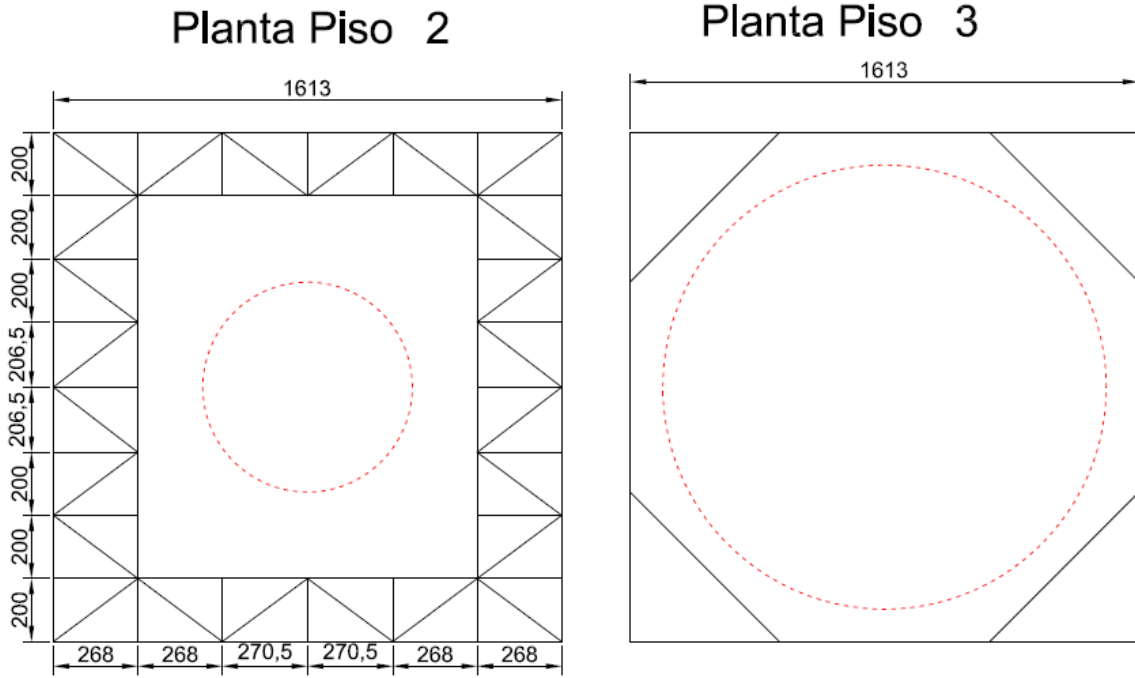


Ilustración 17: Planta Piso 2 y 3

4.2.2. GEOMETRÍA SILOS DE HORMIGÓN ARMADO

La geometría utilizada para los silos de hormigón armado se determinó en base a observación de silos de hormigón armado extranjeros, y se inspiró especialmente en la geometría utilizada en la referencia 1.

De manera análoga a los silos de acero, las dimensiones se determinaron basándose en los requerimientos de una central termoeléctrica de 350 [MW] como se describe en la siguiente tabla:

Tabla 12: Dimensiones Silos de hormigón.

Escoria		Ceniza Volante	
Volumen Silo [m3]	1463.6	Volumen Silo [m3]	4242.4
Potencia Termoeléctrica [MW]	350	Potencia Termoeléctrica [MW]	350
Dimensiones [m]:		Dimensiones [m]:	
Altura cilindro	17.5	Altura cilindro	23.5
Diámetro externo	11.7	Diámetro externo	16.7
Diámetro interno	11	Diámetro interno	16
Altura cono	5.55	Altura cono	8.4
Diámetro superior cono	1	Radio superior cono	1
Diámetro inferior cono	5.8	Radio inferior cono	8.26
Ancho superior muro	5	Ancho superior muro	7.5
Ancho inferior muro	2.6	Ancho inferior muro	3.87
Profundidad mayor túnel	1.96	Ancho mayor túnel	1.96
Profundidad menor túnel	0.2	Ancho menor túnel	0.2
Altura túnel	5.55	Altura túnel	8.4
Volumen [m3]		Volumen [m3]	
Volumen cilindro	1549.0	Volumen cilindro	4483.7
Volumen cono	58.8	Volumen cono	170.4
Volumen túnel	22.8	Volumen túnel	51.6
Total	1467.5	Total	4262
Error:	0%	Error:	0%

La geometría de estos silos, según tabla anterior, se consideró como sigue:

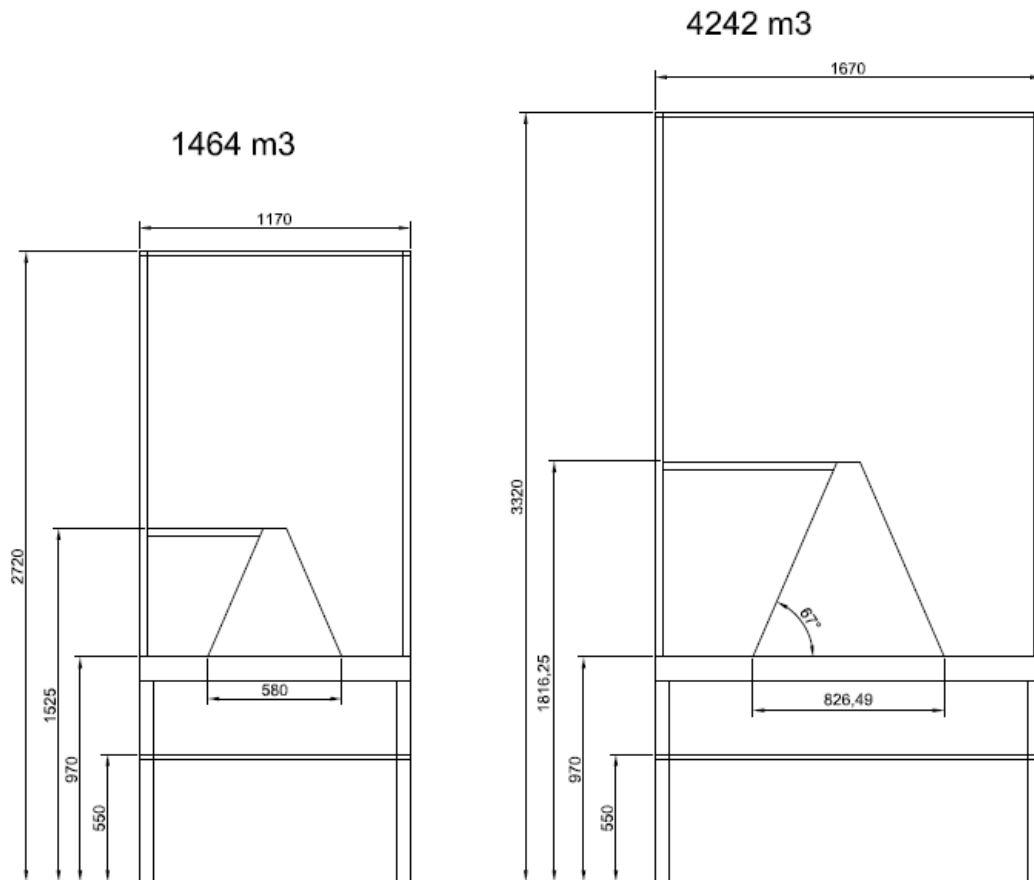


Ilustración 18: Dimensiones Silos Hormigón

Los espesores de los elementos de hormigón se presentan en memorias de cálculo anexas y en tablas de resultados del capítulo 5.

4.3. MODELACIÓN LAS ESTRUCTURAS

El análisis de las estructuras se realizó mediante métodos numéricos utilizando el software “SAP2000”. La modelación de las estructuras (acero y hormigón) se realizó por elementos finitos y el análisis tridimensional del modelo.

Como ya es sabido, este método numérico de resolución consta de las siguientes fases:

- a) Discretización de la estructura.
- b) Definición de las propiedades de los elementos.
- c) Generación de matrices de rigidez de manera interna.

- d) Aplicación de cargas.
- e) Definición de condiciones de borde.
- f) Resolución del sistema.
- g) Determinación de esfuerzos y zonas problemáticas.

Para estos fines, se utilizó el elemento SHELL ofrecido por el programa SAP2000. Estos elementos tienen 5 grados de libertad, tres traslaciones y dos giros. La información que entregan estos elementos es suficiente para los requerimientos del trabajo y del diseño.

Para la estructura metálica, se utilizó el elemento FRAME. Los perfiles ingresados corresponden a los determinados por cálculo y su diseño se encuentra en las memorias de cálculo anexas.

4.3.1. MODELACIÓN SILO DE ACERO ESTRUCTURAL

A continuación se presentan capturas de pantalla de lo que fueron los modelos utilizados para el análisis.

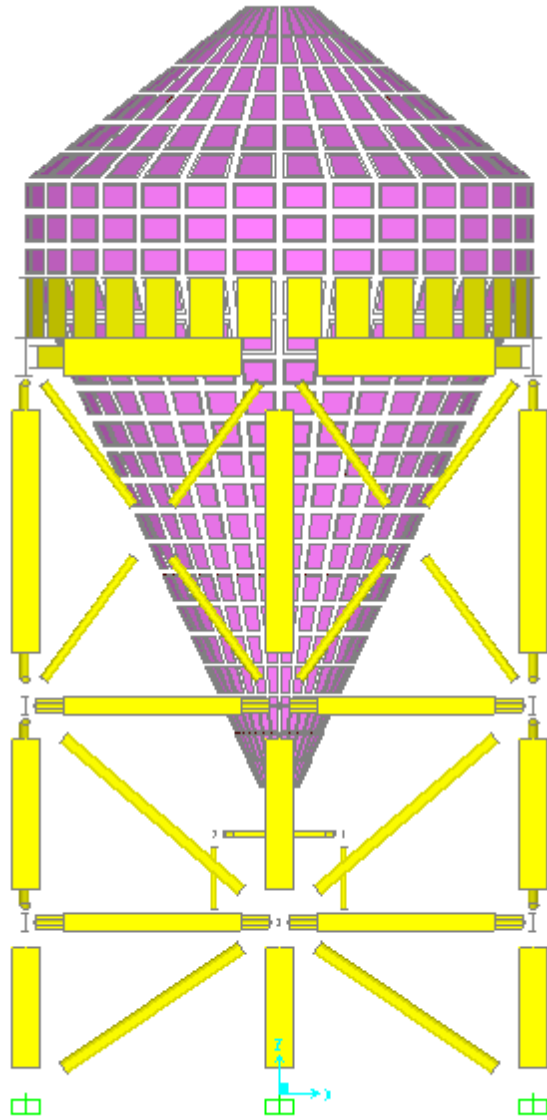


Ilustración 19: Elevación eje 1 Acero - Escoria

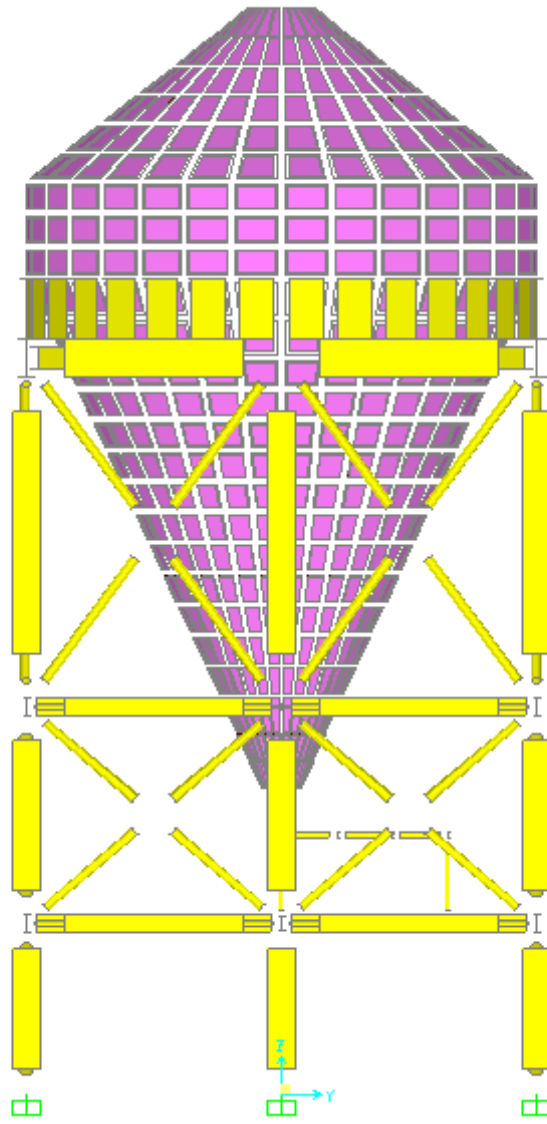


Ilustración 20: Elevación eje A Acero - Escoria

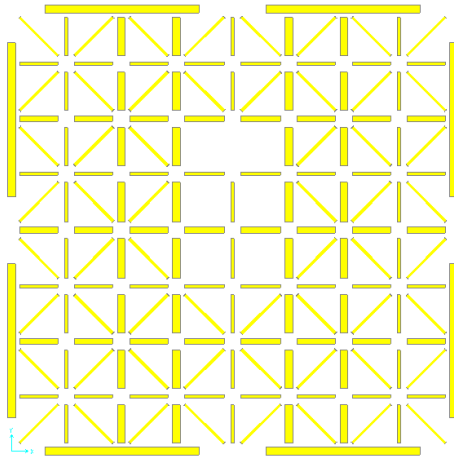


Ilustración 21: Parrilla metálica Piso 1 Acero - Escoria

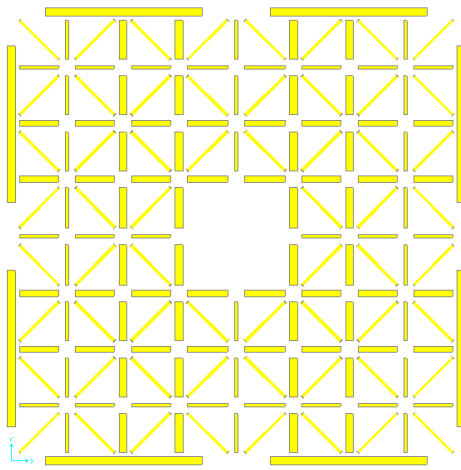


Ilustración 22: Parrilla piso 2 Acero - Escoria

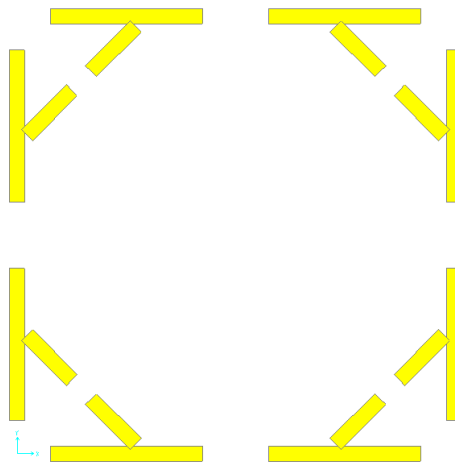


Ilustración 23: Piso 3 Acero - Escoria

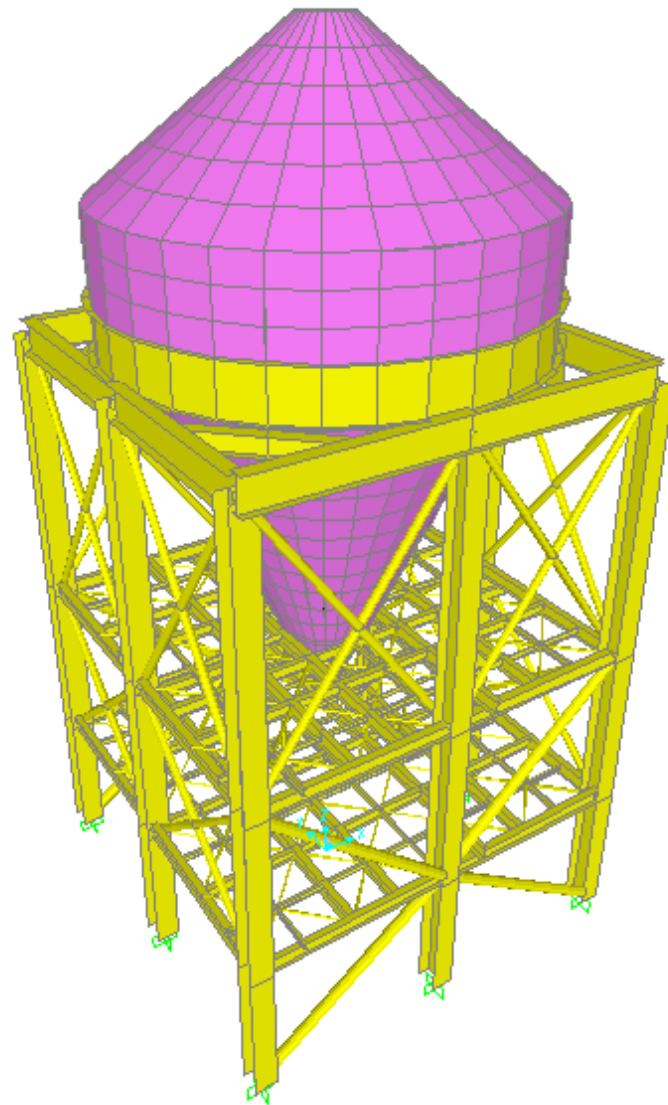


Ilustración 24: Vista en perspectiva Acero - Escoria

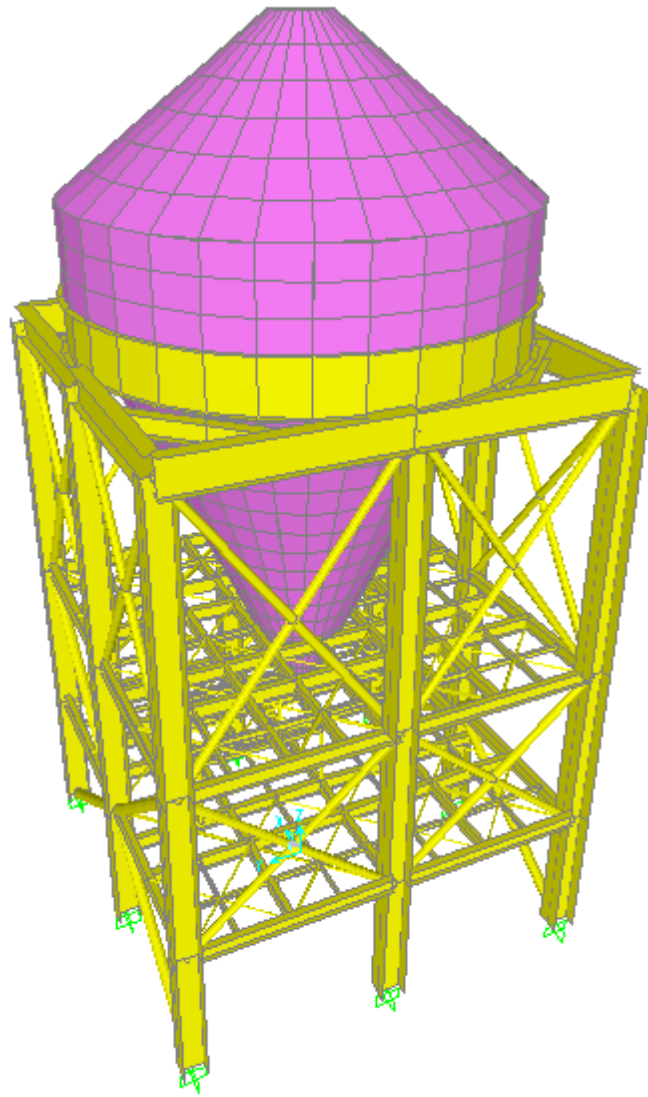


Ilustración 25: Vista en perspectiva Acero - Escoria

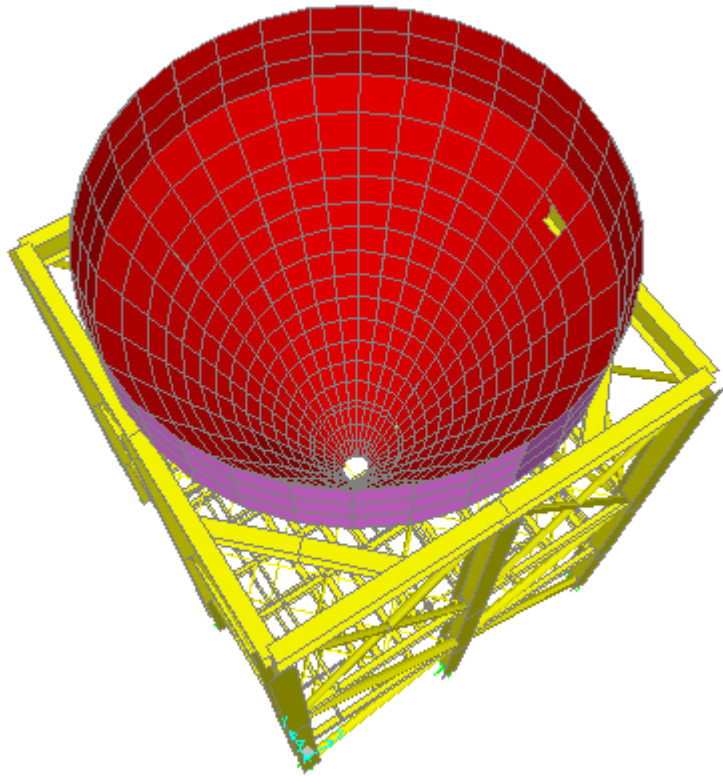


Ilustración 26: Vista perspectiva Acero - Escoria

MODELO CENIZA VOLANTE ACERO

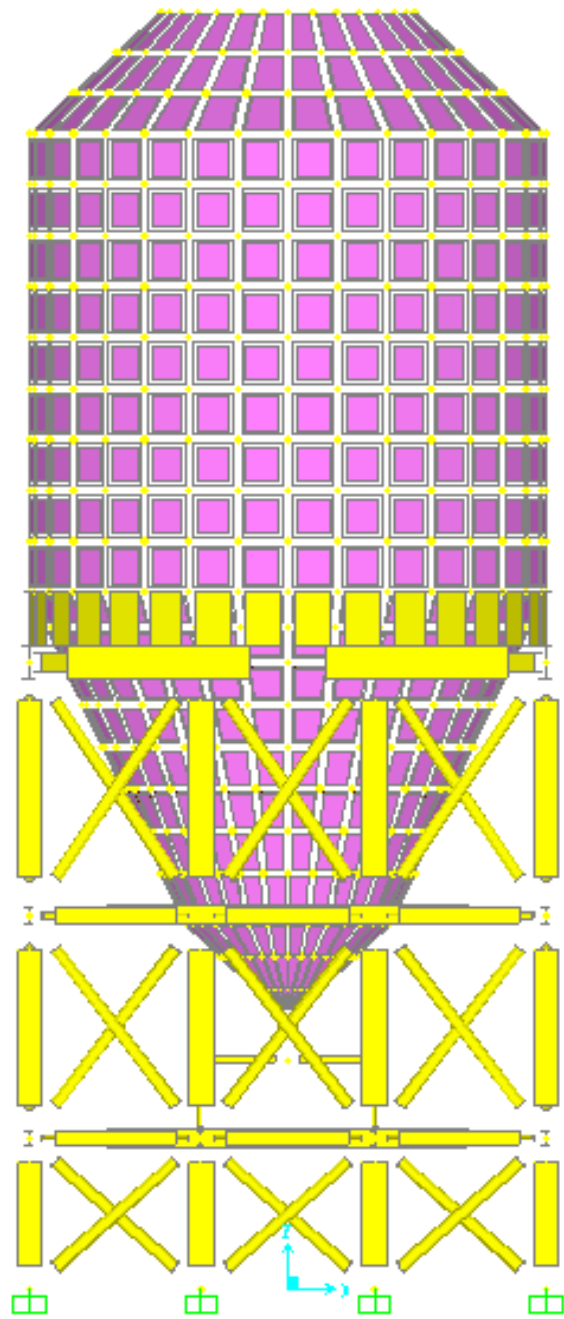


Ilustración 27: Elevación eje 1 Acero - Ceniza

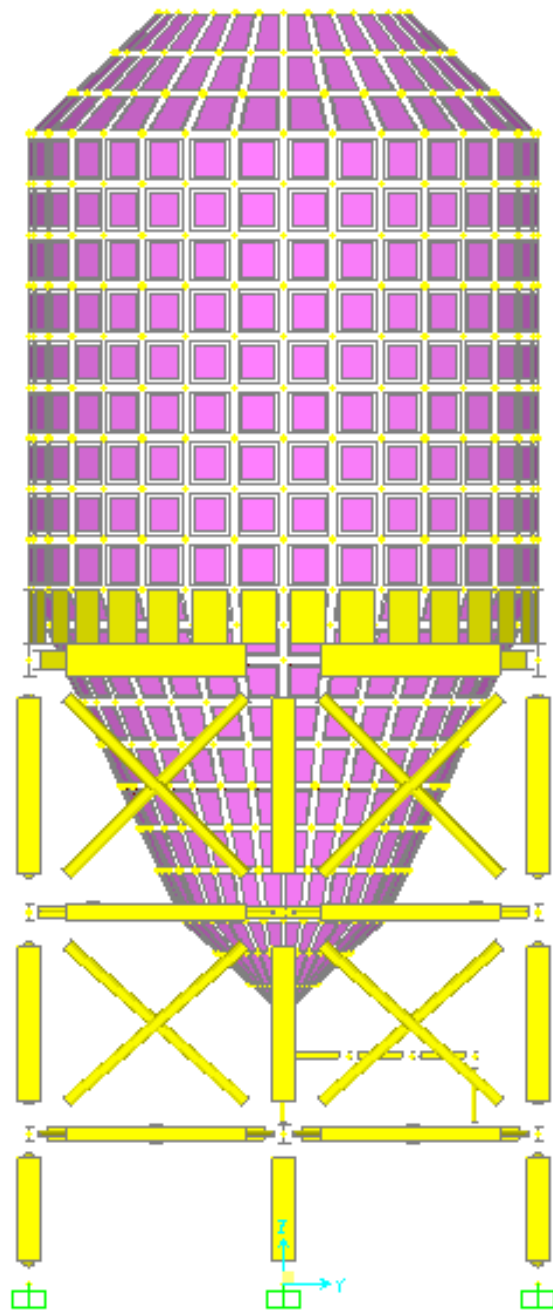


Ilustración 28: Elevación eje A Acero - Ceniza

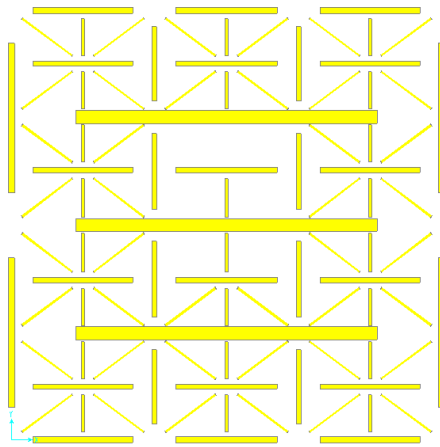


Ilustración 29: Parrilla piso 1 Acero - Ceniza

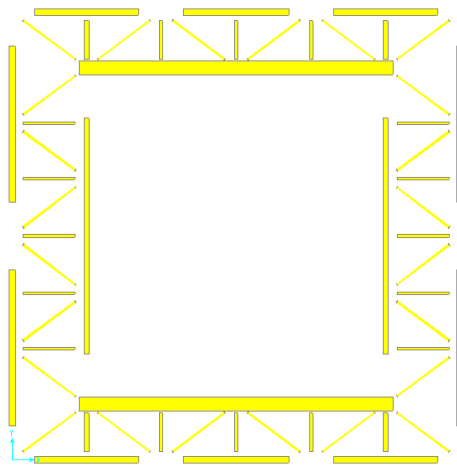


Ilustración 30: Parrilla piso 2 Acero - Ceniza

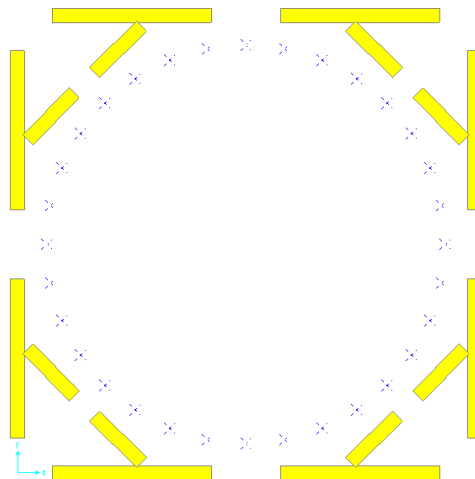


Ilustración 31: Piso 3 Acero - Ceniza

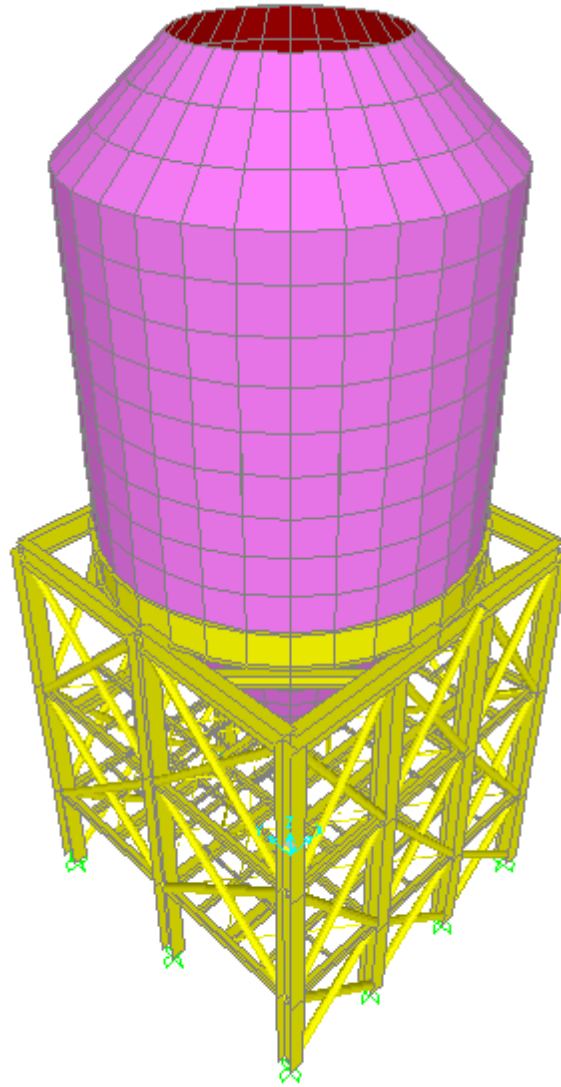


Ilustración 32: Vista en perspectiva Acero - Ceniza

4.3.2. MODELACIÓN SILOS DE HORMIGÓN

A continuación se presentan capturas de pantalla de lo que fue la modelación de los silos de hormigón y su discretización. Como son estructuras semejantes, únicamente se mostrará Silo de Escoria.

