



“MEMORIA DE CÁLCULO VALIDACIÓN
ESTRUCTURAL PROYECTO DE HUANQUE”

TOTAL 35 HOJAS
(Incluyendo Portada)

- TITULO: “Memoria de Cálculo
Validación Estructural
Proyecto de Huanque”

- CLIENTE: Fundación Mi Parque

PROPOSITO

☒ Para Revisión

☐ Para Aprobación

☐ Para Construcción

☐ Para Oferta

☐ Para Información

A	11-03-2021	Diego Diaz Orellana	Para Aprobación	
REV.	FECHA	PREPARO/APROBÓ	DESCRIPCION	FIRMA

INDICE

1.	INTRODUCCION	3
1.1	ALCANCE	3
2.	ANTECEDENTES	3
3.	CRITERIOS DE DISEÑO	3
3.1	NORMATIVA	3
3.2	ESTRUCTURACIÓN	4
3.3	MATERIALES	6
3.4	MECÁNICA DE SUELOS	6
3.5	RELLENO ESTRUCTURAL	6
4.	VERIFICACION DE ESTRUCTURA	7
4.1	DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN	7
4.1.1	Solicitaciones	7
4.1.2	Empujes de suelo	7
4.1.3	Tipos de falla	8
4.1.4	Factores de seguridad	9
2.2.1.	VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL	10
4.2	DISEÑO DE SOMBREADEROS	19
4.2.1	ALCANCE	19
4.2.2	ESTADOS DE CARGA	20
4.2.2.1	Cargas Muertas (D)	20
4.2.2.2	Sismo (Ex, Ey)	20
4.2.2.3	Viento (W)	21
4.2.3	COMBINACIONES DE CARGA	21
4.2.4	DESCRIPCION MODELO DE ANALISIS	22
4.2.4.1	Elementos Finitos Utilizados en la Modelación	22
4.2.4.2	Aplicación de Cargas en el Modelo	22
4.2.5	ANALISIS ESTRUCTURAL	23
4.2.5.1	Corte Sísmico	23
4.2.5.2	Reacciones	24
4.2.6	DISEÑO DE ELEMENTOS	27
4.2.6.1	Diseño de Perfiles	27
4.3	DISEÑO DE FUNDACION	29
5.	CONCLUSIONES	31

1. INTRODUCCION

El presente documento tiene por objetivo presentar la validación de las obras estructurales de contención y Sombreaderos insertos en Plaza Huanque, comuna de Salamanca.

1.1 ALCANCE

El objetivo del presente documento es el de establecer la revisión y validación de los elementos que componen las obras de contención de taludes junto a sombreaderos de quinchos proyectados.

Figura N°1: Imagen Objetivo Plaza Huanque



2. ANTECEDENTES

Según los antecedentes entregados por parte de la Fundación Mi Parque, se realizarán los cálculos de Muros de Contención, Muretes y Sombreaderos.

- Huanque Muros dwg.
- Imágenes Objetivo
- Informe de Ensayo de Suelos DECON UC OT039203

3. CRITERIOS DE DISEÑO

3.1 NORMATIVA

Para efectuar los cálculos y revisión de requerimientos, se utilizaron las siguientes normas chilenas y códigos extranjeros.

- Código de diseño de Hormigón Armado, basado en el ACI 318-14: Donde se proporciona los requisitos mínimos para el diseño, detalle y construcción de elementos de hormigón estructural.
- NCh430 Of2008 "Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo"
- NCh170 Of2016 "Hormigón – Requisitos generales"
- Decreto 60 Of2011 "Diseño y cálculo de hormigón armado"
- NCh3171 Of2017 "Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga"
- NCh204 Of2006 "Acero - Barras laminadas en caliente para hormigón armado"
- NCh211 Of2012 "Acero - Barras con resaltes para Hormigón"
- NCh218 Of2009 "Acero – Mallas de Alta Resistencia para Hormigón Armado".
- NCh434 Of1970 "Barras de Acero de Alta Resistencia en Obras de Hormigón Armado".
- AISI 360-05 "Specifications for Structural Steel Buildings", AISI
- Código de Normas y Especificaciones MINVU 2018
- Manual de Carreteras Edición 2017