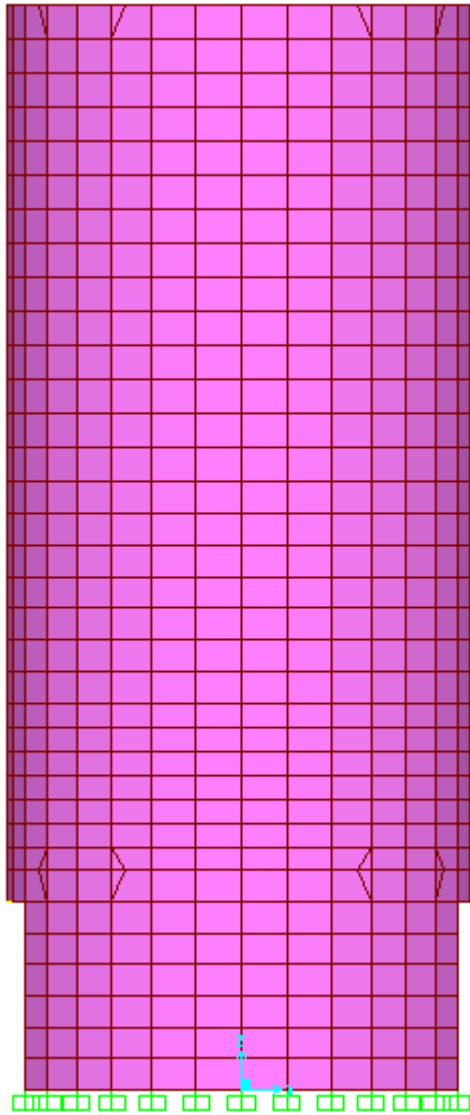


Ilustración 33: Elevación XZ

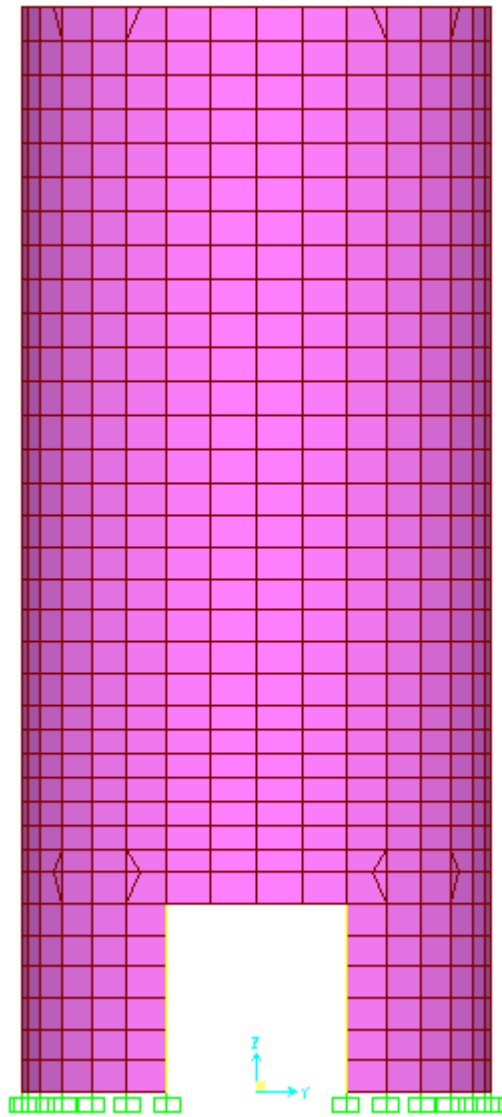


Ilustración 34: Elevación YZ

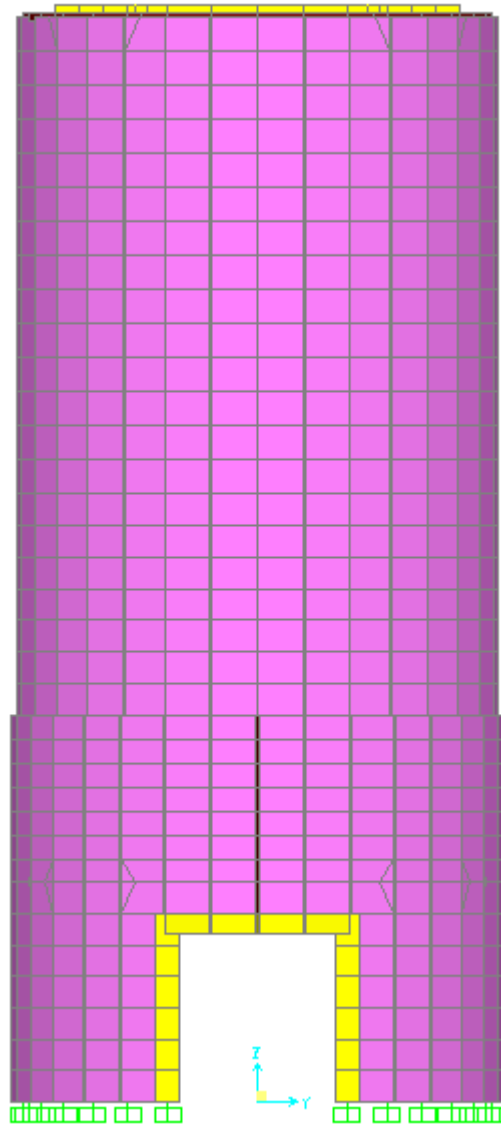


Ilustración 35: Elevación YZ extruida

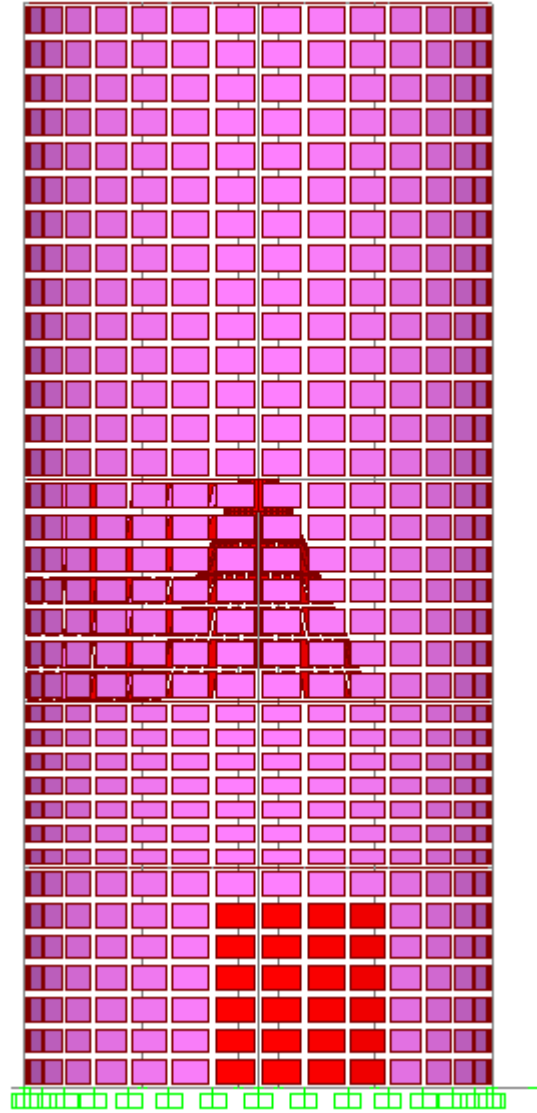


Ilustración 36: Elevación con vista interior

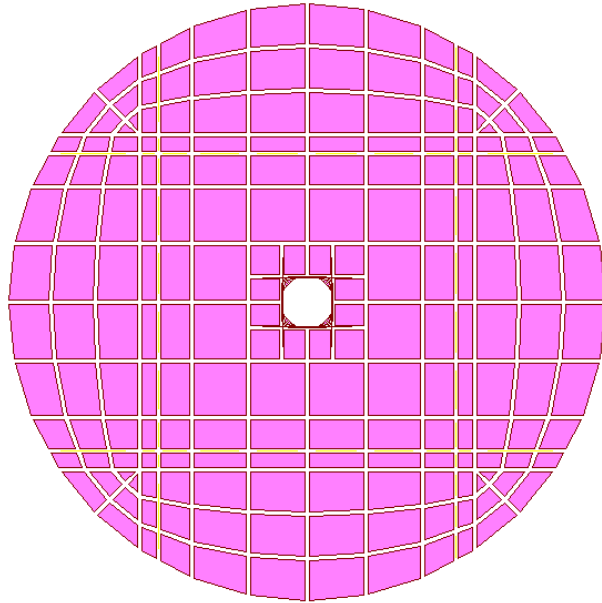


Ilustración 37: Planta losa piso 1

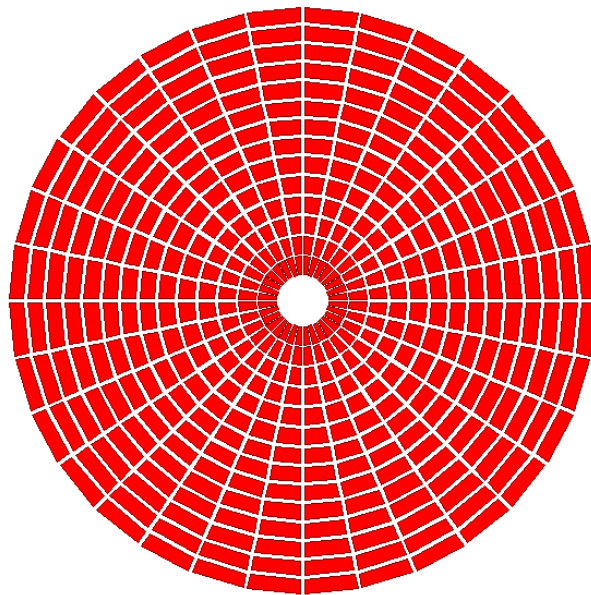


Ilustración 38: Planta losa principal piso 2

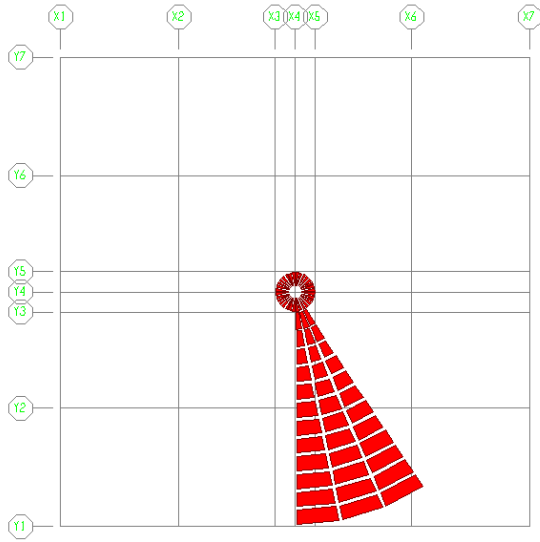


Ilustración 39: Planta losa de inspección

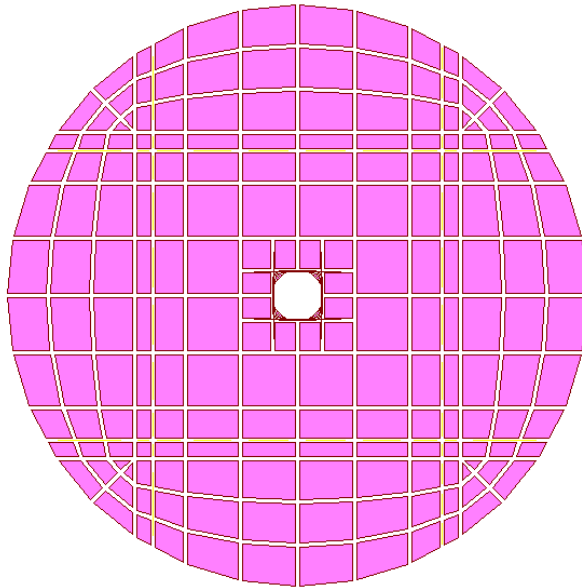


Ilustración 40: Planta losa superior techo

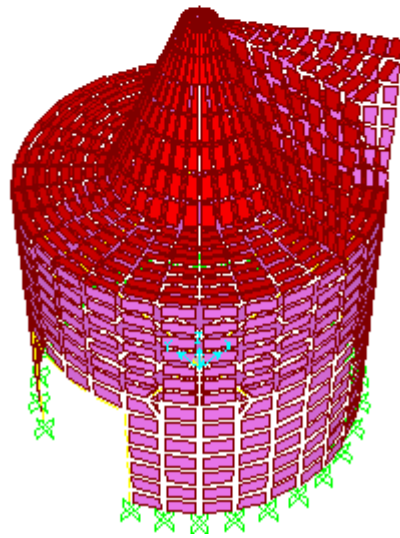


Ilustración 41: Vista perspectiva Cono interior y losa de inspección

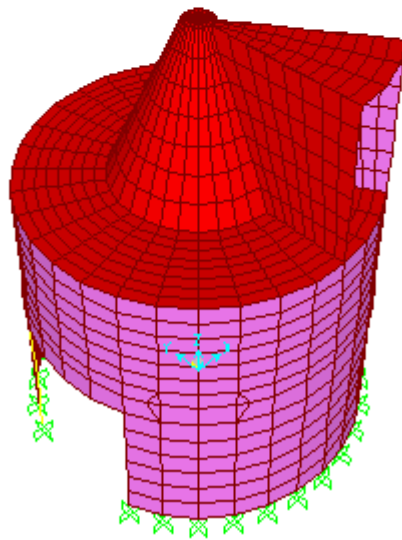


Ilustración 42: Losa inferior piso 1

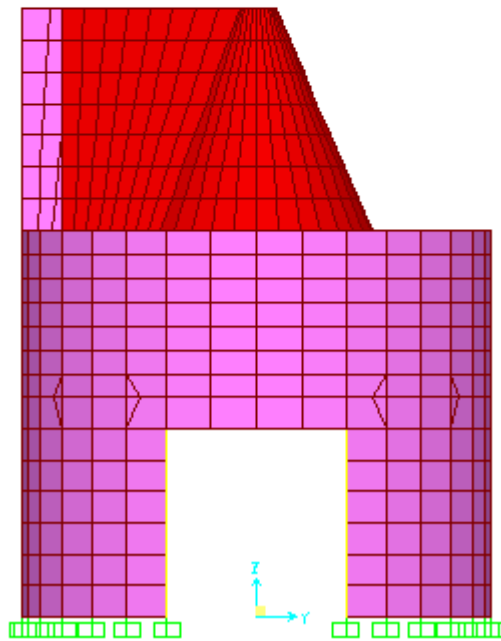


Ilustración 43: Elevación de Cono y túnel de inspección

CAPITULO 5. RESULTADOS

5.1. GENERALIDADES

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis numérico y se comparan con las resistencias de los elementos considerados, como perfiles metálicos, losas, muros, vigas, entre otros. Este proceso, al ser parte del diseño, es iterativo y acá se muestran los resultados finales donde la estructura cumple con los requerimientos estructurales y normas consideradas para el estudio.

En ningún caso de los siguientes, se obtuvo un corte basal inferior al corte basal mínimo, por lo cual no fue necesario amplificar los esfuerzos y deformaciones resultantes, como lo indica el requisito 5.4.5 de la norma NCh2369.

5.2. RESULTADOS SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL

5.2.1. PERIODO FUNDAMENTAL Y PARTICIPACIÓN DE MASA

A continuación se detalla el resultado del análisis modal para ambos tipos de estructura:

Tabla 13: Resultados Análisis modal Acero - Escoria

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.649867	6.363E-11	0.97	8.345E-11	6.363E-11	0.97
MODAL	2	0.606696	0.97	8.283E-11	4.621E-11	0.97	0.97
MODAL	3	0.40078	0.0008134	3.958E-14	6.562E-14	0.97	0.97
MODAL	4	0.362538	3.278E-17	2.731E-15	2.236E-14	0.97	0.97
MODAL	5	0.362538	4.09E-17	4.522E-16	4.711E-16	0.97	0.97
MODAL	6	0.36083	7.171E-19	3.448E-17	6.744E-16	0.97	0.97
MODAL	7	0.36083	4.297E-17	9.673E-16	7.362E-15	0.97	0.97
MODAL	8	0.350208	2.436E-17	4.692E-18	1.594E-16	0.97	0.97
MODAL	9	0.350208	3.539E-16	1.57E-15	3.751E-17	0.97	0.97
MODAL	10	0.34562	2.618E-08	1.639E-10	4.195E-15	0.97	0.97

Tabla 14: Resultados Análisis modal Acero - Ceniza

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.726507	2.545E-09	0.97	1.177E-09	2.545E-09	0.97
MODAL	Mode	2	0.576782	0.93	8.253E-09	3.214E-09	0.93	0.97
MODAL	Mode	3	0.546364	3.215E-16	7.747E-18	1.55E-14	0.93	0.97
MODAL	Mode	4	0.546364	3.081E-16	4.267E-17	3.301E-14	0.93	0.97
MODAL	Mode	5	0.529997	2.05E-15	2.862E-17	4.252E-14	0.93	0.97
MODAL	Mode	6	0.529997	5.075E-17	6.389E-18	2.552E-15	0.93	0.97
MODAL	Mode	7	0.526394	6.61E-18	1.155E-18	1.247E-20	0.93	0.97
MODAL	Mode	8	0.526394	9.594E-16	6.929E-17	8.69E-15	0.93	0.97
MODAL	Mode	9	0.495371	7.015E-15	1.281E-17	1.178E-15	0.93	0.97
MODAL	Mode	10	0.495371	1.954E-15	4.938E-16	1.024E-15	0.93	0.97

5.2.2. PERFILES DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

Los resultados arrojados por el modelo se obtienen mediante tablas, de las cuales se filtraron los mayores esfuerzos, entre todas las combinaciones de carga descritas, para cada perfil metálico según su longitud. Estas solicitudes se utilizaron para proponer, reconsiderar y verificar los distintos perfiles de la estructura metálica soportante.

La tabla siguiente, resume los valores de cargas y resistencias determinados para cada perfil según su longitud en [cm], en donde cargas y resistencias siguen la notación:

- T: Tracción
- C: Compresión
- V2: Cortante eje 2 (horizontal)
- V3: Cortante eje 3 (Vertical)
- M2: Flexión eje 2 (horizontal)
- M3: Flexión eje 3 (vertical)

La iteración se detuvo cuando los factores de utilización fueron menores al 105%.

En Anexo C se encuentran ejemplos de memorias de cálculo utilizadas para determinación de resistencias de los perfiles utilizados según su longitud.

Tabla 15: Resultados Silo Acero - Escoria

Perfil / Longitud	SOLICITUDES						RESISTENCIAS						FACTORES DE UTILIZACIÓN					
	T kgf	C kgf	V2 kgf	V3 kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm	Tu kgf	Cu kgf	V2u kgf	V3u kgf	M2u kgf-cm	M3u kgf-cm	T/Tu Unit	C/Cu Unit	V2/V2u Unit	V3/V3u Unit	M2/M2u Unit	M3/M3u Unit
H1100x350.9																		
705	64526	-77301	41061	437	104293	13372757	1017466	840112	191185	240346	8118516	42191131	6%	9%	21%	0%	1%	32%
H200x22.8																		
150	-89	-1043	67	28	2213	67259	66004	54276	13656	13656	116304	509264	-	2%	0%	0%	2%	13%
155	-83	-1042	1012	13	1395	88689	66004	53561	13656	13656	116304	506219	-	2%	7%	0%	1%	18%
175	14098	-14095	1490	68	6107	255833	66004	50574	13656	13656	116304	494040	21%	28%	11%	0%	5%	52%
180	2481	-2015	2841	87	8139	256981	66004	49800	13656	13656	116304	490995	4%	4%	21%	1%	7%	52%
360	64	-75	389	2	237	63626	66004	21501	13656	13656	116304	381381	0%	0%	3%	0%	0%	17%
H400x83.1																		
175	3054	-3136	4386	540	50894	510998	240802	227864	60087	25062	1005995	4146884	1%	1%	7%	2%	5%	12%
180	1988	-689	4494	805	78900	540865	240802	227136	60087	25062	1005995	4146884	1%	0%	7%	3%	8%	13%
H500x137.8																		
175	7803	-7061	17501	1009	151509	6505669	399485	385025	95592	54624	2007438	8416672	2%	2%	18%	2%	8%	77%
180	4028	-2921	4094	358	48588	7180164	399485	384203	95592	54624	2007438	8416672	1%	1%	4%	1%	2%	85%
705	87563	-64876	24564	2595	283320	5057287	399485	219609	95592	54624	2007438	7151924	22%	30%	26%	5%	14%	71%
HE600x262.5																		
292.035	0	0	634	0	0	28597	760186	741801	191185	81936	7996977	19910141	0%	0%	0%	0%	0%	0%
HE800x660.7																		
475	32896	-579834	78564	9963	4806701	27781022	1915487	1860649	436993	305895	29454074	63611653	2%	31%	18%	3%	16%	44%
600	18068	-577078	19566	924	774690	9534374	1915487	1831851	436993	305895	29454074	63611653	1%	32%	4%	0%	3%	15%
965	-8592	-592246	2286	3794	3166250	2205811	1915487	1707492	436993	305895	29454074	63611653	-	35%	1%	1%	11%	3%
HE800x781.9																		
475	243422	-508439	85384	12837	5873942	31147134	2266903	2204464	546242	305895	36728374	76086900	11%	23%	16%	4%	16%	41%
600	253430	-475321	18039	2208	1226414	9404178	2266903	2173129	546242	305895	36728374	76086900	11%	22%	3%	1%	3%	12%
965	57115	-151276	1812	6407	4972127	1748255	2266903	2033134	546242	305895	36728374	76086900	3%	7%	0%	2%	14%	2%
HSS150x22.8																		
245	-312	-1354	348	1043	167224	72449	51847	46250	15554	15554	239368	239368	-	3%	2%	7%	70%	30%
HSS273.1x81.6																		
462.878	112506	-137814	259	73	20380	31664	223936	197475	67181	67181	1861842	1861842	50%	70%	0%	0%	1%	2%
597.547	126397	-178182	262	222	89830	42509	223936	181598	67181	67181	1861842	1861842	56%	98%	0%	0%	5%	2%
HSS406x123.2																		
850.088	155950	-182104	575	276	188478	122274	338055	280584	101417	101417	4241133	4241133	46%	65%	1%	0%	4%	3%
925.756	211351	-199920	575	204	121280	133158	338055	271028	101417	101417	4241133	4241133	63%	74%	1%	0%	3%	3%
HSS88.9x10.7																		
155	5	-4	17	4	391	1127	30021	26205	9006	9006	80389	80389	0%	0%	0%	0%	0%	1%
237.539	405	-408	75	2	209	9950	30021	21815	9006	9006	80389	80389	1%	2%	1%	0%	0%	12%
247.487	7758	-5955	18	9	1421	1066	30021	21228	9006	9006	80389	80389	26%	28%	0%	0%	2%	1%
251.048	10526	-10513	18	22	2945	1142	30021	21016	9006	9006	80389	80389	35%	50%	0%	0%	4%	1%

Tabla 16: Resultados Silo Acero - Ceniza Volante

Perfil / Longitud	SOLICITUDES						RESISTENCIAS						FACTORES DE UTILIZACIÓN					
	T kgf	C kgf	V2 kgf	V3 kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm	Tu kgf	Cu kgf	V2u kgf	V3u kgf	M2u kgf-cm	M3u kgf-cm	T/Tu Unit	C/Cu Unit	V2/V2u Unit	V3/V3u Unit	M2/M2u Unit	M3/M3u Unit
H1100x350.9																		
806.5	73750.1	-96340.1	40199.8	423.7	116405.1	12453074.8	1017466	791637	191185	240346	8118516	40599404	7%	12%	21%	0%	1%	31%
H200x22.8																		
200	3580.4	-1667.5	831.9	147.8	14854.8	140839.7	66004	46615	13656	13656	116304	478816	5%	4%	6%	1%	13%	29%
206.5	2500.6	-830.1	1261.8	94.1	9909.0	158156.1	66004	45557	13656	13656	116304	474857	4%	2%	9%	1%	9%	33%
268	155.1	-420.2	42.7	11.9	1618.5	2861.0	66004	35347	13656	13656	116304	437406	0%	1%	0%	0%	1%	1%
270.5	214.2	-701.5	961.6	33.1	6727.2	248238.0	66004	34936	13656	13656	116304	435883	0%	2%	7%	0%	6%	57%
H400x83.1																		
200	1188.8	-366.0	116.3	931.5	95144.7	5813.0	240802	224044	60087	25062	1005995	4146884	0%	0%	0%	4%	9%	0%
400	21557.6	-20519.4	6504.9	483.0	56772.3	1277719.6	240802	180449	60087	25062	1005995	3875899	9%	11%	11%	2%	6%	33%
406.5	9959.6	-6756.1	5597.4	441.4	56088.5	1096854.2	240802	178752	60087	25062	1005995	3862360	4%	4%	9%	2%	6%	28%
536	6077.5	-745.7	5286.0	413.2	89485.6	721659.5	240802	143438	60087	25062	1005995	3592620	3%	1%	9%	2%	9%	20%
541	6303.9	-773.6	5315.5	137.2	20195.7	729831.4	240802	142052	60087	25062	1005995	3582205	3%	1%	9%	1%	2%	20%
1213	9423.5	-1261.5	6428.3	139.4	20675.8	1955841.9	240802	33314	60087	25062	1005995	2094719	4%	4%	11%	1%	2%	93%
H500x137.8																		
536	56026.9	-13015.1	3040.6	909.8	142442.4	415936.4	399485	282682	95592	54624	2007438	7722415	14%	5%	3%	2%	7%	5%
541	86222.0	-4766.0	3020.9	432.4	64742.5	410724.3	399485	280856	95592	54624	2007438	7705537	22%	2%	3%	1%	3%	5%
806.5	53023.5	-25883.6	20705.2	2506.0	271221.8	7075436.8	399485	182575	95592	54624	2007438	6809291	13%	14%	22%	5%	14%	104%
HE600x262.5																		
334.108	0.0	0.0	733.5	0.0	0.0	39977.7	760186	736212	191185	81936	7996977	19910141	0%	0%	0%	0%	0%	0%
1613	15519.5	-1518.4	30135.3	2024.5	497781.9	13676114.7	760186	360202	191185	81936	7996977	17062779	2%	0%	16%	2%	6%	80%
HE800x660.7																		
475	220854.2	-782326.6	86701.2	7770.9	3410421.7	29776789.7	1915487	1860649	436993	305895	29454074	63611653	12%	42%	20%	3%	12%	47%
700	213816.1	-719831.9	21466.9	1848.8	1148701.2	11408960.1	1915487	1803066	436993	305895	29454074	63611653	11%	40%	5%	1%	4%	18%
795	215454.7	-776084.0	13239.0	5229.1	3008990.1	6906798.7	1915487	1771732	436993	305895	29454074	63611653	11%	44%	3%	2%	10%	11%
HE800x781.9																		
475	418899.5	-807963.4	94829.4	12678.6	5200568.4	33618778.0	2266903	2204464	546242	305895	36728374	76086900	18%	37%	17%	4%	14%	44%
700	265364.5	-542397.4	19137.9	2923.2	1225677.2	11303853.7	2266903	2140728	546242	305895	36728374	76086900	12%	25%	4%	1%	3%	15%
795	89660.3	-195931.4	11997.6	7762.8	4911277.4	7623602.1	2266903	2105487	546242	305895	36728374	76086900	4%	9%	2%	3%	13%	10%
HSS150x22.8																		
245	-521.0	-1513.5	891.5	812.7	172860.8	146030.6	51847	46250	15554	15554	239368	239368	-	3%	6%	5%	72%	61%
HSS406x123.2																		
716.185	108780.0	-159360.3	437.4	895.0	465597.8	78320.0	338055	296175	101417	101417	4241133	4241133	32%	54%	0%	1%	11%	2%
719.935	95813.7	-126088.4	441.5	324.8	223025.8	79464.4	223936	295764	101417	101417	4241133	4241133	43%	43%	0%	0%	5%	2%
881.644	136862.3	-204641.6	437.4	372.3	202043.2	96414.1	223936	276658	101417	101417	4241133	4241133	61%	74%	0%	0%	5%	2%
884.693	132307.3	-173150.3	441.5	89.9	49935.3	97650.0	223936	276274	101417	101417	4241133	4241133	59%	63%	0%	0%	1%	2%
958.812	142143.2	-228930.3	437.4	348.9	191657.3	104853.0	223936	266709	101417	101417	4241133	4241133	63%	86%	0%	0%	5%	2%
961.616	130037.6	-189047.4	441.5	76.6	95718.8	106140.6	223936	266339	101417	101417	4241133	4241133	58%	71%	0%	0%	2%	3%
1067.915	131886.9	-172170.5	658.2	155.0	110530.6	175720.9	338055	251928	101417	101417	4241133	4241133	39%	68%	1%	0%	3%	4%
1132.461	121300.1	-168430.8	658.2	177.1	157301.5	186341.6	338055	242869	101417	101417	4241133	4241133	36%	69%	1%	0%	4%	4%
HSS88.9x10.7																		
200	5.4	-4.4	15.1	3.4	945.9	404.0	30021	23940	9006	9006	80389	80389	0%	0%	0%	0%	1%	1%
206.5	4.7	-3.7	18.1	6.2	1246.7	1049.3	30021	23585	9006	9006	80389	80389	0%	0%	0%	0%	2%	1%
334.401	14744.4	-12737.2	24.2	10.1	2180.4	1985.3	30021	15945	9006	9006	80389	80389	49%	80%	0%	0%	3%	2%
336.408	4321.8	-2445.1	74.3	9.4	1670.3	12698.2	30021	15824	9006	9006	80389	80389	14%	15%	1%	0%	2%	16%
338.329	11430.0	-11118.3	24.5	6.9	1574.2	2032.3	30021	15709	9006	9006	80389	80389	38%	71%	0%	0%	2%	3%
340.312	474.52	-477.15	98.29	9.34	1640.1	18918.05	30021	15589	9006	9006	80389	80389	2%	3%	1%	0%	2%	24%

5.2.3. ESPESOR DEL MANTO DE ACERO

El espesor del manto de acero se determinó mediante el método de Janssen, bajo condiciones de presión, peso propio, temperatura y sismo.

ACERO – ESCORIA

Las condiciones sísmicas se obtuvieron del modelo para las distintas combinaciones, como se muestra:

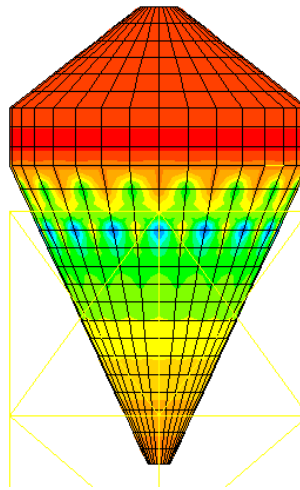


Ilustración 44: Esfuerzo F22 para combinación C1

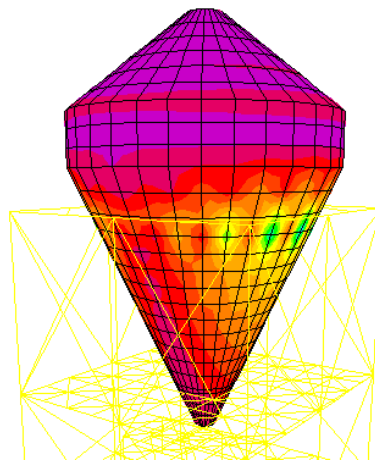


Ilustración 45: Esfuerzo F22 para combinación C3

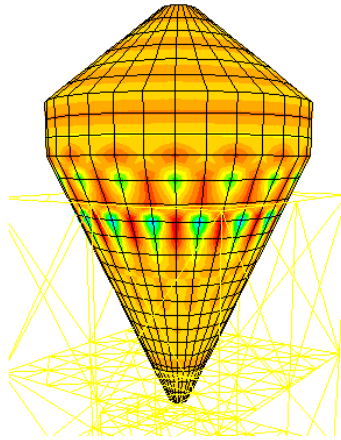


Ilustración 46: Esfuerzo M22 para combinación C1

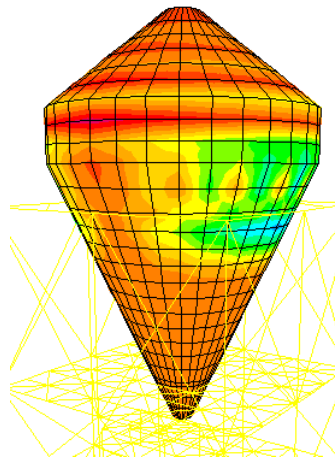


Ilustración 47: Esfuerzo M22 para combinación C3

Mediante Janssen, se obtuvo que el espesor constructivo (espesor de diseño más 2 [mm] por corrosión) del manto para los tres tramos considerados que son, Cono inferior, Cilindro intermedio y Cono inferior, quedó de la siguiente manera:

SILO DE ACERO PARA ESCORIA

Espesor cono superior:	e = 12mm
Espesor cilindro intermedio:	e = 16mm
Espesor cono inferior:	e = 14mm

SILO ACERO – CENIZA VOLANTE

Las condiciones sísmicas se obtuvieron del modelo para las distintas combinaciones, como se muestra:

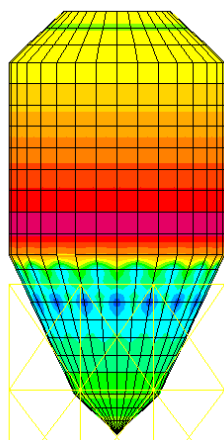


Ilustración 48: Esfuerzo F22 para C1

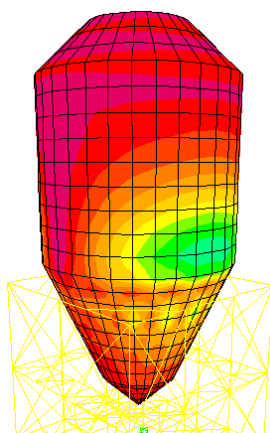


Ilustración 49: Esfuerzo F22 para C3

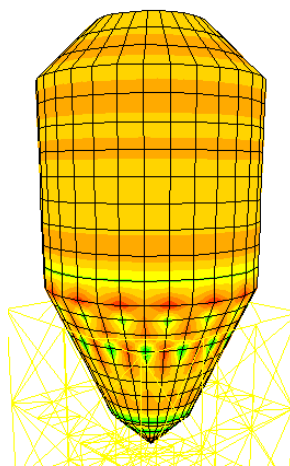


Ilustración 50: Esfuerzo M22 para C1

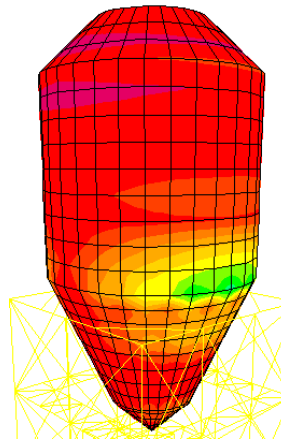


Ilustración 51: Esfuerzo M22 para C3

De manera análoga, se presentan los resultados para espesores:

SILO DE ACERO PARA CENIZA VOLANTE

Espesor cono superior:	$e = 14\text{mm}$
Espesor cilindro intermedio:	$e = 20\text{mm}$
Espesor cono inferior:	$e = 16\text{mm}$

Cabe destacar que los silos están diseñados para trabajar principalmente a tracción en su parte inferior, para lo cual se soportan mediante un anillo en su parte central (cilindro intermedio). Esto justifica que el espesor es mayor en la parte central, por tener los mayores esfuerzos de compresión. La parte del cono inferior trabaja únicamente a tracción, utilizando toda su resistencia sin límites de pandeo. Esto se puede constatar en la siguiente figura:

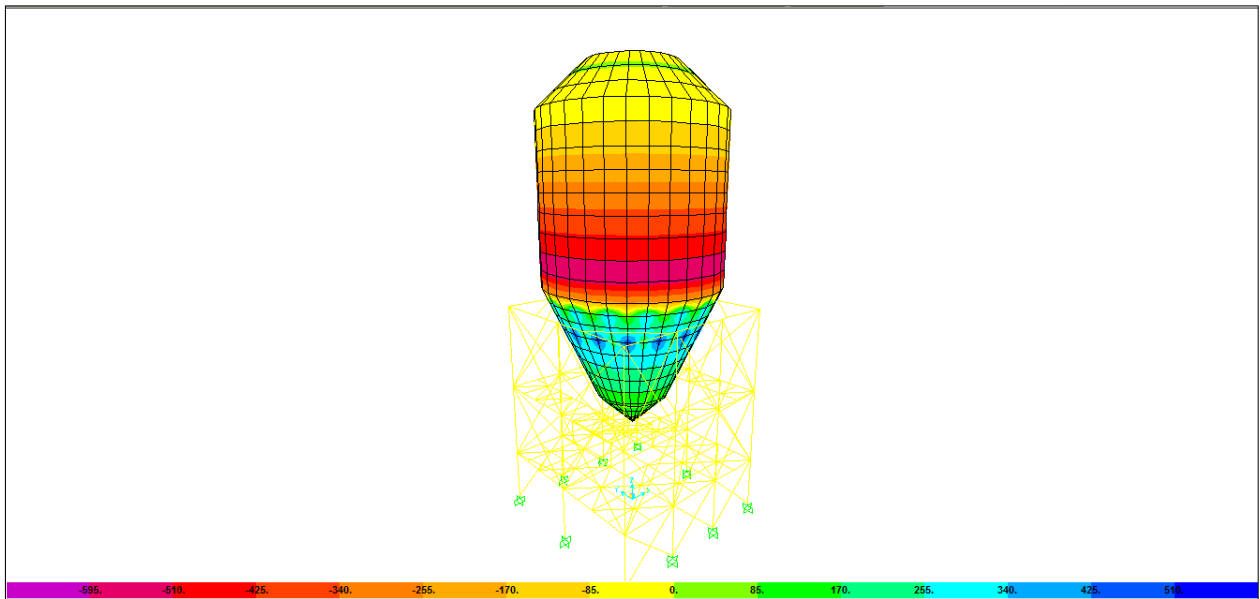


Ilustración 52: Tracción y Compresión en el Silo de acero

Donde los esfuerzos de tracción (verde, celeste y azul) se encuentran debajo del anillo de soporte, y los esfuerzos de compresión (morado, rojo, naranja y amarillo), se encuentra por encima del anillo.

Sin embargo, en la práctica se utiliza espesores mayores en la parte inferior, debido al desgaste de la placa por el roce del material almacenado.

La memoria de cálculo que respalda estos resultados se encuentra en los anexos.

5.2.4. FUNDACIONES SILOS DE ACERO

En general, para el diseño de las fundaciones de acero y hormigón, se determinó el peso sísmico, corte basal y momento volcante a la altura del sello de fundación, comparando el método estático con los valores entregados por el modelo. Estos valores se presentan a continuación:

Tabla 17: Corte basal y momento volcante Acero

ESTRUCTURA	ESTÁTICO		PESO SÍSMICO [ton]
	Momento Volcante [ton*m]	Corte basal [ton]	
Acero Escoria	16381	757	1970
Acero Ceniza	28006	1333	3472

Aclarado lo anterior, las dimensiones de las fundaciones determinadas para cada estructura de acero estructural se detallan a continuación:

SILO DE ACERO PARA ESCORIA – FUNDACIÓN LOSA CUADRADA

Longitud losa de fundación:	$L_f = 1.8 \text{ m}$
Espesor losa de fundación:	$e = 1.1 \text{ m}$
Profundidad sello de fundación:	$D_f = 1.5 \text{ m}$
Altura viga de fundación:	$h_{vf} = 0.4 \text{ m}$
Ancho viga de fundación:	$b_{vf} = 0.2 \text{ m}$

SILO DE ACERO PARA CENIZA VOLANTE – FUNDACIÓN LOSA CUADRADA

Longitud losa de fundación:	$L_f = 20 \text{ m}$
Espesor losa de fundación:	$e = 1.2 \text{ m}$
Profundidad sello de fundación:	$D_f = 1.5 \text{ m}$
Altura viga de fundación:	$h_{vf} = 0.4 \text{ m}$
Ancho viga de fundación:	$b_{vf} = 0.2 \text{ m}$

Las fundaciones corresponden a losas cuadradas. Como la estructura cuenta con varios apoyos, 8 en el caso de Escoria y 10 para el silo de Ceniza, la losa está provista de vigas de fundación que unen los pedestales de cada apoyo para aportar rigidez y evitar problemas de punzonamiento. Estas vigas conforman un cuadrado interior dentro de la losa como se muestra a continuación:

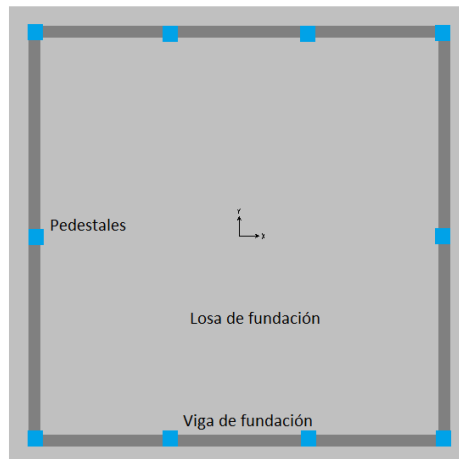


Ilustración 53: Planta Fundación Acero

Para esta configuración, se ha estudiado el caso de punzonamiento exterior e interior de la losa con respecto al cuadrado interior, así como también los efectos de corte.

La determinación de las dimensiones detalladas se encuentra en memorias de cálculo anexas.

5.3. RESULTADOS SILOS DE HORMIGÓN ARMADO

De manera análoga a los silos de acero, el software entrega los resultados del modelo de silos de hormigón armado mediante tabulaciones. En este caso los elementos a diseñar fueron los muros, losas y vigas de la estructura de hormigón armado y su fundación, variando su espesor y cantidades de armadura de refuerzo hasta alcanzar las resistencias requeridas por las cargas.

Para reconocer mejor la ubicación de los elementos, se asignaron grupos de elementos para distinguir sus esfuerzos y puntualizar espesores y cuantías. Estos grupos de elementos son:

- **Losa Inferior:** Losa del primer piso de la estructura.
- **Losa Superior:** Losa principal, que soporta el peso del material y se encuentra en el piso 2.
- **Losa Interior :**Losa correspondiente al túnel de inspección
- **Techo:** Losa que cierra la estructura por arriba y recibe equipos externos.
- **Muro Inferior:** Muro de soporte de la estructura desde nivel de piso a nivel de Losa Inferior.
- **Murosup1:** Manto, desde nivel de Losa Inferior a nivel de Losa Superior.
- **Murosup2:** Manto, desde nivel de Losa Superior hasta nivel Losa Interior.
- **Murosup3:** Manto, desde nivel de Losa Interior (túnel de inspección) hasta nivel de techo.
- **Muro Interior:** Muro del túnel de inspección, se encuentra sobre Losa Superior.
- **Cono:** Cono interior que recibe el material, se encuentra sobre la Losa Superior.
- **Tapa Cono:** Tapa circular del cono.

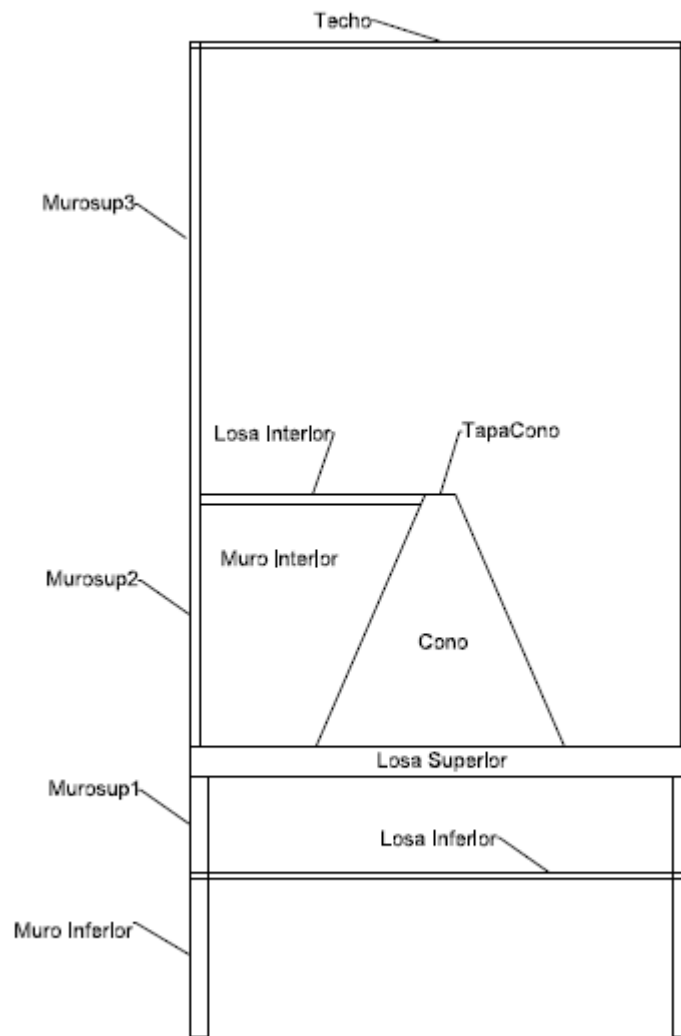


Ilustración 54: Grupos del silo de hormigón

5.3.1. PERIODO FUNDAMENTAL Y PARTICIPACIÓN DE MASA

Tabla 18: Análisis modal Hormigón - Escoria

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.226266	0.66	0.0008351	0.000001874	0.66	0.0008351
MODAL	2	0.214634	0.0007779	0.74	0.00000631	0.66	0.74
MODAL	3	0.105664	1.698E-07	0.000002391	0.05107	0.66	0.74
MODAL	4	0.103505	0.00004549	0.0006172	0.000124	0.66	0.74
MODAL	5	0.102885	0.0000504	0.0001065	8.843E-07	0.66	0.74
MODAL	6	0.095434	0.001606	0.000511	0.0001685	0.67	0.74
MODAL	7	0.092522	0.000006208	0.00005694	0.02793	0.67	0.74
MODAL	8	0.091593	0.0007079	0.01416	0.003787	0.67	0.76
MODAL	9	0.090335	0.00004697	0.007425	0.001422	0.67	0.76
MODAL	10	0.081705	0.00008919	0.19	0.00002758	0.67	0.95
MODAL	11	0.071283	0.05841	0.001109	0.01021	0.73	0.95
MODAL	12	0.070727	0.05484	0.0009738	0.002222	0.78	0.95
MODAL	13	0.069538	0.13	0.0000375	0.00006517	0.91	0.95
MODAL	14	0.062438	0.0005316	0.000837	0.65	0.91	0.95
MODAL	15	0.054815	0.000001914	0.00000953	0.01419	0.91	0.95

Tabla 19: Análisis modal Hormigón - Ceniza

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.233998	0.61	0.0001751	3.667E-08	0.61	0.0001751
MODAL	2	0.226713	0.00004624	0.65	0.00002349	0.61	0.65
MODAL	3	0.220213	0.000005188	0.0001679	0.02668	0.61	0.65
MODAL	4	0.199682	1.746E-08	0.00000048	0.01936	0.61	0.65
MODAL	5	0.159505	0.0003117	0.00001783	0.00001072	0.61	0.65
MODAL	6	0.158327	0.0006382	0.001833	0.001638	0.61	0.65
MODAL	7	0.132828	0.0000103	0.00005274	0.00004507	0.61	0.65
MODAL	8	0.132592	0.00003039	0.00002921	0.0003277	0.61	0.65
MODAL	9	0.123353	0.00147	0.002265	0.003476	0.61	0.65
MODAL	10	0.122915	0.001484	0.008641	0.03217	0.61	0.66
MODAL	11	0.110506	0.0002742	0.005263	0.00000757	0.61	0.67
MODAL	12	0.11043	0.004023	0.0001321	0.00003271	0.61	0.67
MODAL	13	0.105949	0.00304	0.0008132	0.00009846	0.62	0.67
MODAL	14	0.100613	0.0005133	0.000004269	0.0000516	0.62	0.67
MODAL	15	0.100597	0.00003988	0.001746	0.0004907	0.62	0.67
MODAL	16	0.098161	0.00008016	0.01219	0.1	0.62	0.68
MODAL	17	0.095714	0.0001051	0.02815	0.008142	0.62	0.71
MODAL	18	0.092672	0.06556	0.02424	0.00431	0.68	0.74
MODAL	19	0.091316	0.0001086	0.007116	0.007999	0.68	0.74
MODAL	20	0.090975	0.01877	0.00575	0.0108	0.7	0.75
MODAL	21	0.085749	0.01755	0.18	0.07198	0.72	0.92
MODAL	22	0.083057	0.00003533	0.00000108	0.04299	0.72	0.92
MODAL	23	0.082455	0.005436	0.002086	0.0006433	0.73	0.93
MODAL	24	0.08084	0.0001226	0.009856	0.008619	0.73	0.94
MODAL	25	0.077223	0.03794	0.0003196	0.0001842	0.76	0.94
MODAL	26	0.07529	0.0007619	0.000197	0.04308	0.76	0.94
MODAL	27	0.074683	0.13	0.00006246	0.001203	0.9	0.94

5.3.2. ARMADURAS DE REFUERZO – CUANTÍAS

Para determinar las cuantías necesarias en cada grupo de elementos, el requisito primordial fue que los elementos obtuvieran la resistencia necesaria para tomar todos los esfuerzos solicitantes. En algunos grupos estos requisitos fueron menores que la cuantía mínima requerida por el código ACI 318 y ACI 313. En esos casos se dispuso lo indicado en estos códigos. Además, los muros deben disponer de doble malla horizontal y vertical como lo indica el código ACI 313. Con estas consideraciones, y con las cargas determinadas por el modelo, se obtuvo la siguiente tabla:

Tabla 20: Resultados Hormigón - Escoria

ELEMENTOS		SOLICITUDES						RESISTENCIAS Y CUANTÍAS				
Grupo	e	T11	C11	T22	C22	M11	M22	Pn=0.35*fc*Ag	C/Pn	As1	As2	Acero
	[cm]	kgf/cm	kgf/cm	kgf/cm	kgf/cm	kgf*cm/cm	kgf*cm/cm	kgf/cm	Unit	cm2/m	cm2/m	kg/m3
Cono	35	188	-334	312	-525	6247	7761	3128	17%	12.7	15.7	63.7
Losa Inferior	20	288	-222	341	-193	4114	4135	1788	12%	12.0	12.0	94.2
Losa Interior	35	357	-467	788	-1003	5051	3719	3128	32%	9.7	18.8	63.8
Losa Superior	100	779	-357	389	-403	57693	59053	8938	5%	31.3	31.3	49.2
Muro Inferior	70	1915	-2305	3971	-6010	16002	44879	6256	96%	70.0	94.5	184.5
Muro Interior	35	702	-555	823	-1782	5484	9075	3128	57%	35.0	35.0	157.0
Muro sup1	70	872	-904	2505	-4097	10023	30494	6256	65%	70.0	70.0	157.0
Muro sup2	35	227	-490	1113	-1939	9384	11110	3128	62%	35.0	35.0	157.0
Muro sup3	35	525	-449	888	-1581	9634	26297	3128	51%	35.0	53.3	198.1
Tapa Cono	35	267	-484	356	-655	1738	2275	3128	21%	15.0	15.0	67.3
Techo	20	155	-195	122	-187	5414	5551	1788	11%	11.4	11.7	90.4

Tabla 21: Resultados Hormigón - Ceniza

ELEMENTOS		SOLICITUDES						RESISTENCIAS Y CUANTÍAS				
Grupo	e	T11	C11	T22	C22	M11	M22	Pn=0.35*fc*Ag	C/Pn	As1	As2	Acero
	[cm]	kgf/cm	kgf/cm	kgf/cm	kgf/cm	kgf*cm/cm	kgf*cm/cm	kgf/cm	Unit	cm2/m	cm2/m	kg/m3
cono.40	40	241	-751	527	-744	16837	21673	3575	21%	29.1	37.5	130.7
losainferior.25	25	335	-192	389	-181	13959	13979	2234	9%	21.6	21.6	135.7
losainterior.40	40	606	-715	1653	-1396	25528	71099	3575	39%	22.1	61.5	163.9
losasuperior.100	100	1050	-507	568	-523	84331	91268	8938	6%	33.3	33.3	52.3
muro1.80	80	901	-874	2143	-4344	17652	64119	7150	61%	80.0	80.0	157.0
muro2.35	35	233	-632	1357	-2451	15352	14758	3128	78%	35.0	35.0	157.0
muro3.35	35	743	-531	962	-1864	16380	37896	3128	60%	35.0	76.8	250.8
muroinferior.80	80	1691	-2107	3610	-6333	17962	45956	7150	89%	80.0	85.9	162.8
murointerior.35	35	1228	-795	1125	-2255	25263	8767	3128	72%	51.2	35.0	193.4
tapacono.40	40	891	-958	579	-720	27169	37722	3575	27%	23.5	32.6	110.1
techo.25	25	290	-338	219	-324	15458	15467	2234	15%	23.9	23.9	150.2

Las cuantías A_{s1} y A_{s2} , representan el máximo entre cuantía requerida por tracción, flexión, y cuantías mínimas a flexión, retracción y compresión, como lo indica el código ACI 318, según los requerimientos y propósitos de cada elemento. Estas cantidades equivalen al área total de refuerzo en la sección transversal requerida para la sección en estudio, que se debe dividir en 2 capas, interior y exterior, respectivamente, en el caso de muros.

No obstante lo anterior, con el fin de armar un presupuesto realista, se consideró un aumento del 10% en las cuantías determinadas con el fin de incluir refuerzos utilizados en aspectos constructivos, como ganchos sísmicos, dobleces, traslajos, estribos de confinamiento, trabas, arranques, anclajes, longitudes de desarrollo, mallas auxiliares, entre otros, que no son requerimiento estrictamente estructural o no se derivan del cálculo, pero que sin duda son instalados en obra y valorizado, este aumento se reflejará en los volúmenes finales de material. Además, las cuantías calculadas se comparan con los valores típicos encontrados en la literatura (Barrios y Montecinos, "Parámetros para estimación de volúmenes de obra"), a modo de referencia, utilizando la mayor entre ellas.

Las cuantías consideradas para construcción de estructuras industriales por la literatura son las siguientes:

Tabla 22: Cuantías típicas estructuras industriales

5.3.3. Armaduras		
Fundaciones tipo «mat»	:	70 - 80 kg/m ³ hormigón
Fundaciones en general	:	100 - 120 kg/m ³ hormigón
Losas y vigas (cargas normales)	:	80 - 100 kg/m ³ hormigón
Losas y vigas (cargas altas)	:	100 - 130 kg/m ³ hormigón
Otros elementos	:	90 - 100 kg/m ³ hormigón

Estas cantidades de acero se comparan con las obtenidas mediante cálculo:

Tabla 23: Cuantías Hormigón - Escoria

SILO DE HORMIGÓN - ESCORIA		
Grupo	e	Acero
Text	[cm]	kg/m³
Cono	35	63.7
Losa Inferior	25	94.2
Losa Interior	35	63.8
Losa Superior	100	49.2
Muro Inferior	70	184.5
Muro Interior	35	157.0
Muro sup1	70	157.0
Muro sup2	35	157.0
Muro sup3	35	198.1
Tapa Cono	35	67.3
Techo	25	90.4
Fundación	190	50.3

Tabla 24: Cuantías Hormigón - Ceniza

SILO DE HORMIGÓN - CENIZA VOLANTE		
Grupo	e	Acero
Text	[cm]	kg/m³
cono.40	35	130.7
losainferior.25	20	135.7
losainterior.40	35	163.9
losasuperior.100	100	52.3
muro1.80	35	157.0
muro2.35	35	157.0
muro3.35	35	250.8
muroinferior.80	70	162.8
murointerior.35	35	193.4
tapacono.40	35	110.1
techo.25	20	150.2
Fundación	210	50.5

Se observaron grandes diferencias entre las cuantías estándar y las calculadas en este trabajo, esto se debe principalmente a que los silos estudiados no son estructuras típicas.

5.3.3. ESPESOR DEL MANTO DE HORMIGÓN

El manto de ambos silos de hormigón se consideró como un muro, y su espesor viene condicionado por las disposiciones del ACI 313, referidas a espaciamiento de la armadura de refuerzo, condiciones de agrietamiento, esbeltez y finalmente por la carga axial a compresión. Se consideró un espesor de 35 [cm].

El ancho de grieta máximo en silos de hormigón armado, está limitado por las disposiciones de ACI 313, que indica 0.25 [mm] para silos de concreto. Como la ubicación de la estructura es una zona costera cercana al mar, el ancho de grieta máximo quedó restringido a 0.15 [mm], como lo sugiere la referencia 10.

El ancho de grieta esperado se determina con la ecuación 4-14 del código ACI 313.

$$w = 1.45 * 10^{-5} * f_s * \sqrt[3]{d_c * A} = 0.14mm \leq 0.15mm \text{ OK}$$

Donde f_s con cargas de servicio corresponde al 50% de la fluencia del acero [MPa].
A es el área cuadrada que rodea una barra completamente en compresión [mm²]
 d_c es la distancia a la cual se quiere determinar el ancho de la grieta [mm].

En particular, para controlar el ancho de grietas, el criterio fue obtener esfuerzos en la armadura de refuerzo para las cargas de servicio, a niveles inferiores a 200 [MPa], lo que se corresponde adecuadamente con el supuesto de f_s igual al 50% de la fluencia del material.

5.3.4. MURO DE SOPORTE

Para el muro inferior, considerado también parte del manto, se realizó un diagrama de flexo-compresión a modo de verificación, ya que es el muro más solicitado.

Flexo-compresión muro de hormigón de 70 [cm] – Escoria

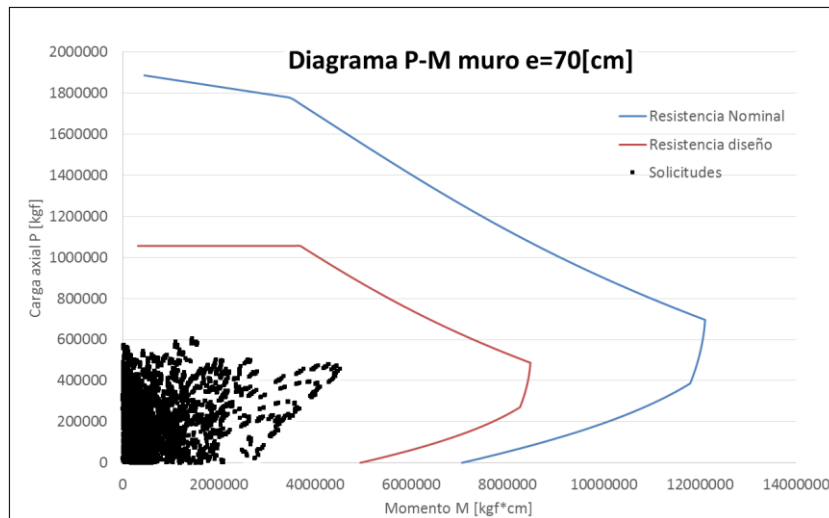


Ilustración 55: Diagrama P-M muro e=70cm

Flexo-compresión muro de hormigón de 80 [cm] – Ceniza Volante

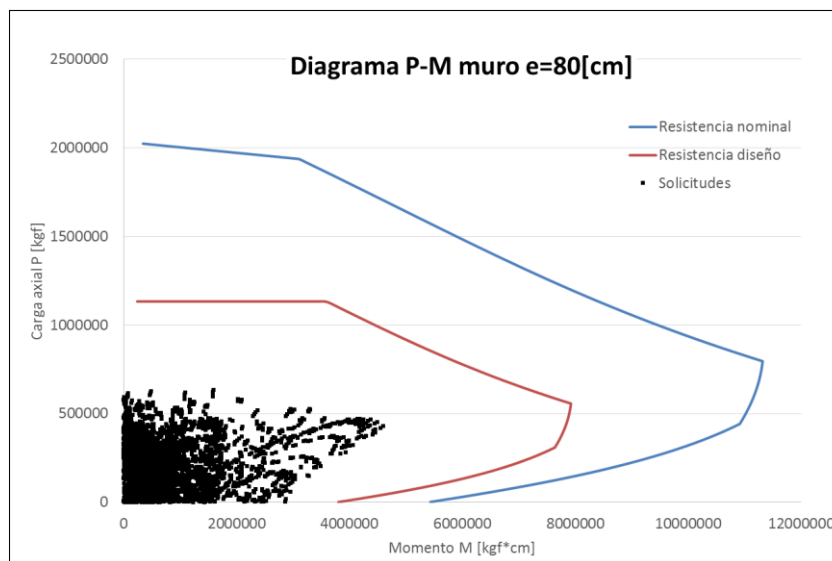


Ilustración 56: Diagrama P-M muro e=80cm

De lo anterior se observa que las dimensiones del muro pudieran ser ajustadas a espesores menores, lo que en realidad no es posible debido a que las cargas de compresión no deben superar el valor límite de $0.35 \cdot f_c \cdot A_g$, para muros de silos de hormigón, según las disposiciones del ACI 313, lo que finalmente condicionó sus dimensiones.

5.3.5. FUNDACIONES SILO DE HORMIGÓN

Se determinó el peso sísmico, corte basal y momento volcante a la altura del sello de fundación, comparando el método estático con los valores entregados por el modelo. Estos valores se presentan a continuación:

Tabla 25: Corte basal y momento volcante Hormigón

ESTRUCTURA HORMIGÓN	ESTÁTICO		PESO SÍSMICO [ton]
	Momento Volcante [ton*m]	Corte basal [ton]	
Escoria	38530	1644	3425
Ceniza Volante	86455	3047	6349

Las dimensiones de las fundaciones determinadas para cada estructura se detallan a continuación:

SILO DE HORMIGÓN PARA ESCORIA – LOSA CIRCULAR

Radio losa de fundación: $R_f = 11.0$ m
Espesor losa de fundación: $e = 1.9$ m
Profundidad sello de fundación: $D_f = 2.5$ m

SILO DE HORMIGÓN PARA CENIZA VOLANTE – LOSA CIRCULAR

Radio losa de fundación: $R_f = 14$ m
Espesor losa de fundación: $e = 2.1$ m
Profundidad sello de fundación: $D_f = 2.5$ m

Las fundaciones en este caso corresponden a losas circulares, donde se repite la misma configuración anterior, pero sin vigas de fundación ya que éstas son reemplazadas por el muro inferior de soporte del silo, que arranca desde la misma fundación. Un estudio de punzonamiento y corte se realizó para la parte exterior e interior de la losa.

La determinación de estas dimensiones se encuentra en memoria de cálculo anexa. Los recubrimientos considerados para todos los casos antes vistos son los siguientes:

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN ARMADO: $\text{rec} = 5$ [cm]

FUNDACIONES: $\text{rec} = 7.5$ [cm]

5.4. ESTABILIDAD GLOBAL Y FACTORES DE SEGURIDAD

Para asegurar la estabilidad global de la estructura, se debieron calcular los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento. En este sentido, y bajo la observación que las estructuras están fundadas a 1.5 [m] o más, el deslizamiento estará también restringido por el suelo adyacente, por lo que los resultados mostrados pueden considerar mejorías. Los factores de seguridad determinados para las estructuras son los siguientes:

Tabla 26: Factores de seguridad

ESTRUCTURA	Tipo de Fundación	Longitud / Radio [m]	Espesor [m]	D.f [m]	Peso Total [tonf]	F.S. Deslizamiento	F.S. Volcamiento
Acero Escoria	Cuadrada	18	1.1	1.5	3159	2.47	2.06
Acero Ceniza	Cuadrada	20	1.2	1.5	4948	2.20	2.09
Hormigón Escoria	Circular	11	1.8	2.5	5748	1.75	1.64
Hormigón Ceniza	Circular	14	2	2.5	10135	1.66	1.64

5.5. DEFORMACIONES

Según código NCh2369, párrafo 6.3, la deformación sísmica máxima para las diferentes estructuras corresponde a:

$$d^{max} = 0.015 * h$$

Donde h es la altura del piso o entre dos puntos ubicados en la misma vertical.

La deformación sísmica se calcula como:

$$d = d_o + R_1 * d_d$$

Las deformaciones resultantes obtenidas del modelo, en base a cargas de servicio y sismo aumentado por su factor de reducción R, son las siguientes:

Tabla 27: Deformaciones Sísmicas

ESTRUCTURA	Altura [m]	Altura estructura [m]	Def. Máxima [cm]	Def. Horizontal [cm]	Def. Vertical [cm]
Acero - Escoria	30.09	20.4	30.6	8.31	7.22
Acero - Ceniza	40.13	19.7	29.6	10.16	8.69
Hormigón - Escoria	27.2	27.2	40.8	2.81	1.36
hormigón - Ceniza	33.2	33.2	49.8	3.12	3.68

5.6. RESUMEN

A continuación se detallan de manera gráfica los diferentes output que se obtuvieron de las estructuras, con respecto a peso sísmico y fuerzas externas importantes.

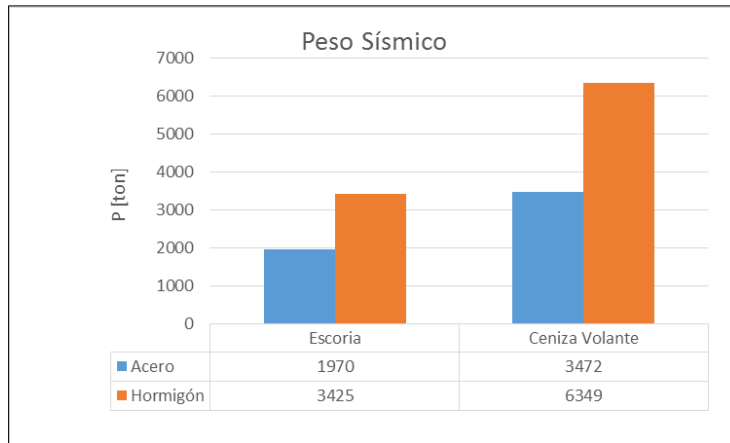


Ilustración 57: Resumen peso sísmico.

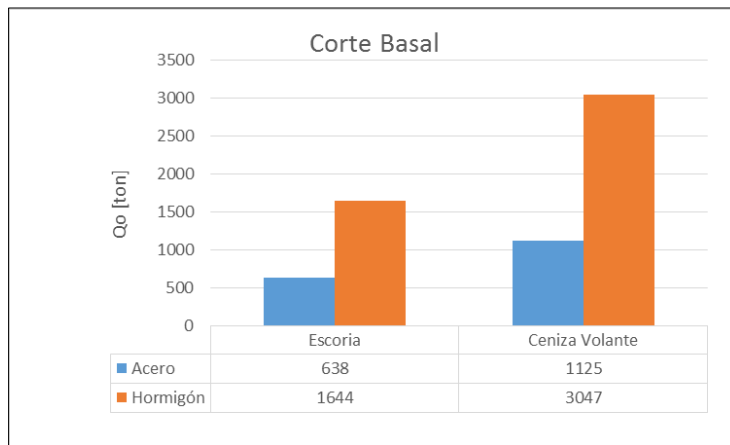


Ilustración 58: Resumen corte basal.

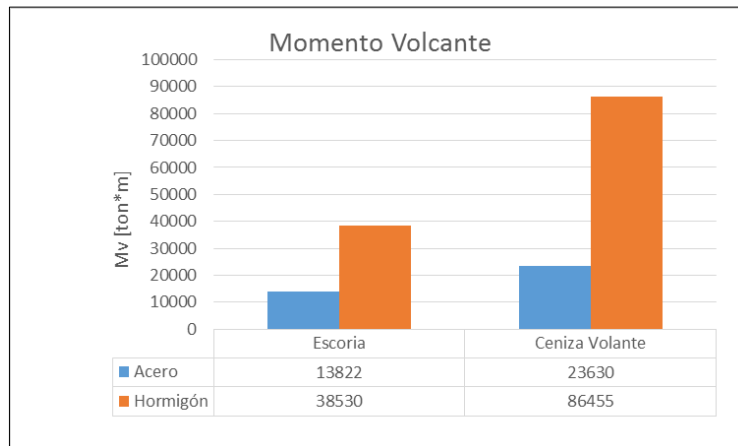


Ilustración 59: Resumen momento volcante.

CAPITULO 6. CUBICACIÓN Y VALORIZACIÓN

6.1. GENERALIDADES

En este capítulo se aborda la cubicación de materiales de construcción necesarios, se realizan valorizaciones de estos materiales y se hacen consideraciones sobre los materiales y costos no observados directamente en este trabajo. En general, las partidas más importantes en este trabajo son:

- Acero Perfiles metálicos A36 [kg]
- Acero Planchas de acero A36[kg]
- Hormigón estructural H30 [m³]
- Hormigón para fundaciones H30 [m³]
- Acero de refuerzo A63-42H [kg]

Partidas que influyen en los costos y que no han sido tratadas directamente y para las cuales se tomaron consideraciones son:

- Conexiones apernadas [unidad]
- Anclajes [unidad]
- Protección contra abrasión al interior del silo [kg]
- Armaduras de carácter constructivo [kg]
- Atiesadores y rigidizadores [kg]
- Pedestales, placas bases, entre otros.

Como contingencia de lo anterior, se consideró un aumento del 12% en la cantidad de acero estructural para silos con esa solución, y un aumento del 15% para la armadura de refuerzo de los silos de hormigón armado. El resultado de estos aumentos se introduce en los volúmenes presentados en la sección 7.5 de este trabajo.

El detalle de los precios unitarios se encuentran detallados en el capítulo 2: Antecedentes.

6.2. PRESUPUESTO SILOS DE ACERO ESTRUCTURAL

A continuación se presenta el presupuesto obtenido, con las cantidades necesarias para construcción, con precios unitarios estándar definidos 7.2 escenario 1:

Tabla 28: Presupuesto materiales Acero - Escoria

Ítem	Nombre Partida	Unidad	Cantidad	P.U.	Valor Total
1	Estructura Metálica	GL	1	\$ 738,063,711	\$ 738,063,711
1.1	HE800x660.7	kg	53902.99	\$ 2,990	\$ 161,153,769
1.2	HE800x781.9	kg	63792.04	\$ 2,990	\$ 190,719,062
1.3	HE600x262.5	kg	6132.09	\$ 2,990	\$ 18,333,109
1.4	H1100x350.9	kg	19789.85	\$ 2,990	\$ 59,165,715
1.5	H200x22.8	kg	4505.79	\$ 2,990	\$ 13,470,960
1.6	H400x83.1	kg	8196.34	\$ 2,990	\$ 24,504,598
1.7	H500x137.8	kg	31080.12	\$ 2,990	\$ 92,920,235
1.8	HSS150x22.8	kg	175.2	\$ 2,990	\$ 523,795
1.9	HSS406x123.2	kg	8281.51	\$ 2,990	\$ 24,759,230
1.10	HSS88.9x10.7	kg	3171.95	\$ 2,990	\$ 9,483,179
1.11	HSS273.1x81.6	kg	20487.35	\$ 2,990	\$ 61,251,030
1.12	Canal Anillo	kg	27353.59	\$ 2,990	\$ 81,779,028
2	Manto de acero	GL	1	\$ 220,653,672	\$ 220,653,672
2.1	Manto e=16mm	kg	14995.88	\$ 2,990	\$ 44,833,182
2.2	Manto e=14mm	kg	40555.19	\$ 2,990	\$ 121,247,852
2.3	Manto e=12mm	kg	18253.55	\$ 2,990	\$ 54,572,638
3	Fundaciones	GL	1	\$ 238,754,107	\$ 238,754,107
3.1	Losa	GL	1	\$ 232,874,754	\$ 232,874,754
3.1.1	Hormigón H25	m ³	356.4	\$ 294,644	\$ 105,011,264
3.1.2	Armadura de refuerzo	kg	42768.00	\$ 2,990	\$ 127,863,490
3.2	Viga de Fundación	unidad	8	\$ 734,919	\$ 5,879,353
3.2.1	Hormigón H30	m ³	0.7	\$ 294,644	\$ 212,144
3.2.2	Armadura de refuerzo	kg	174.86	\$ 2,990	\$ 522,775
				Total \$	\$ 1,197,471,491
				Total US\$	\$ 2,002,662

Tabla 29: Presupuesto materiales Acero - Ceniza

Ítem	Nombre Partida	Unidad	Cantidad	P.U.	Valor Total
1	Estructura Metálica	GL	1	\$ 932,742,242	\$ 932,742,242
1.1	HE800x660.7	kg	78080.06	\$ 2,990	\$ 233,435,955
1.2	HE800x781.9	kg	61603.09	\$ 2,990	\$ 184,174,758
1.3	HE600x262.5	kg	28183.9	\$ 2,990	\$ 84,261,406
1.4	H1100x350.9	kg	22639.02	\$ 2,990	\$ 67,683,878
1.5	H200x22.8	kg	2707.8	\$ 2,990	\$ 8,095,510
1.6	H400x83.1	kg	10715.86	\$ 2,990	\$ 32,037,207
1.7	H500x137.8	kg	17777.39	\$ 2,990	\$ 53,149,063
1.8	HSS150x22.8	kg	175.2	\$ 2,990	\$ 523,795
1.9	HSS406x123.2	kg	56335.38	\$ 2,990	\$ 168,425,886
1.10	HSS88.9x10.7	kg	2475.8	\$ 2,990	\$ 7,401,899
1.11	Canal Anillo	kg	31291.73	\$ 2,990	\$ 93,552,885
2	Manto de acero	GL	1	\$ 542,101,642	\$ 542,101,642
2.1	Manto e=20	kg	50829.2	\$ 2,990	\$ 151,964,059
2.2	Manto e=16	kg	107328.17	\$ 2,990	\$ 320,879,030
2.3	Manto e=14	kg	23165.72	\$ 2,990	\$ 69,258,553
3	Fundaciones	GL	1	\$ 345,665,256	\$ 345,665,256
3.1	Losa	GL	1	\$ 313,636,032	\$ 313,636,032
3.1.1	Hormigón H25	m ³	480.0	\$ 294,644	\$ 141,429,312
3.1.2	Armadura de refuerzo	kg	57600.00	\$ 2,990	\$ 172,206,720
3.2	Viga de Fundación	unidad	12	\$ 2,669,102	\$ 32,029,224
3.2.1	Hormigón H30	m ³	5.0	\$ 294,644	\$ 1,473,222
3.2.2	Armadura de refuerzo	kg	400.00	\$ 2,990	\$ 1,195,880
				Total \$	\$ 1,820,509,140
				Total US\$	\$ 3,044,635

A continuación, para condensar la información se presenta el siguiente resumen:

Tabla 30: Valor Silo Acero -Escoria

Elemento	Cantidad	Valor
Acero Perfiles A36 [kg]	246869	\$ 1,234,344
Acero Planchas A36 [kg]	73805	\$ 369,023
Hormigón H30 [m ³]	362	\$ 178,460
Armadura Refuerzo A63-42H [kg]	44167	\$ 220,834
Total		\$ 2,002,662

Tabla 31: Valor Silo Acero - Ceniza Volante

Elemento	Cantidad	Valor
Acero Perfiles A36 [kg]	311985	\$ 1,559,926
Acero Planchas A36 [kg]	181323	\$ 906,615
Hormigón H30 [m ³]	540	\$ 266,094
Armadura Refuerzo A63-42H [kg]	62400	\$ 312,000
Total		\$ 3,044,635

6.3. PRESUPUESTO SILOS DE HORMIGÓN ARMADO

A continuación se presenta el presupuesto con las cantidades necesarias para construir las soluciones en hormigón armado, utilizando los precios definidos en 7.2, escenario 1:

Tabla 32: Presupuesto Silo Hormigón - Escoria

Ítem	Nombre	Unidad	Cantidad	P.U.	Valor Total
1	SUPERESTRUCTURA				
1.1	Muro superior 1				
1.1.1	Hormigón H30	m3	108.0	\$ 493	\$ 53,228.79
1.1.2	Acero de refuerzo	kg	16959.2	\$ 5	\$ 84,796.06
1.2	Muro superior 2				
1.2.1	Hormigón H30	m3	71.4	\$ 493	\$ 35,169.02
1.2.2	Acero de refuerzo	kg	11205.2	\$ 5	\$ 56,025.97
1.3	Muro superior 3				
1.3.1	Hormigón H30	m3	153.7	\$ 493	\$ 75,724.29
1.3.2	Acero de refuerzo	kg	30437.1	\$ 5	\$ 152,185.32
1.4	Muro inferior				
1.4.1	Hormigón H30	m3	111.1	\$ 493	\$ 54,767.72
1.4.2	Acero de refuerzo	kg	20508.2	\$ 5	\$ 102,541.21
1.5	Muro interior				
1.5.1	Hormigón H30	m3	16.1	\$ 493	\$ 7,954.27
1.5.2	Acero de refuerzo	kg	2534.3	\$ 5	\$ 12,671.55
1.6	Vigas en losas				
1.6.1	Hormigón H30	m3	14.6	\$ 493	\$ 7,177.12
1.6.2	Acero de refuerzo	kg	1165.2	\$ 5	\$ 5,825.99
1.7	Losa Techo				
1.7.1	Hormigón H30	m3	26.5	\$ 493	\$ 13,079.30
1.7.2	Acero de refuerzo	kg	2398.5	\$ 5	\$ 11,992.56
1.8	Losa superior				
1.8.1	Hormigón H30	m3	106.2	\$ 493	\$ 52,317.22
1.8.2	Acero de refuerzo	kg	10617.1	\$ 5	\$ 53,085.27
1.9	Losa inferior				
1.9.1	Hormigón H30	m3	26.5	\$ 493	\$ 13,079.30
1.9.2	Acero de refuerzo	kg	2500.3	\$ 5	\$ 12,501.58
1.10	Losa interior				
1.10.1	Hormigón H30	m3	3.5	\$ 493	\$ 1,716.66
1.8.2	Acero de refuerzo	kg	278.7	\$ 5	\$ 1,393.49
1.11	Cono				
1.11.1	Hormigón H30	m3	22.6	\$ 493	\$ 11,126.27
1.11.2	Acero de refuerzo	kg	1806.3	\$ 5	\$ 9,031.69
1.12	Tapa Cono				
1.12.1	Hormigón H30	m3	0.3	\$ 493	\$ 134.75
1.12.2	Acero de refuerzo	kg	21.9	\$ 5	\$ 109.38
1.13	Pilares				
1.13.1	Hormigón H30	m3	6.8	\$ 493	\$ 3,349.19
1.13.2	Acero de refuerzo	kg	611.7	\$ 5	\$ 3,058.52
1.14	Vigas entrada				
1.14.1	Hormigón H30	m3	5.5	\$ 493	\$ 2,715.75
1.14.2	Acero de refuerzo	kg	440.9	\$ 5	\$ 2,204.50
2	FUNDACIONES				
2.1	Hormigón H30	m3	722.3	\$ 493	\$ 355,901.18
2.2	Acero de refuerzo	kg	72225.2	\$ 5	\$ 361,126.08
Total					\$ 1,555,990

Tabla 33: Presupuesto Silo Hormigón - Ceniza Volante

Nombre	Unidad	Cantidad	P.U.	Valor Total
SUPERESTRUCTURA				
Muro superior 1				
Hormigón H30	m3	176.2	\$ 493	\$ 86,829.88
Acero de refuerzo	kg	27664.8	\$ 5	\$ 138,324.23
Muro superior 2				
Hormigón H30	m3	155.3	\$ 493	\$ 76,518.83
Acero de refuerzo	kg	24379.6	\$ 5	\$ 121,898.23
Muro superior 3				
Hormigón H30	m3	276.1	\$ 493	\$ 136,033.47
Acero de refuerzo	kg	69236.8	\$ 5	\$ 346,184.09
Muro inferior				
Hormigón H30	m3	196.1	\$ 493	\$ 96,649.92
Acero de refuerzo	kg	31938.0	\$ 5	\$ 159,690.06
Muro interior				
Hormigón H30	m3	35.8	\$ 493	\$ 17,632.22
Acero de refuerzo	kg	6919.0	\$ 5	\$ 34,595.08
Vigas en losas				
Hormigón H30	m3	20.8	\$ 493	\$ 10,251.34
Acero de refuerzo	kg	1664.3	\$ 5	\$ 8,321.47
Losa Techo				
Hormigón H30	m3	54.3	\$ 493	\$ 26,746.69
Acero de refuerzo	kg	8154.4	\$ 5	\$ 40,771.96
Losa superior				
Hormigón H30	m3	217.1	\$ 493	\$ 106,986.77
Acero de refuerzo	kg	21711.5	\$ 5	\$ 108,557.41
Losa inferior				
Hormigón H30	m3	54.3	\$ 493	\$ 26,746.69
Acero de refuerzo	kg	7366.4	\$ 5	\$ 36,831.95
Losa interior				
Hormigón H30	m3	8.1	\$ 493	\$ 4,012.00
Acero de refuerzo	kg	1334.8	\$ 5	\$ 6,673.98
Cono				
Hormigón H30	m3	53.5	\$ 493	\$ 26,363.06
Acero de refuerzo	kg	6991.3	\$ 5	\$ 34,956.25
Tapa Cono				
Hormigón H30	m3	0.3	\$ 493	\$ 154.00
Acero de refuerzo	kg	34.4	\$ 5	\$ 172.04
Pilares				
Hormigón H30	m3	9.4	\$ 493	\$ 4,650.42
Acero de refuerzo	kg	849.4	\$ 5	\$ 4,246.82
Viga entrada				
Hormigón H30	m3	5.7	\$ 493	\$ 2,826.49
Acero de refuerzo	kg	458.9	\$ 5	\$ 2,294.39
FUNDACIONES				
Hormigón H25	m3	1293.1	\$ 493	\$ 637,185.41
Acero de refuerzo	kg	129308.0	\$ 5	\$ 646,539.77
Total				\$ 2,949,645

Resumiendo:

Tabla 34: Valor Silo Hormigón - Escoria

Elemento	Cantidad	Valor
Hormigón H30 [m ³]	1395	\$ 687,441
Armadura Refuerzo A63-42H [kg]	173710	\$ 868,549.18
Total		\$ 1,555,990

Tabla 35: Valor Silo Hormigón - Ceniza Volante

Elemento	Cantidad	Valor
Hormigón H30 [m ³]	2556	\$ 1,259,587
Armadura Refuerzo A63-42H [kg]	338012	\$ 1,690,058
Total		\$ 2,949,645

CAPITULO 7. MATRIZ DE COMPARACIÓN

7.1. GENERALIDADES

En este capítulo se desarrolla el análisis de sensibilidad de los precios de cada partida sobre los costos finales de cada estructura. Se discute también sobre las ventajas y desventajas que ambos materiales presentan frente a las condiciones establecidas y a la realidad del país.

7.2. COSTOS DE CONSTRUCCIÓN: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Para realizar esta comparación de manera controlada, se procede a definir 4 casos o escenarios extremos, utilizando los precios unitarios definidos en el capítulo 3: Antecedentes.

ESCENARIO 1: Se favorece al acero estructural, utilizando sus precios más bajos frente a los precios más altos del hormigón armado. Este caso se utilizó para la valoración del capítulo 6 y en las conclusiones de esta memoria.

Tabla 36: Análisis de sensibilidad Escenario 1

Material	Valor US\$
Acero Estructural Perfiles A36 [kg]	\$ 5
Acero Estructural Planchas A36 [kg]	\$ 5
Acero de refuerzo A63-42H [kg]	\$ 5
Hormigón H30 [m ³]	\$ 493

ESCENARIO 2: Caso intermedio, utilizando los precios más bajos de ambos materiales.

Tabla 37: Análisis de sensibilidad Escenario 2

Material	Valor US\$
Acero Estructural Perfiles A36 [kg]	\$ 5
Acero Estructural Planchas A36 [kg]	\$ 5
Acero de refuerzo A63-42H [kg]	\$ 3
Hormigón H30 [m ³]	\$ 329

ESCENARIO 3: Caso intermedio, utilizando los precios más altos de ambos materiales.

Tabla 38: Análisis de sensibilidad Escenario 3

Material	Valor US\$
Acero Estructural Perfiles A36 [kg]	\$ 7
Acero Estructural Planchas A36 [kg]	\$ 7
Acero de refuerzo A63-42H [kg]	\$ 5
Hormigón H30 [m ³]	\$ 493

ESCENARIO 4: Se favorece al hormigón armado, utilizando sus precios más bajos frente a los precios más altos del acero estructural.

Tabla 39: Análisis de sensibilidad Escenario 4

Material	Valor US\$
Acero Estructural Perfiles A36 [kg]	\$ 7
Acero Estructural Planchas A36 [kg]	\$ 7
Acero de refuerzo A63-42H [kg]	\$ 3
Hormigón H30 [m ³]	\$ 329

Como resultado de estas definiciones, se presentan los valores de cada estructura, para cada escenario presentado:

Tabla 40: Comparación de Costos de Construcción Finales

ESTRUCTURA	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2	ESCENARIO 3	ESCENARIO 4
	[USD\$]	[USD\$]	[USD\$]	[USD\$]
Acero - Escoria	\$ 2,221,566	\$ 2,063,145	\$ 2,939,874	\$ 2,781,454
Acero - Ceniza	\$ 3,378,060	\$ 3,149,586	\$ 4,483,071	\$ 4,254,597
Hormigón - Escoria	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337
Hormigón - Ceniza	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823
Costo Hormigon Escoria/Costo Acero Escoria	81%	55%	61%	40%
Costo Hormigon Ceniza/Costo Acero Ceniza	100%	68%	76%	50%

El parámetro “Costo Hormigón / Costo Acero”, representa la relación entre los costos de ambas estructuras, su interpretación para el caso de Escoria – Escenario 1, debe ser como sigue: El Silo de hormigón estructural cuesta un 81% de lo que cuesta el mismo Silo en acero estructural. Por lo tanto, el silo de hormigón en este caso es un 19% más barato que el de acero. Para facilitar la interpretación se puede consultar la siguiente gráfica:

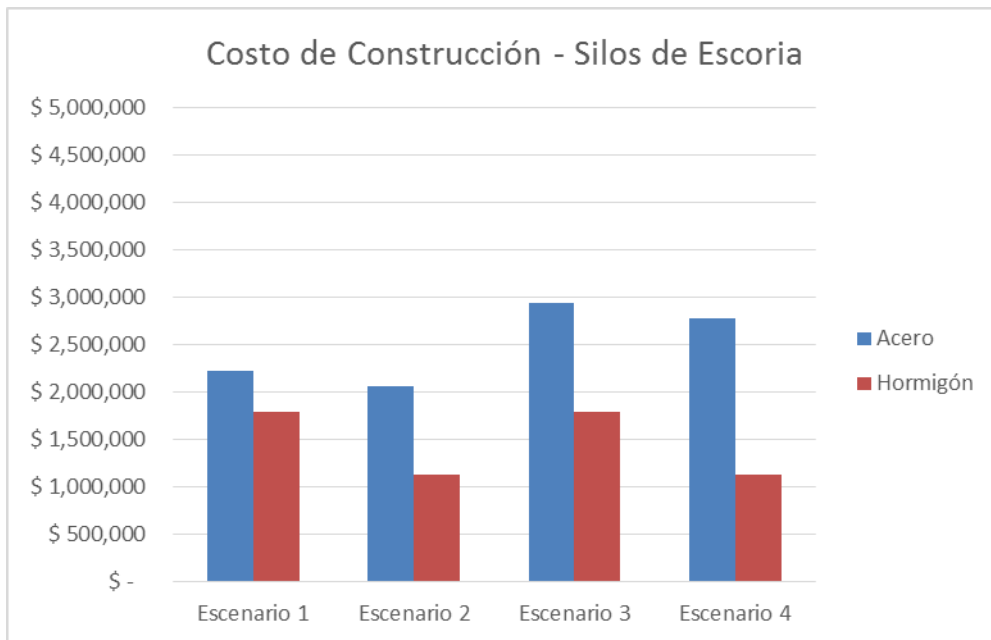


Ilustración 60: Costo construcción Silos de Escoria, en USD.

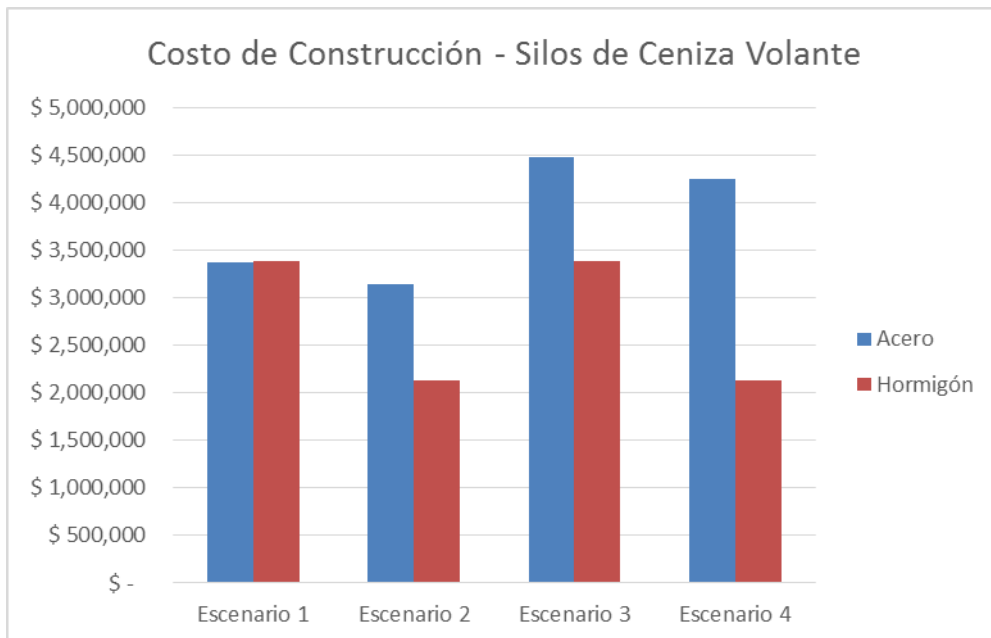


Ilustración 61: Costo construcción Silos de Ceniza Volante, en USD.

Si se esperan resultados que faciliten la segunda interpretación “más barato que”, se puede consultar la siguiente tabla:

Tabla 41: Comparación de Costos de Construcción Finales

ESTRUCTURA	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2	ESCENARIO 3	ESCENARIO 4
	[USD\$]	[USD\$]	[USD\$]	[USD\$]
Acero - Escoria	\$ 2,221,566	\$ 2,063,145	\$ 2,939,874	\$ 2,781,454
Acero - Ceniza	\$ 3,378,060	\$ 3,149,586	\$ 4,483,071	\$ 4,254,597
Hormigón - Escoria	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337
Hormigón - Ceniza	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823
Ventaja hormigón Escoria	19%	45%	39%	60%
Ventaja hormigón Ceniza	0%	32%	24%	50%

7.3. COSTOS DE MANTENCIÓN

En términos de mantención, sin considerar reparaciones eventuales por sismo u otras externalidades, el hormigón armado si tiene un recubrimiento suficiente para proteger la armadura de la corrosión, no necesita mantenciones durante su vida útil, manteniendo una excelente resistencia a la corrosión.

El acero estructural en cambio, requiere mantenciones periódicas anuales estimadas en CLP\$50.000.000 al año para fines de resistencia a la corrosión, principalmente pinturas anticorrosivas.

En términos de inversión, el costo de mantención durante la vida útil se debe traer a valor presente para fines comparativos, un simple ejercicio resume el costo de mantención de los silos de almacenamiento en acero estructural a una inversión actual de:

$$VAN = \sum_{t=1}^{30} \frac{50,000,000}{(1 + 10\%)^t} = CLP\$ 471,300,000 = USD\$ 788,000$$

7.4. ASPECTOS TÉCNICOS

En esta sección se comentan otros aspectos técnicos relevantes que influyen en selección del material, como plazos de construcción, durabilidad, desempeño, entre otros.

Plazo de Construcción

En términos de tiempo, el montaje de las estructuras en acero es mucho más eficiente que la construcción de la estructura de hormigón armado. El silo de acero puede estar terminado en un tiempo de 3 a 4 meses, mientras que el almacén de hormigón armado se completa en un plazo de 6 meses. Pese a lo anterior, los silos de almacenamiento no se considera una actividad crítica dentro del proyecto macro de una central termoeléctrica, cuya construcción completa puede tomar 3 años. Existe una gran holgura libre correspondiente a los silos de almacenamiento ya que son estructuras independientes y no afectan el plazo final de la obra principal. En este sentido, aunque el acero tiene menores tiempos de montaje, esta ventaja no tiene mayores implicancias para el proyecto.

Durabilidad y Desempeño sísmico

Para efectos de durabilidad, teniendo en cuenta la debida mantención del acero estructural, ambos presentan los mismos niveles de vida útil, que coincide con la vida útil proyectada para la central, variando entre 30 a 50 años. Estos materiales presentan alta durabilidad siempre cuando se realicen sus mantenciones.

En cuanto al desempeño sísmico de las estructuras, los 4 silos presentados en esta memoria fueron diseñados bajo las mismas condiciones sísmicas, es decir, es una variable fija que no presenta diferencias entre una estructura y la otra. La consecuencia de exigir el mismo desempeño en ambos materiales se ve reflejado principalmente en los costos de construcción. Sin embargo, una diferencia notoria en el desempeño sísmico de las estructuras son las importantes deformaciones que muestran las estructuras de acero (10 [cm]) en contraste con las del hormigón armado (2 [cm]).

7.5. Costos Finales de Inversión

En esta sección se presenta la matriz de comparación de los costos finales de inversión, en base a los escenarios definidos en 7.2, que incluye:

- Costos de construcción (suministro, construcción y montaje)
- Costos de mantención
- Aumentos de volúmenes de material por razones constructivas

Tabla 42: Costos Finales de Inversión

ESTRUCTURA	ESCENARIO 1 [USD\$]	ESCENARIO 2 [USD\$]	ESCENARIO 3 [USD\$]	ESCENARIO 4 [USD\$]
Acero - Escoria	\$ 3,009,566	\$ 2,851,145	\$ 3,727,874	\$ 3,569,454
Acero - Ceniza	\$ 4,166,060	\$ 3,937,586	\$ 5,271,071	\$ 5,042,597
Hormigón - Escoria	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337
Hormigón - Ceniza	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823
Ventaja hormigón Escoria	41%	60%	52%	68%
Ventaja hormigón Ceniza	19%	46%	36%	58%

Gráficamente, se puede observar lo siguiente:

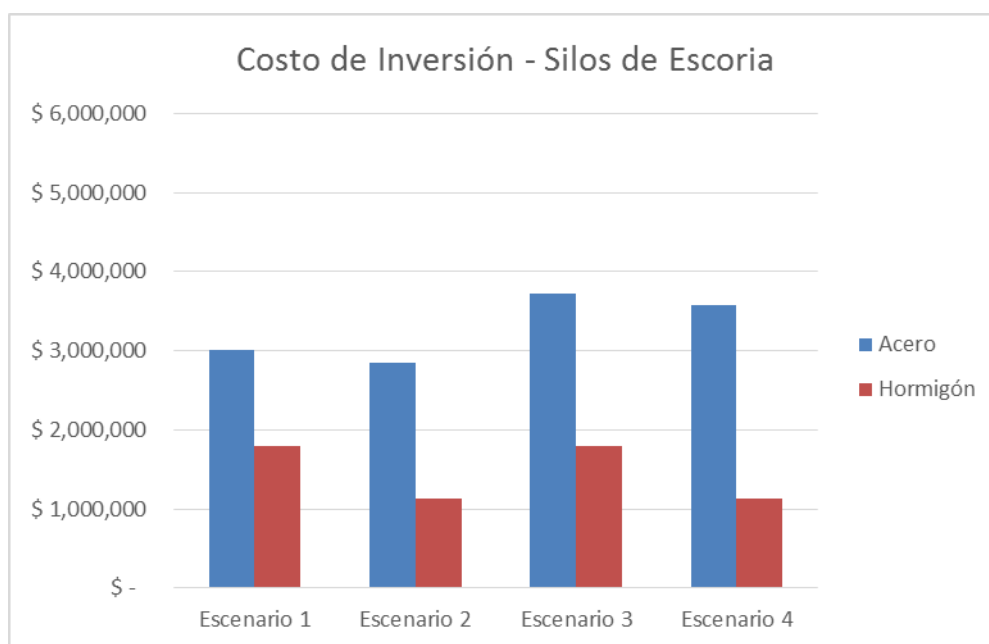


Ilustración 62: Costo de Inversión Silo de Escoria, en USD.

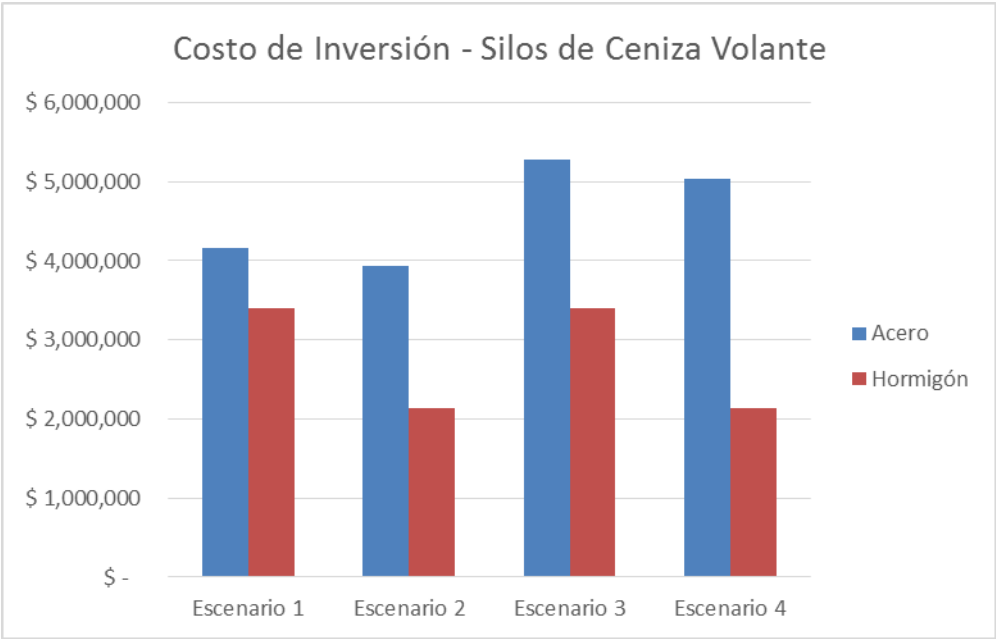


Ilustración 63: Costo de Inversión Silo de Ceniza, en USD.

CAPITULO 8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En este trabajo de título se han definido, diseñado y valorizado las 4 estructuras de Silos descritas en la Introducción, cumpliendo satisfactoriamente los objetivos declarados al comienzo de este trabajo de tesis. En este capítulo se entrega las conclusiones del análisis de los resultados obtenidos y se incluye además, comentarios sobre la metodología utilizada.

8.1. COMENTARIOS SOBRE EL DISEÑO

El diseño de las estructuras dio cumplimiento a las disposiciones de la normativa chilena vigente y a la práctica habitual en el diseño de este tipo de estructuras industriales. En este sentido, se estableció como requisito utilizar los códigos de diseño de cada material, en particular, los códigos desarrollados por el ACI para hormigón armado y la AISC para estructuras de acero, tal como lo indica la misma norma chilena NCh2369.of2003.

Los espectros de diseño sísmico utilizados en esta memoria, fueron los definidos por el método modal espectral de la norma chilena NCh2369 Oficial 2003, esta normativa establece la exigencia mínima que deben cumplir estas estructuras industriales. Se hace notar que los proyectos de centrales termoeléctricas generalmente poseen en sus criterios de diseño sísmico particulares, una definición de espectro de diseño con un sismo más severo que el utilizado en este estudio.

Sin embargo se decidió para este trabajo la aplicación de la norma sísmica chilena tal como es, con la salvedad de que estos diseños tienen como objetivo un análisis comparativo de costos y no su ejecución como proyectos reales.

Por la misma razón, no se utilizaron todas las combinaciones de carga incluidas en los proyectos de Centrales Termoeléctricas PC, como son las combinaciones descritas por el ASCE, u otros códigos conocidos.

Además, el diseño de las estructuras fue realizado a nivel de pre-diseño, de manera de alcanzar el objetivo de determinar las cantidades principales de materiales y cantidades de obras para la estimación de la inversión.

La economía y optimización de diseños de las estructuras corresponde a etapas posteriores del desarrollo de la ingeniería. La metodología de trabajo utilizada fue similar la práctica habitual, tal como se hizo en los proyectos que se tuvieron a la vista al momento de realizar este trabajo. En este aspecto, existe solo un silo construido en hormigón armado para almacenar ceniza en una central en operación en Chile, del cual se obtuvo la geometría, en base a antecedentes de la Universidad de Chile.

En particular, para el caso del diseño en acero estructural, no se realizó el cálculo de placas base, pernos de anclaje, conexiones y gusset, atiesadores, entre otros, cuyas implicancias económicas se consideraron como el 12% del total de acero calculado.

Para el caso del hormigón armado, no se realizó la determinación detallada de algunas armaduras de anclajes, confinamiento, armadura de borde, longitudes de anclaje, uniones, traslapes, dobleces, trabas y amarras, cuyas implicancias económicas se consideraron como un 15% del total calculado de la armadura de refuerzo del Silo.

8.2. CONCLUSIONES SOBRE LA COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA

Basado en los resultados presentados en el capítulo 7, presentados a continuación, se puede concluir que en todos los escenarios definidos en este trabajo, la solución de hormigón armado resulta ser la de menor costo de inversión.

Tabla 43: Costos de Inversión Finales.

ESTRUCTURA	ESCENARIO 1 [USD\$]	ESCENARIO 2 [USD\$]	ESCENARIO 3 [USD\$]	ESCENARIO 4 [USD\$]
Acero - Escoria	\$ 3,009,566	\$ 2,851,145	\$ 3,727,874	\$ 3,569,454
Acero - Ceniza	\$ 4,166,060	\$ 3,937,586	\$ 5,271,071	\$ 5,042,597
Hormigón - Escoria	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337	\$ 1,789,389	\$ 1,126,337
Hormigón - Ceniza	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823	\$ 3,392,092	\$ 2,131,823
Ventaja hormigón Escoria	41%	60%	52%	68%
Ventaja hormigón Ceniza	19%	46%	36%	58%

Al respecto, se determinó que en el escenario 1, que define el precio más bajo para el acero estructural y precio más alto para el hormigón armado, la solución en hormigón armado para el Silo de Ceniza Volante es un 19% de menor costo de inversión que la solución en acero estructural.

En el caso del Silo de Escoria, esta diferencia aumenta, lográndose un menor costo de inversión a favor del hormigón armado de un 41%.

En del escenario 4, donde el precio del acero estructural están en el valor mayor del rango establecido y los precios del hormigón armado están en su menor valor, el menor costo alcanza al 58% y al 68% en Silo de Ceniza Volante y Silo de Escoria respectivamente.

Para la construcción de los escenarios, se utilizaron precios unitarios reales cuya variación es normal en el mercado de la construcción de proyectos industriales, y que refleja la variación del precio del dólar y la economía chilena en general.

Sin embargo lo anterior, existen factores que influyen en las diferencias en los costos, que se discuten a continuación.

- Geometría de las estructuras

Según se vio en el capítulo 7, el costo de construcción de los Silos de Ceniza Volante entre acero y hormigón, tiene valores más cercanos que en el caso de Silos de Escoria.

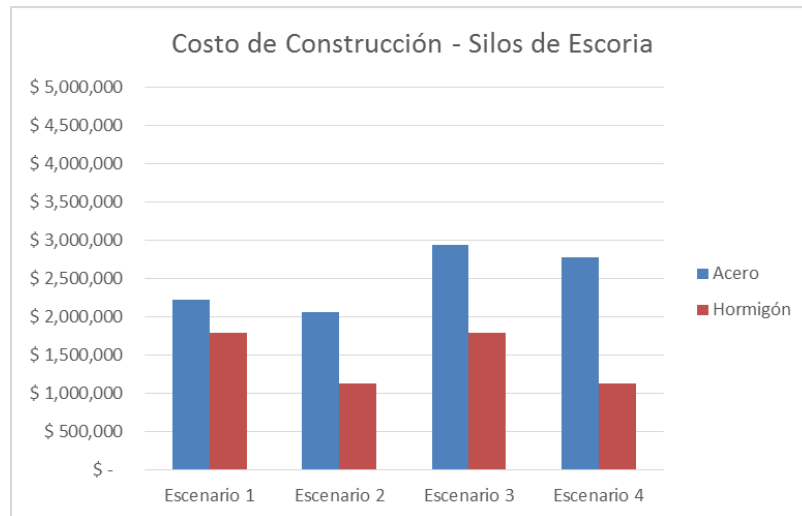


Ilustración 64: Costos de Construcción Silos Escoria.

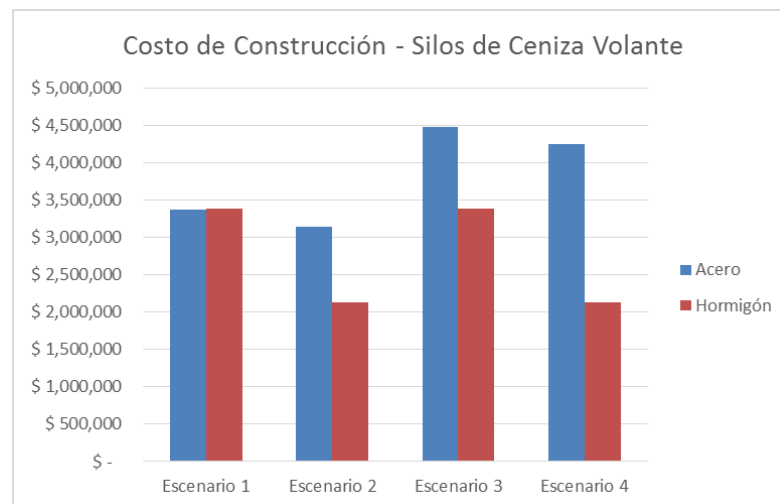


Ilustración 65: Costos de Construcción Silos de Ceniza Volante.

Esto debido principalmente a la geometría que presenta el Silo de Ceniza Volante en acero, diferente al Silo de Escoria en acero. Lo anterior indica que la geometría utilizada en el Silo de Ceniza Volante optimiza significativamente los

gastos de construcción, igualando los costos entre acero y hormigón. Sin embargo, esta geometría obliga al manto de acero del silo a trabajar a compresión en la mayor parte de su superficie, lo que se traduce en mayor vulnerabilidad a condiciones de pandeo.

- **Materiales a almacenar**

Los materiales a almacenar también influyen directamente en los costos de construcción. Para materiales líquidos, como agua, el ancho de las fisuras en el hormigón debe restringirse aún más, lo que aumenta cantidades de material de construcción, en términos de espesor del manto o armadura de refuerzo. En este sentido, el acero estructural tiene un mejor comportamiento para materiales líquidos que el hormigón armado. Para materiales granulares, esta condición desaparece y la distancia entre los costos de construcción aumenta.

- **Ubicación del proyecto**

La ubicación del proyecto también juega un rol importante en aspectos de mantención de las estructuras de acero estructural y control de grietas y fisuras en el hormigón armado. Para este trabajo, como se trató de un ambiente costero con presencia de brisa marina, el ancho de grietas en las estructuras de hormigón armado debió limitarse a 0.15 [mm]. Esta condición es menos estricta en otras ubicaciones, disminuyendo exigencias de materiales y por lo tanto cantidades y costos de construcción del hormigón armado.

8.3. COMENTARIOS FINALES

Una ventaja del acero estructural es que los equipos relacionados con estas estructuras se encuentran estandarizados, así como también lo está el diseño de las estructuras. Esto último presenta ventajas y desventajas, ya que la estandarización por empresas extranjeras de estas estructuras tiene como resultado un equipo de acero traído desde el exterior en corto plazo, sin embargo, hay casos frecuentes donde los diseños de estos Silos no cumple con los requisitos sísmicos de nuestro país lo cual finalmente puede influir en los plazos finales, presentando modificaciones de obra.

Otra desventaja de estas estructuras de acero son los mayores costos de construcción y mantención, detallados en el capítulo 7.

Este trabajo propone una solución en hormigón armado, de menor costo de construcción, costo de mantención casi nulo durante su vida útil, y que puede ser desarrollada por la ingeniería local y construida por contratistas nacionales, eliminando

las restricciones antes mencionadas. Un ejemplo es el silo de hormigón armado para ceniza en operación en Mejillones, Antofagasta.

Para finalizar, dada la naturaleza de este trabajo basada en la práctica habitual, algunos puntos interesantes para el estudio y profundización de este trabajo son la optimización del diseño de estas estructuras, la incorporación de las pérdidas de los materiales de construcción y un detalle más preciso de los aumentos de materiales necesarios para la construcción. Estos puntos pueden presentar nuevas condiciones para determinar las diferencias de costos de inversión de las estructuras industriales aquí presentadas.

BIBLIOGRAFÍA:

1. Rojas Pereira, Marcela de Lourdes. “Diseño de silo de hormigón armado para cenizas de una central térmica”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Santiago, Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 2000.
2. American Concrete Institute, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-11)”, Detroit, Michigan, 2011.
3. American Petroleum Institute, “Welded Tanks for Oil Storage” API Standard 650, Addendum 2, 11th edition, 2007.
4. Instituto Nacional de Normalización “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh2369 Of.2003, INN, Chile.
5. Instituto Nacional de Normalización “Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones”, NCh423 Of.1971, INN, Chile.
6. Instituto Nacional de Normalización “Cargas permanentes y sobrecargas de uso”, NCh1537 Of.1986, INN, Chile.
7. Instituto Nacional de Normalización “Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga”, NCh3171 Of.2010, INN, Chile.
8. American Institute of Steel Construction, “Specification for Structural Steel Buildings”, ANSI / AISC 360-10, Chicago, 2010.
9. American Concrete Institute, “Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials”, ACI 313-97, Detroit, Michigan, 2011.
10. Nilson H., Arthur. “Diseño de Estructuras de Concreto”, Mc-Grawhill, duodécima edición, Bogotá, Colombia, 1999.
11. CSI Computers & Structures INC., “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE”, Berkeley, California, USA, 2010.
12. Barrios y Montecinos Ingenieros Consultores, “Anexo 5: Parámetros para estimación de volúmenes de obras para ante proyectos”, En: Grupo Polpaico, Manual del Constructor, Chile, 1999.

ANEXOS

ANEXO A: MÉTODO JANSSEN DE PRESIONES

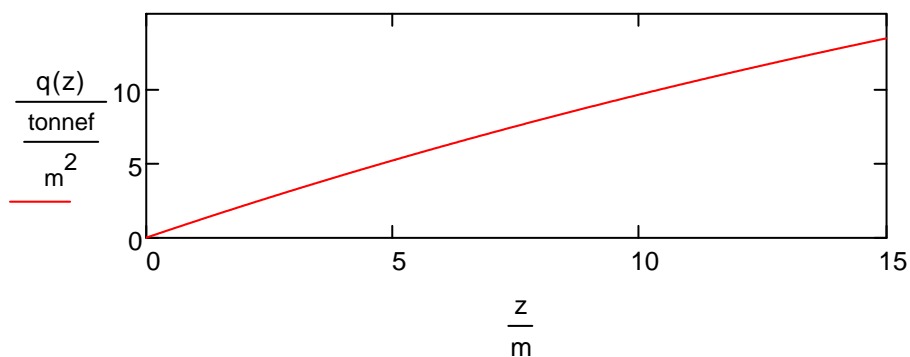
DETERMINACIÓN DE PRESIONES EN EL MANTO Y ENVOLVENTE - MÉTODO JANSSEN

- SILOS DE ACERO DE ESCORIA

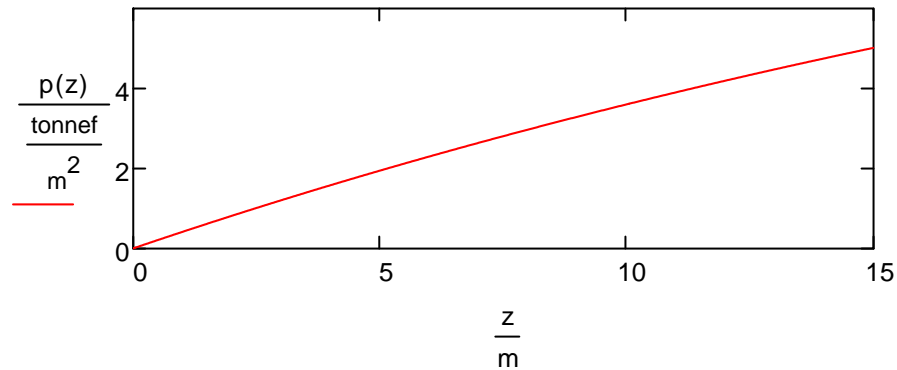
$\gamma := 1.12 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del material de relleno
$D := 14.10\text{m}$	Diámetro del silo
$\phi := 27\text{deg}$	Ángulo de fricción interna del material
$k := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.376$	Coefficiente Rankine de presiones
$\mu' := 0.30$	Coefficiente de roce material - silo
$R := \frac{D}{4} = 3.525\text{m}$	Radio hidráulico
$h1 := 749\text{cm}$	Profundidad hasta parte cilíndrica
$h2 := 2161\text{cm}$	Profundidad del fondo del silo (h1+altura cono inf.)
$\alpha := 65\text{deg}$	Ángulo inclinación del manto en el cono inferior

1. Presión Vertical:

$$q(z) := \frac{\gamma \cdot R}{\mu' \cdot k} \left(1 - e^{-\frac{\mu' \cdot k \cdot z}{R}} \right)$$



2. Presión lateral: $p(z) := q(z) \cdot k$



3. Fuerza friccional acumulada por unidad de ancho:

$$V(z) := (\gamma \cdot z - 0.8 \cdot q(z)) \cdot R$$

4. Presión normal a superficie inclinada:

$$q_n(z) := p(z) \cdot \sin(\alpha)^2 + q(z) \cdot \cos(\alpha)^2$$

5. Evaluación de presiones en puntos de interés:

$$p(h1) = 0.28 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$p(h2) = 0.656 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{d}{dh1} V(h1) = 0.146 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V(h1) = 85.325 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$V(h2) = 360.276 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$q(h1) = 0.746 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q(h2) = 1.748 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{d}{dh2} V(h2) = 0.236 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_n(h1) = 0.363 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_n(h2) = 0.851 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- SILOS DE ACERO DE CENIZA VOLANTE

$\gamma := 0.700 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del material de relleno
$D := 16.13\text{m}$	Diámetro del silo
$\phi := 40\text{deg}$	Ángulo de fricción interna del material
$k := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.217$	Coefficiente Rankine de presiones
$\mu' := 0.45$	Coefficiente de roce material - silo
$R := \frac{D}{4} = 4.032\text{m}$	Radio hidráulico
$h1 := 1823\text{cm}$	Profundidad hasta parte cilíndrica
$h2 := 2865\text{cm}$	Profundidad del fondo del silo (h1+altura cono inf.)
$\alpha := 65\text{deg}$	Ángulo inclinación del manto en el cono inferior

1. Presión Vertical:

$$q(z) := \frac{\gamma \cdot R}{\mu' \cdot k} \left(1 - e^{-\frac{\mu' \cdot k \cdot z}{R}} \right)$$

2. Presión lateral:

$$p(z) := q(z) \cdot k$$

3. Fuerza friccional acumulada por unidad de ancho:

$$V(z) := (\gamma \cdot z - 0.8 \cdot q(z)) \cdot R$$

4. Presión normal a superficie inclinada:

$$q_n(z) := p(z) \cdot \sin(\alpha)^2 + q(z) \cdot \cos(\alpha)^2$$

5. Evaluación de presiones en puntos de interés:

$p(h1) = 0.224 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$p(h2) = 0.314 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$\frac{d}{dh1} V(h1) = 0.137 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$V(h1) = 181.906 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$	$V(h2) = 342.448 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$	
$q(h1) = 1.031 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$q(h2) = 1.445 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$\frac{d}{dh2} V(h2) = 0.17 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$q_n(h1) = 0.368 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$q_n(h2) = 0.516 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

- SILOS DE HORMIGÓN ESCORIA

$$\gamma := 1.12 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

Peso unitario del material de relleno

$$D := 11.70\text{m}$$

Diámetro del silo

$$\phi := 27\text{deg}$$

Ángulo de fricción interna del material

$$k := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.376$$

Coefficiente Rankine de presiones

$$\mu' := 0.40$$

Coefficiente de roce material - silo

$$R := \frac{D}{4} = 2.925\text{m}$$

Radio hidráulico

$$h1 := 1195\text{cm}$$

Profundidad hasta parte cilíndrica

$$h2 := 1750\text{cm}$$

Profundidad del fondo del silo (h1+altura cono inf.)

$$\alpha := 67\text{deg}$$

Ángulo inclinación del manto en el cono inferior

1. Presión Vertical:

$$q(z) := \frac{\gamma \cdot R}{\mu' \cdot k} \left(1 - e^{-\frac{\mu' \cdot k \cdot z}{R}} \right)$$

2. Presión lateral:

$$p(z) := q(z) \cdot k$$

3. Fuerza friccional acumulada por unidad de ancho: $V(z) := (\gamma \cdot z - 0.8 \cdot q(z)) \cdot R$

4. Presión normal a superficie inclinada: $q_n(z) := p(z) \cdot \sin(\alpha)^2 + q(z) \cdot \cos(\alpha)^2$

5. Evaluación de presiones en puntos de interés:

$$p(h1) = 0.376 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$p(h2) = 0.486 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{d}{dh1} V(h1) = 0.186 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V(h1) = 157.417 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$V(h2) = 270.719 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$\frac{d}{dh2} V(h2) = 0.221 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q(h1) = 1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q(h2) = 1.293 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_n(h1) = 0.471 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_n(h2) = 0.609 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- SILOS DE HORMIGÓN CENIZA VOLANTE

$\gamma := 0.700 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del material de relleno
$D := 16.70\text{m}$	Diámetro del silo
$\phi := 40\text{deg}$	Ángulo de fricción interna del material
$k := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.217$	Coefficiente Rankine de presiones
$\mu' := 0.55$	Coefficiente de roce material - silo
$R := \frac{D}{4} = 4.175\text{m}$	Radio hidráulico
$h1 := 1510\text{cm}$	Profundidad hasta parte cilíndrica
$h2 := 2350\text{cm}$	Profundidad del fondo del silo (h1+altura cono inf.)
$\alpha := 67\text{deg}$	Ángulo inclinación del manto en el cono inferior

1. Presión Vertical:

$$q(z) := \frac{\gamma \cdot R}{\mu' \cdot k} \left(1 - e^{-\frac{\mu' \cdot k \cdot z}{R}} \right)$$

2. Presión lateral: $p(z) := q(z) \cdot k$

3. Fuerza friccional acumulada por unidad de ancho: $V(z) := (\gamma \cdot z - 0.8 \cdot q(z)) \cdot R$

4. Presión normal a superficie inclinada: $q_n(z) := p(z) \cdot \sin(\alpha)^2 + q(z) \cdot \cos(\alpha)^2$

5. Evaluación de presiones en puntos de interés:

$p(h1) = 0.187 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$p(h2) = 0.26 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$\frac{d}{dh1} V(h1) = 0.141 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$V(h1) = 154.697 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$	$V(h2) = 286.929 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$	
$q(h1) = 0.858 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$q(h2) = 1.197 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$\frac{d}{dh2} V(h2) = 0.173 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$q_n(h1) = 0.289 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$q_n(h2) = 0.403 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

ANEXO B: DETERMINACIÓN ESPESOR MANTO DE ACERO

MEMORIA DE CÁLCULO SILO DE ALMACENAMIENTO DE ESCORIA - ACERO ESTRUCTURAL.

Materiales:

$$E := 210000 \text{MPa}$$

$$G := 81000 \text{MPa}$$

$$F_y := 248 \text{MPa}$$

$$F_u := 400 \text{MPa}$$

Parámetros de Diseño:

Dimensiones:

$$D := 1410 \text{cm}$$

$$h' := 479 \text{cm}$$

$$h := 270 \text{cm} + 0.66 \cdot h'$$

$$H := h' + 270 \text{cm}$$

$$h_c := 1412 \text{cm}$$

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{2h_c}{D}\right) = 63 \cdot \text{deg}$$

$$R := 0.5D = 7050 \cdot \text{mm}$$

$$R_1 := \frac{R}{\sin(\alpha)} = 7880 \cdot \text{mm}$$

Propiedades del material contenido y espesores del manto de acero

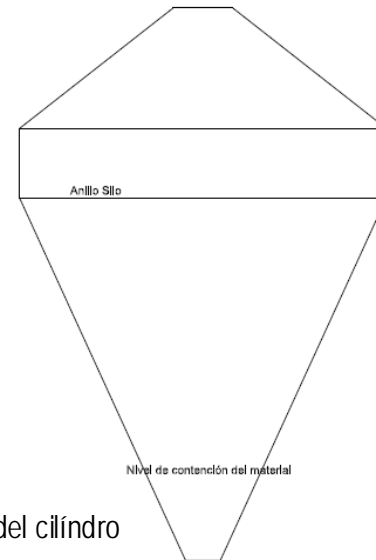
$$\gamma := 1.12 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

$$\mu := 0.3$$

$$\phi := 27 \text{deg}$$

$$t_{\text{inf}} := 12 \text{mm}$$

$$t_{\text{inter}} := 14 \text{mm}$$



Diámetro del cilindro

Altura cono superior

Altura de la parte cilíndrica más 1/3 de h'

Altura del cono superior + parte cilíndrica

Altura del cono inferior

Ángulo del cono inferior

Radio hidráulico

Densidad del material

Fricción Material - Acero

Ángulo de reposo del material

Espesor manto inferior a tracción

Espesor manto intermedio a compresión

Se han considerado 2mm de corrosión

Caso estático: Fórmulas de Janssen (DIN1055).

A lo largo de la parte cilíndrica:

$$k := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.376 \quad \text{Coeficiente de Rankine}$$

$$q(z) := \frac{\gamma \cdot D}{4\mu \cdot k} \cdot \left(1 - e^{\frac{-4\mu \cdot k \cdot z}{D}} \right) \quad \text{Presión Vertical}$$

$$p(z) := k \cdot q(z) \quad \text{Presión Lateral}$$

$$v(z) := (\gamma \cdot z - 0.8q(z)) \cdot \frac{D}{4} \quad \text{Fuerza Friccional Vertical}$$

$$T_m := v(h) = 63 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Compresión horizontal}$$

$$T_h := \frac{p(h) \cdot D}{2} = 158 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Tensión en el anillo}$$

A lo largo del anillo de soporte:

$$W_c := \gamma \cdot h_c \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{12} = 823113 \cdot \text{kgf}$$

$$T_m := \frac{R_1}{2} \cdot \left(q(h) + \frac{W_c}{\pi \cdot R_1^2 \cdot \sin(\alpha)^2} \right) = 444 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Tensión horizontal}$$

$$q_n := p(h) \cdot \sin(\alpha)^2 + q(h) \cdot \cos(\alpha)^2 = 0.029 \cdot \text{MPa}$$

$$T_h := q_n \cdot R_1 = 236 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$\Phi_{\text{temperatura}}(T) := 0.91 + \frac{0.91 - 0.88}{90 - 150} (T - 90)$$

$$\Phi_{\text{temperatura}}(135) = 0.888$$

$$F_y := \frac{2}{3} \cdot \Phi_{\text{temperatura}}(135) \cdot F_y = 147 \cdot \text{MPa}$$

Cargas Sísmicas

Cargas de diseño obtenidas del modelo

$$M_{E.x} := 9.8 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad \text{Momento c/r eje x}$$

$$M_{E.y} := 13.78 \cdot \text{kgf} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad \text{Momento c/r eje y}$$

$$V_{E.x} := 0.24764 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Corte eje x}$$

$$V_{E.y} := 81.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Corte eje y}$$

$$N_{E.t} := 149.81 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Tracción}$$

$$N_{E.c} := 22.279 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Compresión}$$

$$M_E := \sqrt{M_{E.x}^2 + M_{E.y}^2} = 17 \cdot \text{kgf} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad \text{Momento total}$$

$$V_E := \sqrt{V_{E.x}^2 + V_{E.y}^2} = 81 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Corte máximo}$$

Espesor del manto del silo:

Tension $\Omega := 1.67$

$$f_x := T_m = 444 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Tensión horizontal}$$

$$f_y := \frac{2\sqrt{M_{E.x}^2 + M_{E.y}^2}}{D} + N_{E.t} + T_h = 386 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Tensión en el anillo}$$

$$R_n := F_y \cdot t_{inf} = 1796 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \quad \text{if } R_n \geq \Omega \cdot \max(f_x, f_y) \\ \text{"Revisar"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. = \text{"OK"}$$

$$\frac{\Omega \cdot \max(f_x, f_y)}{R_n} = 0.413$$

Compresión $\Omega := 1.67$

$$f_y := \frac{2 \cdot \sqrt{M_{E.x}^2 + M_{E.y}^2}}{D} + N_{E.c} + T_h = 253 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$R_a := 135 F_y \cdot \frac{t_{inter}}{R} = 39 \cdot MPa \quad \text{Esfuerzo admisible de pandeo de compresión NCh2369}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \quad \text{if } R_a \cdot t_{inter} \geq 1.05 \Omega \cdot f_y \\ \text{"Revisar"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. = \text{"OK"} \quad \frac{\Omega \cdot f_y}{R_a \cdot t_{inter}} = 0.768$$

Corte $\Omega := 1.50$

$$f_{xy} := \frac{f_y + f_x}{2} = 344 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$R_n := 0.6 F_y \cdot t_{inf} = 1056 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \quad \text{if } R_n \geq \Omega \cdot f_{xy} \\ \text{"Revisar"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. = \text{"OK"}$$

MEMORIA DE CÁLCULO SILO DE ALMACENAMIENTO DE CENIZA - ACERO ESTRUCTURAL.

Materiales:

$$E := 210000\text{MPa}$$

$$G := 81000\text{MPa}$$

$$F_y := 248\text{MPa}$$

$$F_u := 400\text{MPa}$$

Parámetros de Diseño:

Dimensiones:

$$D := 1613\text{cm}$$

$$h' := 383\text{cm}$$

$$h := 1440\text{cm} + 0.66 \cdot h'$$

$$H := h' + 1440\text{cm}$$

$$h_c := 1342\text{cm}$$

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{2h_c}{D}\right) = 59\text{-deg}$$

$$R := 0.5D = 8065\text{-mm}$$

$$R_1 := \frac{R}{\sin(\alpha)} = 9409\text{-mm}$$

Propiedades del material contenido y espesores del manto

$$\gamma := 0.7 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

$$\mu := 0.55$$

$$\phi := 40\text{deg}$$

$$t_{\text{inter}} := 18\text{mm}$$

$$t_{\text{inf}} := 14\text{mm}$$

Diámetro del cilindro

Altura cono superior

Altura de la parte cilíndrica más 1/3 de h'

Altura del cono superior + parte cilíndrica

Altura del cono inferior

Ángulo del cono inferior

Radio hidráulico

Densidad del material

Fricción Material - Acero

Ángulo de reposo del material

Espesor manto intermedio a compresión

Espesor manto inferior a tracción

Caso estático: Fórmulas de Janssen (DIN1055).

A lo largo de la parte cilíndrica:

$$k := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.217 \quad \text{Coeficiente de Rankine}$$

$$q(z) := \frac{\gamma \cdot D}{4\mu \cdot k} \cdot \left(1 - e^{\frac{-4\mu \cdot k \cdot z}{D}} \right) \quad \text{Presión Vertical}$$

$$p(z) := k \cdot q(z) \quad \text{Presión Lateral}$$

$$v(z) := (\gamma \cdot z - 0.8q(z)) \cdot \frac{D}{4} \quad \text{Fuerza Friccional Vertical}$$

$$T_m := v(h) = 174 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad \text{Compresión horizontal}$$

$$T_h := \frac{p(h) \cdot D}{2} = 160 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad \text{Tensión en el anillo}$$

A lo largo del anillo de soporte:

$$W_c := \gamma \cdot h_c \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{12} = 6275 \cdot \text{kN}$$

$$T_m := \frac{R_1}{2} \cdot \left(q(h) + \frac{W_c}{\pi \cdot R_1^2 \cdot \sin(\alpha)^2} \right) = 574 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad \text{Tensión horizontal}$$

$$q_n := p(h) \cdot \sin(\alpha)^2 + q(h) \cdot \cos(\alpha)^2 = 0.039 \cdot \text{MPa}$$

$$T_h := q_n \cdot R_1 = 365 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$\Phi_{\text{temperatura}}(T) := 0.91 + \frac{0.91 - 0.88}{90 - 150} (T - 90)$$

$$\Phi_{\text{temperatura}}(135) = 0.888$$

$$F_y := \frac{2}{3} \cdot \Phi_{\text{temperatura}}(135) \cdot F_y = 147 \cdot \text{MPa}$$

Cargas Sísmicas

Cargas de diseño obtenidas del modelo

$$M_{E.x} := 10.63 \text{kgf} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad \text{Momento c/r eje x}$$

$$M_{E.y} := 10.86 \cdot \text{kgf} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \quad \text{Momento c/r eje y}$$

$$V_{E.x} := 193.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Corte eje x}$$

$$V_{E.y} := 0.171 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Corte eje y}$$

$$N_{E.c} := 24.792 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Compresión vertical}$$

$$N_{E.t} := 178.17 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Tracción vertical}$$

$$M_E := \sqrt{M_{E.x}^2 + M_{E.y}^2} = 0 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento total}$$

$$V_E := \sqrt{V_{E.x}^2 + V_{E.y}^2} = 190 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{Corte máximo}$$

Espesor del manto del silo:

Tension $\Omega := 1.67$

$$f_x := T_m = 574 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad \text{Tensión horizontal}$$

$$f_y := \frac{2 \cdot \sqrt{M_{E.x}^2 + M_{E.y}^2}}{D} + N_{E.t} + T_h = 540 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad \text{Tensión en el anillo}$$

$$R_n := F_y \cdot t_{\text{inf}} = 2054 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \text{ if } R_n \geq \Omega \cdot \max(f_x, f_y) \\ \text{"Revisar espesor"} \text{ otherwise} \end{array} \right. = \text{"OK"} \text{ if } R_n \geq \Omega \cdot \max(f_x, f_y)$$

$$\frac{\Omega \cdot \max(f_x, f_y)}{R_n} = 0.47$$

Compresión $\Omega := 1.67$

$$f_y := \frac{2 \cdot \sqrt{M_{E.x}^2 + M_{E.y}^2}}{D} + N_{E.c} + T_h = 390 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$R_a := 135 \cdot F_y \cdot \frac{t_{inter}}{R} = 44 \cdot MPa \quad \text{Esfuerzo admisible de pandeo de compresión (NCh2369)}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \text{ if } R_a \cdot t_{inter} \geq \Omega \cdot f_y \quad = \text{"OK"} \\ \text{"Revisar espesor"} \text{ otherwise} \end{array} \right. \quad \frac{f_y \cdot \Omega}{R_a \cdot t_{inter}} = 0.82$$

Corte $\Omega := 1.50$

$$f_{xy} := \frac{f_y + f_x}{2} = 482 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$R_n := 0.6 F_y \cdot t_{inf} = 1233 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \text{ if } R_n \geq \Omega \cdot f_{xy} \quad = \text{"OK"} \\ \text{"Revisar espesor"} \text{ otherwise} \end{array} \right. \quad \frac{f_{xy} \cdot \Omega}{R_n} = 0.59$$

ANEXO C: DETERMINACIÓN DE PERFILES ACERO ESTRUCTURAL

DISEÑO DE PERFILES - SILO ESCORIA

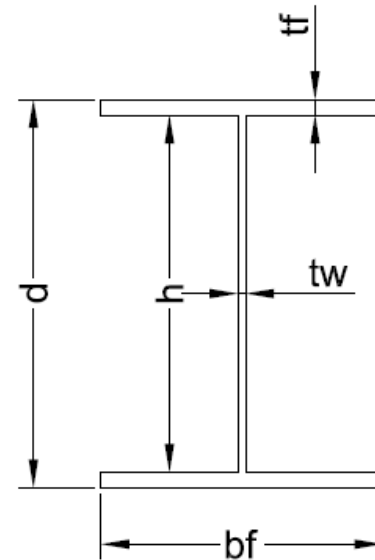
Materiales

$E := 210000\text{MPa}$	Módulo Elástico
$F_y := 248\text{MPa}$	Tensión de fluencia Acero A36
$G := 81000\text{MPa}$	Módulo de corte

H1100x350.9

Propiedades de la sección:

$b_f := 500\text{mm}$	Ancho de la sección	
$d := 1100\text{mm}$	Altura exterior de la sección	
$t_f := 28\text{mm}$	Espesor del ala	
$t_w := 16\text{mm}$	Espesor del alma	
$h := d - 2t_w$	Altura interior de la sección	
$h_0 := d - t_w$	Altura de la base al borde inferior del ala superior	
$A := 44704\text{mm}^2$	Área de la sección	
$I_x := 9563 \cdot 10^6\text{mm}^4$	Inercia con respecto a Eje X.	
$I_y := 584 \cdot 10^6\text{mm}^4$	Inercia con respecto a Eje Y.	
$S_x := 17388 \cdot 10^3\text{mm}^3$	Módulo resistente flexión Eje X	
$Z_x := 19368 \cdot 10^3\text{mm}^3$	Módulo plástico eje X	
$S_y := 2335 \cdot 10^3\text{mm}^3$	Módulo resistente flexión eje Y	$k_x := 1$
$Z_y := 3567 \cdot 10^3\text{mm}^3$	Módulo plástico Eje Y	$k_y := 1$
$C_w := 167.6 \cdot 10^{12}\text{mm}^6$	Módulo de alabeo	$k_z := 1$
$r_x := 463\text{mm}$	Radio de giro según X	
$r_y := 114\text{mm}$	Radio de giro según Y	
$J := 878 \cdot 10^4\text{mm}^4$	Momento polar de inercia (Módulo de torsión)	



ESBELTEZ LOCAL

Esbeltéz en el ala

$$\lambda_{rf} := \left| \begin{array}{l} k_c \leftarrow \min \left(\max \left(0.35, \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \right), 0.76 \right) \\ 0.95 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{0.7 F_y}} \end{array} \right. = 23.12$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.06$$

$$\lambda := \frac{0.5 b_f}{t_f} = 8.93$$

"Compacta" if $\lambda \leq \lambda_{pf}$ = "Compacta"
 "No compacta" if $\lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf}$
 "Esbelta" otherwise

Esbeltéz en el alma

$$\lambda_{rw} := 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 165.87$$

$$\lambda_{pw} := 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 109.41$$

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 66.75$$

"Compacta" if $\lambda \leq \lambda_{pw}$ = "Compacta"
 "No compacta" if $\lambda_{pw} < \lambda \leq \lambda_{rw}$
 "Esbelta" otherwise

Resistencia Tracción $\phi_t := 0.9$ LRFD

$$T_n := F_y \cdot A = 1130.52 \cdot \text{tonnef}$$

$$T_u := \phi_t \cdot T_n = 1017.47 \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia Compresión $\phi_c := 0.9$ LRFD

$$L := (705 \ 705) \text{cm}^T$$

$$i := 0.. \text{length}(L) - 1$$

$$F_{cr.x_i} := \begin{cases} F_{ex_i} \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_x \cdot L_i}{r_x}\right)^2} \\ 0.658 \frac{F_y}{F_{ex_i}} \cdot F_y \quad \text{if } \frac{k_x \cdot L_i}{r_x} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 0.877 F_{ex_i} \quad \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F_{cr.y_i} := \begin{cases} F_{ey_i} \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_y \cdot L_i}{r_y}\right)^2} \\ 0.658 \frac{F_y}{F_{ey_i}} \cdot F_y \quad \text{if } \frac{k_y \cdot L_i}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 0.877 F_{ey_i} \quad \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F_{cr.ft_i} := \begin{cases} F_{ez_i} \leftarrow \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_z \cdot L_i)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} \\ 0.658 \frac{F_y}{F_{ez_i}} \cdot F_y \quad \text{if } \frac{F_y}{F_{ez_i}} \leq 2.25 \\ 0.877 F_{ez_i} \quad \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F_{cr_i} := \min(F_{cr.x_i}, F_{cr.y_i}, F_{cr.ft_i})$$

$$P_u := \phi_c \cdot F_{cr}^T \cdot A = (840.112 \quad 840.112) \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia a Flexión $\phi_b := 0.9$ LRFD

$C_b := 1.0$ Coeficiente de Pandeo lateral - torsional.

$c := 1.0$ Para perfiles doblemente simétricos

$$M_{nx_i} := \begin{cases} M_{nx1} \leftarrow F_y \cdot Z_x \\ L_b \leftarrow L_i \\ L_p \leftarrow 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ r_{ts} \leftarrow \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} \\ L_r \leftarrow 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \\ F_{crx} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \\ M_{nx2} \leftarrow \begin{cases} C_b \cdot \left[M_{nx1} - (M_{nx1} - 0.7 F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right] & \text{if } L_b \leq L_r \\ F_{crx} \cdot S_x & \text{otherwise} \end{cases} \\ M_{nx1} & \text{if } L_b \leq L_p \\ \min(M_{nx1}, M_{nx2}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$M_{ny} := \min(F_y \cdot Z_y, 1.6 F_y \cdot S_y) = 90.21 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$ Todos los elementos de la sección son compactos.

$M_{ux} := \phi_b \cdot M_{nx}^T = (421.91 \quad 421.91) \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

$M_{uy} := \phi_b \cdot M_{ny} = 81.19 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia al Corte $\phi_V := 0.9$ LRFD

$$V_{nx} := \left| \begin{array}{l} A_w \leftarrow d \cdot t_w \\ k_v \leftarrow 5 \\ C_v \leftarrow \left| \begin{array}{l} 1 \text{ if } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \text{ if } 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.51 k_v \cdot E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y} \text{ otherwise} \end{array} \right. \\ 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \end{array} \right.$$

$$V_{ny} := \left| \begin{array}{l} A_w \leftarrow b_f \cdot t_f \\ k_v \leftarrow 1.2 \\ C_v \leftarrow \left| \begin{array}{l} 1 \text{ if } \frac{b_f}{2t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}}}{\frac{b_f}{2t_f}} \text{ if } 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq 1.37 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.51 k_v \cdot E}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2 \cdot F_y} \text{ otherwise} \end{array} \right. \\ 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \end{array} \right.$$

RESUMEN RESISTENCIAS

$$T_U = 1017465.98 \cdot \text{kgf}$$

$$P_U = (840111.96 \quad 840111.96) \cdot \text{kgf}$$

$$V_{uy} := \phi_V \cdot V_{ny} = 191184.55 \cdot \text{kgf}$$

$$V_{ux} := \phi_V \cdot V_{nx} = 240346.3 \cdot \text{kgf}$$

$$M_{uy} = 8118515.5 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} = (42191130.6 \quad 42191130.6) \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

DISEÑO DE PERFILES - SILO ESCORIA

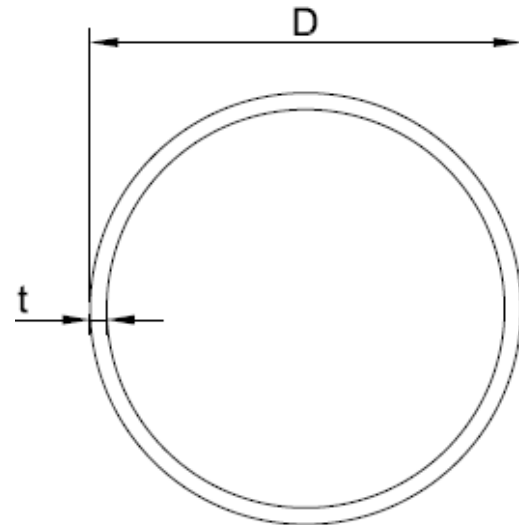
Materiales

$E := 210000\text{MPa}$	Módulo Elástico
$F_y := 248\text{MPa}$	Tensión de fluencia Acero A36
$G := 81000\text{MPa}$	Módulo de corte

HSS 406x123.2

Propiedades de la sección:

$D := 406\text{mm}$	Diámetro de la sección
$t := 12\text{mm}$	Espesor del elemento
$A := 148.53\text{cm}^2$	Área de la sección
$I_x := 28849.11\text{cm}^4$	Inercia con respecto a Eje X.
$S_x := 1421.14\text{cm}^3$	Módulo resistente flexión Eje X
$Z_x := 1863.41\text{cm}^3$	Módulo plástico eje X
$r_x := 13.9365\text{cm}$	Radio de giro según X
$J := 57698.23\text{cm}^4$	Momento polar de inercia (Módulo de torsión)
$k_x := 1$	
$k_y := 1$	
$k_z := 1$	



ESBELTEZ LOCAL

Esbeltez

$$\lambda_{rf} := 0.31 \frac{E}{F_y} \quad \lambda_{pf} := 0.07 \frac{E}{F_y} \quad \lambda := \frac{D}{t} = 33.83$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Compacta"} \text{ if } \lambda \leq \lambda_{pf} \\ \text{"No compacta"} \text{ if } \lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf} \\ \text{"Esbelta"} \text{ otherwise} \end{array} \right. = \text{"Compacta"}$$

Resistencia Tracción $\phi_t := 0.9$ LRFD

$$T_n := F_y \cdot A = 375.62 \cdot \text{tonnef}$$

$$T_u := \phi_t \cdot T_n = 338.06 \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia Compresión $\phi_c := 0.9$ LRFD

$$L := (850.088 \ 925.756) \text{cm}^T$$

$$i := 0..length(L) - 1$$

$$F_{cr.x_i} := \left| \begin{array}{l} F_{ex_i} \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_x \cdot L_i}{r_x} \right)^2} \\ \frac{F_y}{F_{ex_i}} \cdot F_y \text{ if } \frac{k_x \cdot L_i}{r_x} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 0.877 F_{ex_i} \text{ otherwise} \end{array} \right.$$

$$P_u := \phi_c \cdot F_{cr.x}^T \cdot A = (280.584 \ 271.028) \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia a Flexión (F8) $\phi_b := 0.9$ LRFD

$C_b := 1.0$ Coeficiente de Pandeo lateral - torsional.

$c := 1.0$ Para perfiles doblemente simétricos

$M_{nx} := F_y \cdot Z_x$ Todos los elementos de la sección son compactos.

$M_{ux} := \phi_b \cdot M_{nx} = 42.41 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

$M_{uy} := \phi_b \cdot M_{nx} = 42.41 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia al Corte (G6) $\phi_V := 0.9$ LRFD

$$F_{cr.corte_i} := \left| \begin{array}{l} F_{cr1_i} \leftarrow \max \left[\frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_i}{D} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^4}}, \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} \right] \\ \min(0.6F_y, F_{cr1_i}) \end{array} \right. \quad V_n := \frac{F_{cr.corte} \cdot A}{2}$$

$V_u := \phi_V \cdot V_n^T = (101416.58 \quad 101416.58) \cdot \text{kgf}$

RESUMEN RESISTENCIAS

$T_u = 338055.26 \cdot \text{kgf}$

$P_u = (280583.59 \quad 271028.17) \cdot \text{kgf}$

$V_u = (101416.58 \quad 101416.58) \cdot \text{kgf}$

$M_{uy} = 4241133.43 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$

$M_{ux} = 4241133.43 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$

DISEÑO DE PERFILES - SILO CENIZA VOLANTE

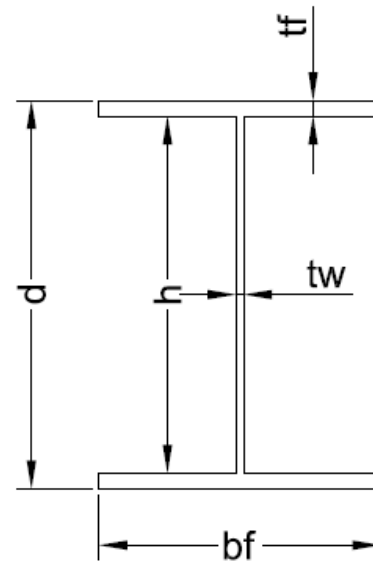
Materiales

$E := 210000\text{MPa}$	Módulo Elástico
$F_y := 248\text{MPa}$	Tensión de fluencia Acero A36
$G := 81000\text{MPa}$	Módulo de corte

H800x781.9

Propiedades de la sección:

$b_f := 800\text{mm}$	Ancho de la sección
$d := 800\text{mm}$	Altura exterior de la sección
$t_f := 50\text{mm}$	Espesor del ala
$t_w := 28\text{mm}$	Espesor del alma
$h := d - 2t_w$	Altura interior de la sección
$h_0 := d - t_w$	Altura de la base al borde inferior del ala superior
$A := 996\text{cm}^2$	Área de la sección
$I_x := 1206700\text{cm}^4$	Inercia con respecto a Eje X.
$I_y := 426794.72\text{cm}^4$	Inercia con respecto a Eje Y.
$S_x := 30167.5\text{cm}^3$	Módulo resistente flexión Eje X
$Z_x := 33430\text{cm}^3$	Módulo plástico eje X
$S_y := 10669.87\text{cm}^3$	Módulo resistente flexión eje Y
$Z_y := 16137.2\text{cm}^3$	Módulo plástico Eje Y
$C_w := 600000000\text{cm}^6$	Módulo de alabeo
$r_x := 34.8073\text{cm}$	Radio de giro según X
$r_y := 20.7005\text{cm}$	Radio de giro según Y
$J := 6903.47\text{cm}^4$	Momento polar de inercia (Módulo de torsión)



$$k_x := 1$$

$$k_y := 1$$

$$k_z := 1$$

ESBELTEZ LOCAL

Esbeltéz en el ala

$$\lambda_{rf} := \left| \begin{array}{l} k_c \leftarrow \min \left(\max \left(0.35, \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \right), 0.76 \right) \\ 0.95 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{0.7 F_y}} \end{array} \right. = 28.8$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.06$$

$$\lambda := \frac{0.5 b_f}{t_f} = 8$$

"Compacta" if $\lambda \leq \lambda_{pf}$ = "Compacta"
 "No compacta" if $\lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf}$
 "Esbelta" otherwise

Esbeltéz en el alma

$$\lambda_{rw} := 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 165.87$$

$$\lambda_{pw} := 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 109.41$$

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 26.57$$

"Compacta" if $\lambda \leq \lambda_{pw}$ = "Compacta"
 "No compacta" if $\lambda_{pw} < \lambda \leq \lambda_{rw}$
 "Esbelta" otherwise

Resistencia Tracción $\phi_t := 0.9$ LRFD

$$T_n := F_y \cdot A = 2518.78 \cdot \text{tonnef}$$

$$T_u := \phi_t \cdot T_n = 2266.9 \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia Compresión $\phi_c := 0.9$ LRFD

$$L := (475 \ 700 \ 795) \text{cm}^T$$

$$i := 0.. \text{length}(L) - 1$$

$$F_{cr.x_i} := \begin{cases} F_{ex_i} \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_x \cdot L_i}{r_x}\right)^2} \\ 0.658 \frac{F_y}{F_{ex_i}} \cdot F_y \text{ if } \frac{k_x \cdot L_i}{r_x} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 0.877 F_{ex_i} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$F_{cr.y_i} := \begin{cases} F_{ey_i} \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_y \cdot L_i}{r_y}\right)^2} \\ 0.658 \frac{F_y}{F_{ey_i}} \cdot F_y \text{ if } \frac{k_y \cdot L_i}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 0.877 F_{ey_i} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$F_{cr.ft_i} := \begin{cases} F_{ez_i} \leftarrow \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_z \cdot L_i)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} \\ 0.658 \frac{F_y}{F_{ez_i}} \cdot F_y \text{ if } \frac{F_y}{F_{ez_i}} \leq 2.25 \\ 0.877 F_{ez_i} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$F_{cr_i} := \min(F_{cr.x_i}, F_{cr.y_i}, F_{cr.ft_i})$$

$$P_u := \phi_c \cdot F_{cr}^T \cdot A = (2204.464 \quad 2140.728 \quad 2105.487) \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia a Flexión $\phi_b := 0.9$ LRFD

$C_b := 1.0$ Coeficiente de Pandeo lateral - torsional.

$c := 1.0$ Para perfiles doblemente simétricos

$$M_{nx_i} := \begin{cases} M_{nx1} \leftarrow F_y \cdot Z_x \\ L_b \leftarrow L_i \\ L_p \leftarrow 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ r_{ts} \leftarrow \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} \\ L_r \leftarrow 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \\ F_{crx} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \\ M_{nx2} \leftarrow \begin{cases} C_b \cdot \left[M_{nx1} - (M_{nx1} - 0.7 F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right] & \text{if } L_b \leq L_r \\ F_{crx} \cdot S_x & \text{otherwise} \end{cases} \\ M_{nx1} & \text{if } L_b \leq L_p \\ \min(M_{nx1}, M_{nx2}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$M_{ny} := \min(F_y \cdot Z_y, 1.6 F_y \cdot S_y) = 408.09 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$ Todos los elementos de la sección son compactos.

$M_{ux} := \phi_b \cdot M_{nx}^T = (760.87 \quad 760.87 \quad 760.87) \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

$M_{uy} := \phi_b \cdot M_{ny} = 367.28 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia al Corte $\phi_V := 0.9$ LRFD

$$V_{nx} := \left| \begin{array}{l} A_w \leftarrow d \cdot t_w \\ k_v \leftarrow 5 \\ C_v \leftarrow \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} & \text{if } 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.51 k_v \cdot E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y} & \text{otherwise} \end{cases} \\ 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \end{array} \right.$$

$$V_{ny} := \left| \begin{array}{l} A_w \leftarrow b_f \cdot t_f \\ k_v \leftarrow 1.2 \\ C_v \leftarrow \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{b_f}{2t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}}}{\frac{b_f}{2t_f}} & \text{if } 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq 1.37 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}} \\ \frac{1.51 k_v \cdot E}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2 \cdot F_y} & \text{otherwise} \end{cases} \\ 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \end{array} \right.$$

RESUMEN RESISTENCIAS

$$T_U = 2266902.56 \cdot \text{kgf}$$

$$P_U = (2204464.45 \quad 2140728.15 \quad 2105487.37) \cdot \text{kgf}$$

$$V_{uy} := \phi_V \cdot V_{ny} = 546241.58 \cdot \text{kgf}$$

$$V_{ux} := \phi_V \cdot V_{nx} = 305895.29 \cdot \text{kgf}$$

$$M_{uy} = 36728373.5 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} = (76086900.22 \quad 76086900.22 \quad 76086900.22) \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

DISEÑO DE PERFILES - SILO CENIZA VOLANTE

Materiales

$$E := 210000\text{MPa}$$

Módulo Elástico

$$F_y := 248\text{MPa}$$

Tensión de fluencia Acero A36

$$G := 81000\text{MPa}$$

Módulo de corte

HSS 88.9x10.7

Propiedades de la sección:

$$D := 89\text{mm}$$

Diámetro de la sección

$$t := 5\text{mm}$$

Espesor del elemento

$$A := 13.19\text{cm}^2$$

Área de la sección

$$I_x := 116.79\text{cm}^4$$

Inercia con respecto a Eje X.

$$S_x := 26.24\text{cm}^3$$

Módulo resistente flexión Eje X

$$Z_x := 35.32\text{cm}^3$$

Módulo plástico eje X

$$r_x := 2.9751\text{cm}$$

Radio de giro según X

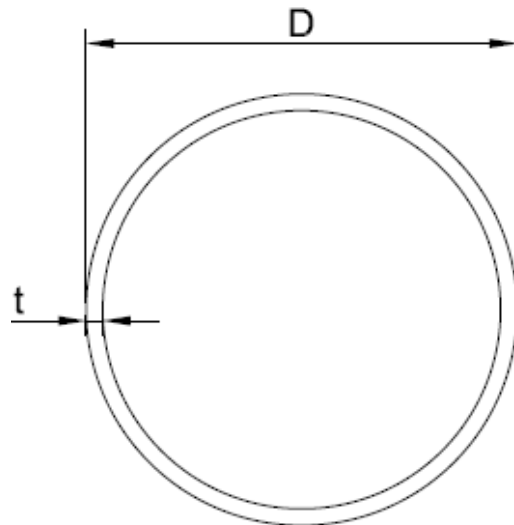
$$J := 233.58\text{cm}^4$$

Momento polar de inercia (Módulo de torsión)

$$k_x := 1$$

$$k_y := 1$$

$$k_z := 1$$



ESBELTEZ LOCAL

Esbeltez

$$\lambda_{rf} := 0.31 \frac{E}{F_y} \quad \lambda_{pf} := 0.07 \frac{E}{F_y} \quad \lambda := \frac{D}{t} = 17.8$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Compacta"} \text{ if } \lambda \leq \lambda_{pf} \\ \text{"No compacta"} \text{ if } \lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf} \\ \text{"Esbelta"} \text{ otherwise} \end{array} \right. = \text{"Compacta"}$$

Resistencia Tracción $\phi_t := 0.9$ LRFD

$$T_n := F_y \cdot A = 33.36 \cdot \text{tonnef}$$

$$T_u := \phi_t \cdot T_n = 30.02 \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia Compresión $\phi_c := 0.9$ LRFD

$$L := (200 \ 206.5 \ 334.401 \ 336.408 \ 338.329 \ 340.312) \text{cm}^T$$

$$i := 0..length(L) - 1$$

$$F_{cr.x_i} := \left| \begin{array}{l} F_{ex_i} \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_x \cdot L_i}{r_x} \right)^2} \\ \frac{F_y}{F_{ex_i}} \cdot F_y \text{ if } \frac{k_x \cdot L_i}{r_x} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 0.877 F_{ex_i} \text{ otherwise} \end{array} \right.$$

$$P_u := \phi_c \cdot F_{cr.x}^T \cdot A = (23.94 \ 23.585 \ 15.945 \ 15.824 \ 15.709 \ 15.589) \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia a Flexión (F8) $\phi_b := 0.9$ LRFD

$C_b := 1.0$ Coeficiente de Pandeo lateral - torsional.

$c := 1.0$ Para perfiles doblemente simétricos

$M_{nx} := F_y \cdot Z_x$ Todos los elementos de la sección son compactos.

$M_{ux} := \phi_b \cdot M_{nx} = 0.8 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

$M_{uy} := \phi_b \cdot M_{nx} = 0.8 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia al Corte (G6) $\phi_v := 0.9$ LRFD

$$F_{cr.corte_i} := \begin{cases} F_{cr1_i} \leftarrow \max \left[\frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_i}{D} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^4}}, \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} \right] \\ \min(0.6F_y, F_{cr1_i}) \end{cases} \quad V_n := \frac{F_{cr.corte} \cdot A}{2}$$

$$V_u := \phi_v \cdot V_n^T = (9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16) \cdot \text{kgf}$$

RESUMEN RESISTENCIAS

$$T_u = 30020.53 \cdot \text{kgf}$$

$$P_u = (23940.08 \ 23584.83 \ 15945.24 \ 15824.23 \ 15708.6 \ 15589.45) \cdot \text{kgf}$$

$$V_u = (9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16 \ 9006.16) \cdot \text{kgf}$$

$$M_{uy} = 80388.55 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ux} = 80388.55 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

ANEXO D: MOMENTO VOLCANTE Y CORTE BASAL

CORTE BASAL Y MOMENTO VOLCANTE - MÉTODO ESTÁTICO - ACERO ESCORIA.

$$P := 1970360.55 \text{kgf}$$

Peso sísmico de la estructura

$$T' := 0.35 \text{s}$$

Periodo natural del suelo

$$n := 1.33$$

Parámetro del suelo

$$A_0 := 0.4g$$

Aceleración máxima a nivel basal

$$R := 4$$

Factor de reducción

$$I := 1.2$$

Factor de importancia de la estructura

$$\xi := 3\%$$

Amortiguamiento NCh2369

$$T_{n.x} := 0.606696 \text{s}$$

Periodo fundamental dirección X

$$T_{n.y} := 0.649867 \text{s}$$

Periodo fundamental dirección Y

$$C_{\max} := 0.27$$

Coefficiente sísmico máximo

$$C_{\min} := 0.25 \frac{A_0}{g} = 0.1$$

Coefficiente sísmico mínimo

Coefficiente sísmico (5.3.3):

$$C_{1x} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.x}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 0.162$$

$$C_{1y} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.y}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 0.148$$

$$C_x := \min(\max(C_{1x}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.162$$

$$C_y := \min(\max(C_{1y}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.148$$

Por tanto no corresponde aumentar esfuerzos o deformaciones según Q_{\min} .

Corte basal:

$$Q_0 := C_{\max} \cdot I \cdot P = 638.397 \cdot \text{tonnef}$$

Se diseñará con C_{\max} .

Distribución en altura: $k := 1, 2..3$

$$P := \begin{pmatrix} 0 \\ 85564.245 \\ 82289.6 \\ 1802506.705 \end{pmatrix} \text{ kgf}$$

$$Z := \begin{pmatrix} 0 \\ 475 \\ 1075 \\ 2040 \end{pmatrix} \text{ cm}$$

$$H := Z_3 = 20.4 \text{ m}$$

$$A_k := \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

$$A = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.124 \\ 0.188 \\ 0.688 \end{pmatrix}$$

$$F_k := \frac{A_k \cdot P_k \cdot Q_0}{\sum_k (A_k \cdot P_k)}$$

$$\sum_k F_k = 638.397 \cdot \text{tonnef}$$

$$F = \begin{pmatrix} 0 \\ 5.356 \\ 7.806 \\ 625.234 \end{pmatrix} \cdot \text{tonnef}$$

$$a_k := \frac{A_0}{g} \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{Z_k}{H} \right)$$

$$a = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.679 \\ 1.032 \\ 1.6 \end{pmatrix}$$

Momento volcante:

$$D_f := 1.5 \text{ m}$$

$$M_{\text{Vol}} := \sum_k (F_k \cdot Z_k) + D_f \cdot Q_0 = 1382173302.49 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\sum_k F_k = 638396.818 \cdot \text{kgf}$$

$$Q_0 = 638396.818 \cdot \text{kgf}$$

CORTE BASAL Y MOMENTO VOLCANTE - MÉTODO ESTÁTICO - ACERO CENIZA.

$$P := 3471555.29 \text{kgf}$$

Peso sísmico de la estructura

$$T' := 0.35 \text{s}$$

Periodo natural del suelo

$$n := 1.33$$

Parámetro del suelo

$$A_0 := 0.4 \text{g}$$

Aceleración máxima a nivel basal

$$R := 4$$

Factor de reducción

$$I := 1.2$$

Factor de importancia de la estructura

$$\xi := 3\%$$

Amortiguamiento NCh2369

$$T_{n.x} := 0.57829 \text{s}$$

Periodo fundamental dirección X

$$T_{n.y} := 0.734441 \text{s}$$

Periodo fundamental dirección Y

$$C_{\max} := 0.27$$

Coefficiente sísmico máximo

$$C_{\min} := 0.25 \frac{A_0}{g} = 0.1$$

Coefficiente sísmico mínimo

Coefficiente sísmico (5.3.3):

$$C_{1x} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.x}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 0.173$$

$$C_{1y} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.y}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 0.126$$

$$C_x := \min(\max(C_{1x}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.173$$

$$C_y := \min(\max(C_{1y}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.126$$

Por tanto no corresponde aumentar esfuerzos y deformaciones según Q_{\min} .

Corte basal:

$$Q_0 := C_{\max} \cdot I \cdot P = 1124.784 \cdot \text{tonnef}$$

Se diseñará con C_{\max}

Distribución en altura: $k := 1, 2..3$

$$P := \begin{pmatrix} 0 \\ 108270.0767 \\ 103995.0767 \\ 3259290.137 \end{pmatrix} \text{kgf}$$

$$Z := \begin{pmatrix} 0 \\ 475 \\ 1175 \\ 1970 \end{pmatrix} \text{cm}$$

$$H := Z_3 = 19.7 \text{ m}$$

$$A_k := \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

$$A = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.129 \\ 0.236 \\ 0.635 \end{pmatrix}$$

$$F_k := \frac{A_k \cdot P_k \cdot Q_0}{\sum_k (A_k \cdot P_k)}$$

$$\sum_k F_k = 1124.784 \cdot \text{tonnef}$$

$$F = \begin{pmatrix} 0 \\ 7.441 \\ 13.083 \\ 1104.26 \end{pmatrix} \cdot \text{tonnef}$$

$$a_k := \frac{A_0}{g} \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{Z_k}{H} \right)$$

$$a = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.689 \\ 1.116 \\ 1.6 \end{pmatrix}$$

Momento volcante:

$$D_f := 1.5 \text{ m}$$

$$M_{\text{Vol}} := \sum_k (F_k \cdot Z_k) + Q_0 \cdot D_f = 2363016816.535 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\sum_k F_k = 1124783.914 \cdot \text{kgf}$$

$$Q_0 = 1124783.914 \cdot \text{kgf}$$

CORTE BASAL Y MOMENTO VOLCANTE - MÉTODO ESTÁTICO - HORMIGÓN ESCORIA.

$P := 3424946.2\text{kgf}$	Peso sísmico de la estructura
$T' := 0.35\text{s}$	Periodo natural del suelo
$n := 1.33$	Parámetro del suelo
$A_0 := 0.4\text{g}$	Aceleración máxima a nivel basal
$R := 3$	Factor de reducción
$I := 1.2$	Factor de importancia de la estructura
$\xi := 2\%$	Amortiguamiento NCh2369
$T_{n.x} := 0.069538\text{s}$	Periodo fundamental dirección X
$T_{n.y} := 0.081705\text{s}$	Periodo fundamental dirección Y
$C_{\max} := 0.40$	Coefficiente sísmico máximo
$C_{\min} := 0.25 \frac{A_0}{g} = 0.1$	Coefficiente sísmico mínimo

Coefficiente sísmico (5.3.3):

$$C_{1x} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.x}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 4.538$$

$$C_{1y} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.y}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 3.662$$

$$C_x := \min(\max(C_{1x}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.4$$

$$C_y := \min(\max(C_{1y}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.4$$

Por tanto no corresponde aumentar esfuerzos y deformaciones según Q_{\min}

Corte basal:

$$Q_0 := \max(C_x, C_y) \cdot I \cdot P = 1.644 \times 10^3 \cdot \text{tonnef}$$

Distribución en altura: $k := 1, 2..4$

$$P := \begin{pmatrix} 0 \\ 580039.99 \\ 1084488.827 \\ 885519.7767 \\ 874897.6067 \end{pmatrix} \text{ kgf}$$

$$Z := \begin{pmatrix} 0 \\ 550 \\ 970 \\ 1525 \\ 2720 \end{pmatrix} \text{ cm}$$

$$H := Z_4 = 27.2 \text{ m}$$

$$A_k := \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

$$A = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.107 \\ 0.091 \\ 0.139 \\ 0.663 \end{pmatrix}$$

$$F_k := \frac{A_k \cdot P_k \cdot Q_0}{\sum_k (A_k \cdot P_k)}$$

$$\sum_k F_k = 1.644 \times 10^3 \cdot \text{tonnef} \quad F = \begin{pmatrix} 0 \\ 117.883 \\ 187.954 \\ 234.692 \\ 1.103 \times 10^3 \end{pmatrix} \cdot \text{tonnef}$$

$$a_k := \frac{A_0}{g} \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{Z_k}{H} \right)$$

$$a = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.643 \\ 0.828 \\ 1.073 \\ 1.6 \end{pmatrix}$$

Momento volcante:

$$D_f := 1.5 \text{ m}$$

$$M_{\text{Vol}} := \sum_k (F_k \cdot Z_k) + Q_0 \cdot D_f = 3853023696.676 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Esfuerzo de corte basal:

$$D := 1170 \text{ cm}$$

Diámetro de la estructura

$$e := 75 \text{ cm}$$

Espesor del muro

$$A_{\text{muro}} := \frac{\pi \cdot D \cdot e}{2} = 13.784 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{basal}} := \frac{Q_0}{A_{\text{muro}}} = 11.927 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Q_0 = 1643974.176 \cdot \text{kgf}$$

Restencia al corte del hormigón:

$$\frac{1}{6} \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} = 8.498 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

CORTE BASAL Y MOMENTO VOLCANTE - MÉTODO ESTÁTICO - HORMIGÓN CENIZA.

$P := 6348584.22\text{kgf}$	Peso sísmico de la estructura
$T' := 0.35\text{s}$	Periodo natural del suelo
$n := 1.33$	Parámetro del suelo
$A_0 := 0.4\text{g}$	Aceleración máxima a nivel basal
$R := 3$	Factor de reducción
$I := 1.2$	Factor de importancia de la estructura
$\xi := 2\%$	Amortiguamiento NCh2369
$T_{n.x} := 0.085749\text{s}$	Periodo fundamental dirección X
$T_{n.y} := 0.074683\text{s}$	Periodo fundamental dirección Y
$C_{\max} := 0.40$	Coefficiente sísmico máximo
$C_{\min} := 0.25 \frac{A_0}{g} = 0.1$	Coefficiente sísmico mínimo

Coefficiente sísmico (5.3.3):

$$C_{1x} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.x}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 3.434$$

$$C_{1y} := \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_{n.y}} \right)^n \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 4.127$$

$$C_x := \min(\max(C_{1x}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.4$$

$$C_y := \min(\max(C_{1y}, C_{\min}), C_{\max}) = 0.4$$

Por tanto no corresponde aumentar esfuerzos y deformaciones por Q_{\min}

Corte basal:

$$Q_0 := \max(C_x, C_y) \cdot I \cdot P = 3047.32 \cdot \text{tonnef}$$

Distribución en altura: $k := 1, 2..4$

$$P := \begin{pmatrix} 0 \\ 849573.2175 \\ 2022763.837 \\ 1650818.162 \\ 1524835.289 \end{pmatrix} \text{ kgf}$$

$$Z := \begin{pmatrix} 0 \\ 550 \\ 970 \\ 1816 \\ 3320 \end{pmatrix} \text{ cm}$$

$$H := Z_4 = 33.2 \text{ m}$$

$$A_k := \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

$$A = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.087 \\ 0.072 \\ 0.168 \\ 0.673 \end{pmatrix}$$

$$F_k := \frac{A_k \cdot P_k \cdot Q_0}{\sum_k (A_k \cdot P_k)}$$

$$\sum_k F_k = 3047.32 \cdot \text{tonnef}$$

$$F = \begin{pmatrix} 0 \\ 147.13 \\ 291.693 \\ 555.621 \\ 2.053 \times 10^3 \end{pmatrix} \cdot \text{tonnef}$$

$$a_k := \frac{A_0}{g} \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{Z_k}{H} \right)$$

$$a = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.599 \\ 0.751 \\ 1.056 \\ 1.6 \end{pmatrix}$$

Momento volcante:

$$D_f := 1.5 \text{ m}$$

$$M_{\text{vol}} := \sum_k (F_k \cdot Z_k) + Q_0 \cdot D_f = 8645518879.022 \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

Esfuerzo de corte basal: NO CORRE PARA SILOS DE ACERO

$$D := 1670 \text{ cm}$$

Diámetro de la estructura

$$e := 70 \text{ cm}$$

Espesor del muro

$$A_{\text{muro}} := \pi \cdot D \cdot e = 36.725 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{basal}} := \frac{Q_0}{A_{\text{muro}}} = 8.298 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Q_0 = 3047320.426 \cdot \text{kgf}$$

ANEXO E: FUNDACIONES

FUNDACIONES - ACERO ESCORIA

$\gamma_s := 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Densidad del suelo
$\gamma_h := 2.5 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Densidad del hormigón armado
$\sigma_{\text{adm}} := 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Tensión admisible
$f'_c := 25\text{MPa}$	Fluencia hormigón H30
$F_y := 420\text{MPa}$	Fluencia acero de refuerzo
$M_{L,x} := 1638131321\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{L,y} := 0\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección Y
$M_{D,x} := 755637.49\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{D,y} := 0\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección Y
$P_L := 1844074.86\text{kgf}$	Carga vertical
$P_D := 327222.7\text{kgf}$	Carga vertical
$h_f := 1.1\text{m}$	Espesor fundación
$D_f := 1.5\text{m}$	Profundidad sello de fundación
$B_{\text{col}} := 1410\text{cm}$	Separación pilares estructura metálica
$\text{rec} := 75\text{mm}$	Recubrimiento
$d := h_f - \text{rec} = 1.025\text{m}$	Altura útil

Determinación de la longitud de la fundación cuadrada:

$$\sigma_{\text{sol}}(L_f, x, y) := \gamma_s \cdot (D_f - h_f) + \gamma_h \cdot h_f + \frac{(P_L + P_D)}{L_f^2} + \frac{(M_{L.x} + M_{D.x}) \cdot x}{\frac{L_f^4}{12}} + \frac{(M_{L.y} + M_{D.y}) \cdot y}{\frac{L_f^4}{12}}$$

Definiendo la función en los extremos donde $x = y = \frac{L_f}{2}$

$$\sigma_{\text{max}}(L_f) := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{L_f}{2}, \frac{L_f}{2}\right)$$

Despejando: $L_f := 3\text{m}$ $L_{\text{fund}} := \text{root}(\sigma_{\text{max}}(L_f) - \sigma_{\text{adm}}, L_f) = 12.91\text{m}$

Se utilizarán entonces:

$$L_f := \max(L_{\text{fund}}, 2\text{m} + B_{\text{col}}, 18\text{m}) = 18\text{m}$$

$$A_f := L_f^2$$

$$I_{xx} := \frac{1}{12} \cdot L_f^4$$

$$I_{yy} := \frac{1}{12} \cdot L_f^4$$

Verificamos que la tensión mínima en el suelo sea mayor a 0, i.e., que existe compresión en toda la fundación:

$$\sigma_1 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{L_f}{2}, \frac{L_f}{2}\right) = 2.723 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{L_f}{2}, \frac{-L_f}{2}\right) = 2.723 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{-L_f}{2}, \frac{L_f}{2}\right) = -0.649 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{-L_f}{2}, \frac{-L_f}{2}\right) = -0.649 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$x := 1\text{m}$ $\text{root}(\sigma_{\text{sol}}(L_f, x, 0\text{m}), x) = -5.535\text{m}$

$$L_{\text{comp}} := \frac{\frac{L_f}{2} - \text{root}(\sigma_{\text{sol}}(L_f, x, 0\text{m}), x)}{L_f} = 80.749\%$$

check1 := "80% a compresión OK" if $L_{comp} \geq 80\%$ = "80% a compresión OK"
 "Agrandar fundacion por tracción" otherwise

check2 := "Tensión admisible OK" if $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$ = "Tensión admisible OK"
 "Agrandar fundación por tensión admisible" otherwise

Verificación Punzonamiento: $\phi_c := 0.75$

Capacidad al punzonamiento: $b_{o1} := 4 \cdot (B_{col} + d) = 60.5 \text{ m}$ $b_{o2} := 4 \cdot (B_{col} - d) = 52.3 \text{ m}$

$$V_{c.punz1} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o1} \cdot d \quad V_{c.punz2} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o2} \cdot d$$

$$\phi_c \cdot V_{c.punz1} = 7825.35 \cdot \text{tonnef} \quad \phi_c \cdot V_{c.punz2} = 6764.724 \cdot \text{tonnef}$$

Mayoramos Navier que servirá para determinar V_u y M_u

$$q_u(x, y) := \frac{1.6P_L + 1.2[P_D + \gamma_h \cdot A_f \cdot h_f + \gamma_s \cdot A_f \cdot (D_f - h_f)]}{A_f} + \frac{1.6M_{L,x} + 1.2M_{D,x}}{I_{xx}} \cdot x \dots$$

$$+ \frac{1.6M_{L,y} + 1.2M_{D,y}}{I_{yy}} \cdot y$$

$$V_{U.punz1} := \int_{-\frac{L_f}{2}}^{\frac{L_f}{2}} \int_{-\frac{L_f}{2}}^{\frac{L_f}{2}} q_u(x, y) \, dy \, dx - \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}} \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}} q_u(x, y) \, dy \, dx$$

$$V_{U.punz2} := \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}} \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}} q_u(x, y) \, dy \, dx \quad \text{Punzonamiento en el área interior.}$$

$$f_{u.punz} := \max\left(\frac{V_{U.punz1}}{\phi_C \cdot V_{C.punz1}}, \frac{V_{U.punz2}}{\phi_C \cdot V_{C.punz2}}\right) = 0.372$$

check3 := "OK" if $f_{u.punz} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Verificación Corte: $b := L_f$

Capacidad: $V_C := 0.17 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot d = 1599.17 \cdot \text{tonnef}$

Solicitud: $V_U := \int_{\frac{B_{col}}{2} + d}^{\frac{L_f}{2}} \int_{-L_f}^{\frac{L_f}{2}} q_U(x, y) dy dx = 1006.693 \cdot \text{tonnef}$

$$f_{u.corte} := \frac{V_U}{\phi_C \cdot V_C} = 0.839$$

check4 := "OK" if $f_{u.corte} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Diseño a Flexión: $\phi_f := 0.9$

El momento máximo se encuentra justamente en la cara exterior de las columnas:

$$M_U := \int_{\frac{B_{col}}{2}}^{\frac{L_f}{2}} \int_{-\frac{L_f}{2}}^{\frac{L_f}{2}} q_U(x, y) \cdot \left(x - \frac{B_{col}}{2}\right) dy dx = 1360.21 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Armadura a flexión:

$$A_S := \max\left[\frac{M_U}{\phi_f \cdot F_y \cdot b \cdot (0.9d)}, \frac{1.4 \text{MPa} \cdot d}{F_y}, \frac{0.25 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot d}{F_y}\right] = 34.167 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura a lo largo y ancho de la zapata cara inferior.

Viga de fundación:

$$L_V := \frac{B_{col}}{2}$$

$$h_V := D_f - h_f = 0.4 \text{ m}$$

$$b_V := \frac{h_V}{2} = 0.2 \text{ m}$$

Solicitud $V_{u.viga} := \frac{P_L + P_D}{16} = 135.706 \cdot \text{tonnef}$ 8 apoyos y 2 vigas por apoyo.

Capacidad hormigón: $V_{c.viga} := 0.17 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_V \cdot (h_V + h_f) = 26.003 \cdot \text{tonnef}$

$$S := 15 \text{ cm}$$

Espaciamiento sugerido

$$A_{v.min} := \max \left(\frac{0.062 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot S}{F_y}, \frac{0.35 \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot S}{F_y} \right) = 22.5 \cdot \text{cm}^2$$

Aporte Acero: $V_{s.viga} := \frac{A_{v.min} \cdot F_y \cdot d}{S} = 658.482 \cdot \text{tonnef}$

Capacidad viga: $V_n := V_{c.viga} + V_{s.viga} = 684.485 \cdot \text{tonnef}$

$$f_{u.corte.viga} := \frac{V_{u.viga}}{\phi_c \cdot V_n} = 0.264$$

$$\text{check4} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } f_{u.corte.viga} \leq 1 \\ \text{"Revisar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

FUNDACIONES - ACERO CENIZA

$\gamma_s := 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Densidad del suelo
$\gamma_h := 2.5 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Densidad del hormigón armado
$\sigma_{\text{adm}} := 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Tensión admisible
$f'_c := 25\text{MPa}$	Fluencia hormigón H30
$F_y := 420\text{MPa}$	Fluencia acero de refuerzo
$M_{L,x} := 2800612523.301 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{L,y} := 0 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección Y
$M_{D,x} := 1088567.15 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{D,y} := 0 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección Y
$P_L := 3173292.67 \text{ kgf}$	Carga vertical
$P_D := 501858.32 \text{ kgf}$	Carga vertical
$h_f := 1.2 \text{ m}$	Espesor fundación
$D_f := 1.6 \text{ m}$	Profundidad sello de fundación
$B_{\text{col}} := 1613 \text{ cm}$	Separación pilares estructura metálica
$\text{rec} := 75 \text{ mm}$	Recubrimiento
$d := h_f - \text{rec} = 1.125 \text{ m}$	Altura útil

Determinación de la longitud de la fundación cuadrada:

$$\sigma_{\text{sol}}(L_f, x, y) := \gamma_s \cdot (D_f - h_f) + \gamma_h \cdot h_f + \frac{(P_L + P_D)}{L_f^2} + \frac{(M_{L.x} + M_{D.x}) \cdot x}{\frac{L_f^4}{12}} + \frac{(M_{L.y} + M_{D.y}) \cdot y}{\frac{L_f^4}{12}}$$

Definiendo la función en los extremos donde $x = y = \frac{L_f}{2}$

$$\sigma_{\text{max}}(L_f) := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{L_f}{2}, \frac{L_f}{2}\right)$$

Despejando: $L_f := 3\text{m}$ $L_{\text{fund}} := \text{root}(\sigma_{\text{max}}(L_f) - \sigma_{\text{adm}}, L_f) = 15.687\text{m}$

Se utilizarán entonces:

$$L_f := \max(L_{\text{fund}}, 2\text{m} + B_{\text{col}}, 20\text{m}) = 20\text{m}$$

$$A_f := L_f^2$$

$$I_{xx} := \frac{1}{12} \cdot L_f^4$$

$$I_{yy} := \frac{1}{12} \cdot L_f^4$$

Verificamos que la tensión mínima en el suelo sea mayor a 0, i.e., que existe compresión en toda la fundación:

$$\sigma_1 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{L_f}{2}, \frac{L_f}{2}\right) = 3.412 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{L_f}{2}, \frac{-L_f}{2}\right) = 3.412 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{-L_f}{2}, \frac{L_f}{2}\right) = -0.791 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 := \sigma_{\text{sol}}\left(L_f, \frac{-L_f}{2}, \frac{-L_f}{2}\right) = -0.791 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$x := 1\text{m}$ $\text{root}(\sigma_{\text{sol}}(L_f, x, 0\text{m}), x) = -6.237\text{m}$

$$L_{\text{comp}} := \frac{\frac{L_f}{2} - \text{root}(\sigma_{\text{sol}}(L_f, x, 0\text{m}), x)}{L_f} = 81.185\%$$

check1 := "80% a compresión OK" if $L_{comp} \geq 80\%$ = "80% a compresión OK"
 "Agrandar fundacion por tracción" otherwise

check2 := "Tensión admisible OK" if $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$ = "Tensión admisible OK"
 "Agrandar fundación por tensión admisible" otherwise

Verificación Punzonamiento: $\phi_c := 0.75$

Capacidad al punzonamiento: $b_{o1} := 4 \cdot (B_{col} + d) = 69.02 \text{ m}$ $b_{o2} := 4 \cdot (B_{col} - d) = 60.02 \text{ m}$

$$V_{c.punz1} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o1} \cdot d \quad V_{c.punz2} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o2} \cdot d$$

$$\phi_c \cdot V_{c.punz1} = 9798.329 \cdot \text{tonnef} \quad \phi_c \cdot V_{c.punz2} = 8520.656 \cdot \text{tonnef}$$

Mayoramos Navier que servirá para determinar V_u y M_u

$$q_u(x, y) := \frac{1.6P_L + 1.2[P_D + \gamma_h \cdot A_f \cdot h_f + \gamma_s \cdot A_f \cdot (D_f - h_f)]}{A_f} + \frac{1.6M_{L,x} + 1.2M_{D,x}}{I_{xx}} \cdot x \dots$$

$$+ \frac{1.6M_{L,y} + 1.2M_{D,y}}{I_{yy}} \cdot y$$

$$V_{U.punz1} := \int_{-\frac{L_f}{2}}^{\frac{L_f}{2}} \int_{-\frac{L_f}{2}}^{\frac{L_f}{2}} q_u(x, y) \, dy \, dx - \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}} \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}} q_u(x, y) \, dy \, dx$$

$$V_{U.punz2} := \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}} \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}} q_u(x, y) \, dy \, dx \quad \text{Punzonamiento en el área interior.}$$

$$f_{u.punz} := \max\left(\frac{V_{U.punz1}}{\phi_C \cdot V_{C.punz1}}, \frac{V_{U.punz2}}{\phi_C \cdot V_{C.punz2}}\right) = 0.499$$

check3 := "OK" if $f_{u.punz} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Verificación Corte: $b := L_f$

Capacidad: $V_C := 0.17 \sqrt{f'_C \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot d = 1950.207 \cdot \text{tonnef}$

Solicitud: $V_U := \int_{\frac{B_{col}}{2} + d}^{\frac{L_f}{2}} \int_{-L_f}^{\frac{L_f}{2}} q_U(x, y) dy dx = 1243.083 \cdot \text{tonnef}$

$$f_{u.corte} := \frac{V_U}{\phi_C \cdot V_C} = 0.85$$

check4 := "OK" if $f_{u.corte} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Diseño a Flexión: $\phi_f := 0.9$

El momento máximo se encuentra justamente en la cara exterior de las columnas:

$$M_U := \int_{\frac{B_{col}}{2}}^{\frac{L_f}{2}} \int_{-\frac{L_f}{2}}^{\frac{L_f}{2}} q_U(x, y) \cdot \left(x - \frac{B_{col}}{2}\right) dy dx = 1885.175 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Armadura a flexión:

$$A_S := \max\left[\frac{M_U}{\phi_f \cdot F_y \cdot b \cdot (0.9d)}, \frac{1.4 \text{MPa} \cdot d}{F_y}, \frac{0.25 \sqrt{f'_C \cdot \text{MPa}} \cdot d}{F_y}\right] = 37.5 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura a lo largo y ancho de la zapata cara inferior.

Viga de fundación:

$$L_V := \frac{B_{col}}{3}$$

$$h_V := D_f - h_f$$

$$b_V := \frac{h_V}{2} = 0.2 \text{ m}$$

Solicitud $V_{u.viga} := \frac{P_L + P_D}{20} = 183.758 \cdot \text{tonnef}$ 10 apoyos y 2 vigas por apoyo.

Capacidad hormigón: $V_{c.viga} := 0.17 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_V \cdot (h_V + h_f) = 27.736 \cdot \text{tonnef}$

$$S := 15 \text{ cm}$$

Espaciamiento sugerido

$$A_{v.min} := \max \left(\frac{0.062 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot S}{F_y}, \frac{0.35 \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot S}{F_y} \right) = 25 \cdot \text{cm}^2$$

Aporte Acero: $V_{s.viga} := \frac{A_{v.min} \cdot F_y \cdot d}{S} = 803.027 \cdot \text{tonnef}$

Capacidad viga: $V_n := V_{c.viga} + V_{s.viga} = 830.763 \cdot \text{tonnef}$

$$f_{u.corte.viga} := \frac{V_{u.viga}}{\phi_c \cdot V_n} = 0.295$$

$$\text{check4} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } f_{u.corte.viga} \leq 1 \\ \text{"Revisar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

FUNDACIONES - HORMIGÓN ESCORIA

$\gamma_s := 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Densidad del suelo
$\gamma_h := 2.5 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Densidad del hormigón armado
$\sigma_{\text{adm}} := 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Tensión admisible
$f'_c := 25\text{MPa}$	Fluencia hormigón H30
$F_y := 420\text{MPa}$	Fluencia acero de refuerzo
$M_{L,x} := 2248964716\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{D,x} := 169514590\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{L,y} := 85720851\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{D,y} := 5142169\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$P_L := 1742911.59\text{kgf}$	Carga vertical
$P_D := 1682034.63\text{kgf}$	Carga vertical
$h_f := 1.9\text{m}$	Espesor fundación
$D_f := 2.5\text{m}$	Profundidad sello de fundación
$B_{\text{col}} := 1170\text{cm}$	Diámetro del silo
$\text{rec} := 75\text{mm}$	Recubrimiento
$d := h_f - \text{rec} = 1.825\text{m}$	Altura útil
$M_L := \sqrt{M_{L,x}^2 + M_{L,y}^2}$	Momento máximo radial
$M_D := \sqrt{M_{D,x}^2 + M_{D,y}^2}$	Momento máximo radial

Determinación del radio de la fundación circular:

$$\sigma_{\text{sol}}(R_f, x) := \gamma_s \cdot (D_f - h_f) + \gamma_h \cdot h_f + \frac{(P_L + P_D)}{\pi \cdot R_f^2} + \frac{(M_L + M_D) \cdot x}{\frac{\pi R_f^4}{4}}$$

Definiendo la función en los extremos donde $x = R_f$

$$\sigma_{\text{max}}(R_f) := \sigma_{\text{sol}}(R_f, R_f)$$

Despejando: $R_f := 3\text{m}$ $R_{\text{fund}} := \text{root}(\sigma_{\text{max}}(R_f) - \sigma_{\text{adm}}, R_f) = 8.968\text{m}$

Se utilizarán entonces:

$$R_f := \max\left(R_{\text{fund}}, 1\text{m} + \frac{B_{\text{col}}}{2}, 11\text{m}\right) = 11\text{m}$$

$$A_f := \pi \cdot R_f^2 \quad I_{xx} := \frac{\pi \cdot R_f^4}{4} \quad I_{yy} := \frac{\pi \cdot R_f^4}{4}$$

Verificamos que la tensión mínima en el suelo sea mayor a 0, i.e., que existe compresión en toda la fundación:

$$\sigma_1 := \sigma_{\text{sol}}(R_f, R_f) = 3.829 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_2 := \sigma_{\text{sol}}(R_f, -R_f) = -0.802 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$x := 1\text{m}$ $\text{zero} := \text{root}(\sigma_{\text{sol}}(R_f, x), x) = -7.192\text{m}$

$$A_{\text{comp}} := \frac{A_f - \int_{-R_f}^{\text{zero}} 2\sqrt{R_f^2 - x^2} dx}{A_f} = 88.43\%$$

check1 := "80% a compresión OK" if $A_{comp} \geq 80\%$ = "80% a compresión OK"
 "Agrandar fundacion por tracción" otherwise

check2 := "Tensión admisible OK" if $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$ = "Tensión admisible OK"
 "Agrandar fundación por tensión admisible" otherwise

Verificación Punzonamiento: $\phi_c := 0.75$

Capacidad al punzonamiento: $b_{o1} := 2\pi \cdot \left(B_{col} + \frac{d}{2} \right) = 79.247 \text{ m}$

$b_{o2} := 2\pi \cdot \left(B_{col} - \frac{d}{2} \right) = 67.78 \text{ m}$

$V_{c.punz1} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o1} \cdot d$ $V_{c.punz2} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o2} \cdot d$

$\phi_c \cdot V_{c.punz1} = 18250.234 \cdot \text{tonnef}$ $\phi_c \cdot V_{c.punz2} = 15609.467 \cdot \text{tonnef}$

Mayoramos Navier que servirá para determinar V_u y M_u

$$q_u(x) := \frac{1.6P_L + 1.2[P_D + \gamma_h \cdot A_f \cdot h_f + \gamma_s \cdot A_f \cdot (D_f - h_f)]}{A_f} + \frac{1.6M_L + 1.2M_D}{l_{xx}} \cdot x$$

$$V_{U.punz1} := \int_{-R_f}^{R_f} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{R_f^2 - x^2} dx - \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} + \frac{d}{2}} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{\left(\frac{B_{col} + d}{2}\right)^2 - x^2} dx$$

$$V_{U.punz2} := \int_{-\left(\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{col}}{2} - \frac{d}{2}} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{\left(\frac{B_{col} - d}{2}\right)^2 - x^2} dx \quad \text{Punzonamiento en el área interior.}$$

$$f_{u.punz} := \max\left(\frac{V_{U.punz1}}{\phi_C \cdot V_{C.punz1}}, \frac{V_{U.punz2}}{\phi_C \cdot V_{C.punz2}}\right) = 0.259$$

check3 := "OK" if $f_{u.punz} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Verificación Corte: $b := 2 \sqrt{R_f^2 - \left(\frac{B_{col}}{2} + d\right)^2} = 15.76 \text{ m}$

Capacidad: $V_C := 0.17 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot d = 2492.971 \cdot \text{tonnef}$

Solicitud: $V_U := \int_{\frac{B_{col}}{2} + d}^{R_f} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{R_f^2 - x^2} dx = 1802.142 \cdot \text{tonnef}$

$$f_{u.corte} := \frac{V_U}{\phi_C \cdot V_C} = 0.964$$

check4 := "OK" if $f_{u.corte} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Diseño a Flexión: $\phi_f := 0.9$

El momento máximo se encuentra justamente en la cara exterior del muro:

$$M_U := \int_{\frac{B_{col}}{2}}^{R_f} q_u(x) \cdot \left(x - \frac{B_{col}}{2}\right) \cdot 2 \sqrt{R_f^2 - x^2} dx = 7024.663 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Armadura a flexión: $b := 2 \sqrt{R_f^2 - \left(\frac{B_{col}}{2}\right)^2} = 18.631 \text{ m}$

$$A_S := \max\left[\frac{M_U}{\phi_f \cdot F_y \cdot b \cdot (0.9d)}, \frac{1.4 \text{MPa} \cdot d}{F_y}, \frac{0.25 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot d}{F_y}\right] = 60.833 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura a lo largo y ancho de la zapata cara inferior.

FUNDACIONES - HORMIGÓN CENIZA

$\gamma_s := 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Densidad del suelo
$\gamma_h := 2.5 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Densidad del hormigón armado
$\sigma_{\text{adm}} := 6.24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Tensión admisible
$f'_c := 25\text{MPa}$	Fluencia hormigón H30
$F_y := 420\text{MPa}$	Fluencia acero de refuerzo
$M_{L,x} := 4556681747\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{D,x} := 53833146\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección X
$M_{L,y} := 137828463\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección Y
$M_{D,y} := 16951333.2\text{kgf}\cdot\text{cm}$	Momento volcante dirección Y
$P_L := 3190888.65\text{kgf}$	Carga vertical
$P_D := 3157695.58\text{kgf}$	Carga vertical
$h_f := 2.1\text{m}$	Espesor fundación
$D_f := 2.5\text{m}$	Profundidad sello de fundación
$B_{\text{col}} := 1670\text{cm}$	Diámetro del silo
$\text{rec} := 75\text{mm}$	Recubrimiento
$d := h_f - \text{rec} = 2.025\text{m}$	Altura útil
$M_L := \sqrt{M_{L,x}^2 + M_{L,y}^2}$	Momento máximo radial
$M_D := \sqrt{M_{D,x}^2 + M_{D,y}^2}$	Momento máximo radial

Determinación del radio de la fundación circular:

$$\sigma_{\text{sol}}(R_f, x) := \gamma_s \cdot (D_f - h_f) + \gamma_h \cdot h_f + \frac{(P_L + P_D)}{\pi \cdot R_f^2} + \frac{(M_L + M_D) \cdot x}{\frac{\pi R_f^4}{4}}$$

Definiendo la función en los extremos donde $x = R_f$

$$\sigma_{\text{max}}(R_f) := \sigma_{\text{sol}}(R_f, R_f)$$

Despejando: $R_f := 3\text{m}$ $R_{\text{fund}} := \text{root}(\sigma_{\text{max}}(R_f) - \sigma_{\text{adm}}, R_f) = 11.324\text{m}$

Se utilizarán entonces:

$$R_f := \max\left(R_{\text{fund}}, 1\text{m} + \frac{B_{\text{col}}}{2}, 14\text{m}\right) = 14\text{m}$$

$$A_f := \pi \cdot R_f^2 \quad I_{xx} := \frac{\pi \cdot R_f^4}{4} \quad I_{yy} := \frac{\pi \cdot R_f^4}{4}$$

Verificamos que la tensión mínima en el suelo sea mayor a 0, i.e., que existe compresión en toda la fundación:

$$\sigma_1 := \sigma_{\text{sol}}(R_f, R_f) = 3.789 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_2 := \sigma_{\text{sol}}(R_f, -R_f) = -0.494 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$x := 1\text{m}$ $\text{zero} := \text{root}(\sigma_{\text{sol}}(R_f, x), x) = -10.773\text{m}$

$$A_{\text{comp}} := \frac{A_f - \int_{-R_f}^{\text{zero}} 2\sqrt{R_f^2 - x^2} dx}{A_f} = 93.591\%$$

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"80\% a compresión OK"} & \text{if } A_{\text{comp}} \geq 80\% \\ \text{"Agrandar fundacion por tracción"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"80\% a compresión OK"}$$

$$\text{check2} := \begin{cases} \text{"Tensión admisible OK"} & \text{if } \sigma_1 \leq \sigma_{\text{adm}} \\ \text{"Agrandar fundación por tensión admisible"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Tensión admisible OK"}$$

Verificación Punzonamiento: $\phi_c := 0.75$

$$\text{Capacidad al punzonamiento: } b_{o1} := 2\pi \cdot \left(B_{\text{col}} + \frac{d}{2} \right) = 111.291 \text{ m}$$

$$b_{o2} := 2\pi \cdot \left(B_{\text{col}} - \frac{d}{2} \right) = 98.567 \text{ m}$$

$$V_{c.\text{punz1}} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o1} \cdot d \qquad V_{c.\text{punz2}} := 0.33 \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_{o2} \cdot d$$

$$\phi_c \cdot V_{c.\text{punz1}} = 28438.671 \cdot \text{tonnef} \qquad \phi_c \cdot V_{c.\text{punz2}} = 25187.39 \cdot \text{tonnef}$$

Mayoramos Navier que servirá para determinar V_u y M_u

$$q_u(x) := \frac{1.6P_L + 1.2[P_D + \gamma_h \cdot A_f \cdot h_f + \gamma_s \cdot A_f \cdot (D_f - h_f)]}{A_f} + \frac{1.6M_L + 1.2M_D}{I_{xx}} \cdot x$$

$$V_{U.\text{punz1}} := \int_{-R_f}^{R_f} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{R_f^2 - x^2} dx - \int_{-\left(\frac{B_{\text{col}}}{2} + \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{\text{col}}}{2} + \frac{d}{2}} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{\left(\frac{B_{\text{col}} + d}{2}\right)^2 - x^2} dx$$

$$V_{U.\text{punz2}} := \int_{-\left(\frac{B_{\text{col}}}{2} - \frac{d}{2}\right)}^{\frac{B_{\text{col}}}{2} - \frac{d}{2}} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{\left(\frac{B_{\text{col}} - d}{2}\right)^2 - x^2} dx \qquad \text{Punzonamiento en el área interior.}$$

$$f_{u.punz} := \max\left(\frac{V_{U.punz1}}{\phi_c \cdot V_{c.punz1}}, \frac{V_{U.punz2}}{\phi_c \cdot V_{c.punz2}}\right) = 0.261$$

check3 := "OK" if $f_{u.punz} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Verificación Corte: $b := 2 \sqrt{R_f^2 - \left(\frac{B_{col}}{2} + d\right)^2} = 18.8 \text{ m}$

Capacidad: $V_c := 0.17 \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot d = 3299.739 \cdot \text{tonnef}$

Solicitud: $V_u := \int_{\frac{B_{col}}{2} + d}^{R_f} q_u(x) \cdot 2 \sqrt{R_f^2 - x^2} dx = 2372.516 \cdot \text{tonnef}$

$$f_{u.corte} := \frac{V_u}{\phi_c \cdot V_c} = 0.959$$

check4 := "OK" if $f_{u.corte} \leq 1$ = "OK"
 "Revisar" otherwise

Diseño a Flexión: $\phi_f := 0.9$

El momento máximo se encuentra justamente en la cara exterior del muro:

$$M_u := \int_{\frac{B_{col}}{2}}^{R_f} q_u(x) \cdot \left(x - \frac{B_{col}}{2}\right) \cdot 2 \sqrt{R_f^2 - x^2} dx = 10267.14 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Armadura a flexión: $b := 2 \sqrt{R_f^2 - \left(\frac{B_{col}}{2}\right)^2} = 22.475 \text{ m}$

$$A_s := \max\left[\frac{M_u}{\phi_f \cdot F_y \cdot b \cdot (0.9d)}, \frac{1.4 \text{MPa} \cdot d}{F_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot d}{F_y}\right] = 67.5 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura a lo largo y ancho de la zapata cara inferior.