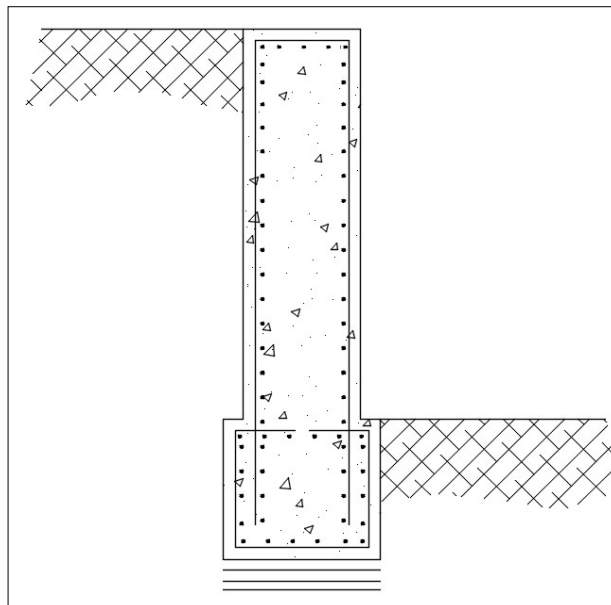
3.2 ESTRUCTURACIÓN

Se estructuran las obras de contención como se muestran en las siguientes figuras.

- **Murete de Hormigón Armado:**

Los muretes de hormigón armado se ubicarán en sectores donde existen diferencias de nivel menores (hasta 1,0 metro) y para efectos de paisajismo.

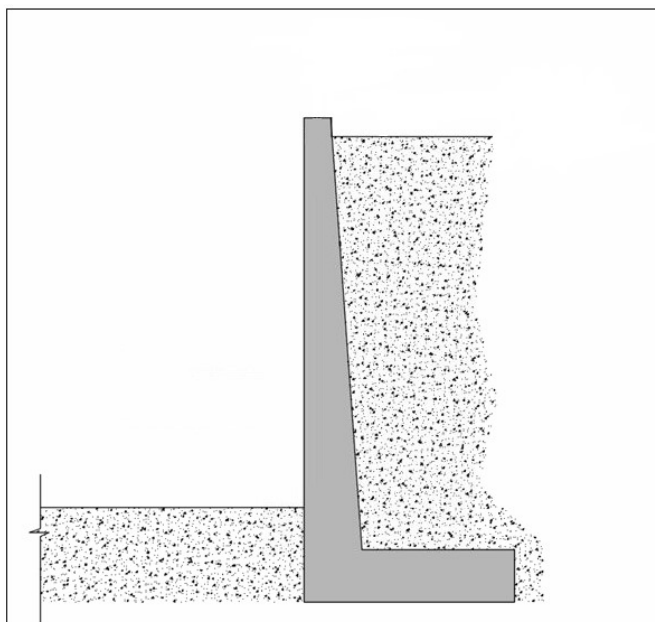
Figura N°2: Perfil Esquemático Murete de Hormigón Armado



- **Sistema de Contención Muro de Hormigón Armado:**

El sistema consiste en un muro de hormigón armado en voladizo que está conformado por una puntera y un diente en su estructura de fundación el cual se ha definido para sectores con desniveles importantes donde se requiera contener laderas, con alturas útiles de hasta 1,5 metros aproximadamente.

Figura N°3: Perfil Esquemático de Muro de Hormigón Armado



- **Sistema de Sombreaderos:**

El sistema consiste en perfiles de acero que conforman la estructura, en donde como elemento horizontal se compone de perfiles tubulares, pletinas y ángulos conectados a dos pilares tubulares emplazados en fundaciones aisladas de hormigón armado. Estas tienen la finalidad de otorgar áreas de sombra ya sea para sector de quinchos o miradores.

Figura N°4: Imagen Esquemática de Sombreaderos



3.3 MATERIALES

En esta sección se incluyen las propiedades físicas de los distintos materiales, que se consideran para la verificación de las estructuras.

- **Hormigón armado**

Hormigón H30/G25 $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$, nivel de confianza 90%

El uso de aditivos solo será autorizado por la I.T.O. una vez demostrado que no se producirán efectos objetables sobre la calidad de hormigón.

- **Hormigón de enplantillado y de relleno**

Se usará hormigón grado H10/G10 para los enplantillados y hormigón grado H20/G20 para los mejoramientos de suelo.

Hormigón H10/G10 $f'_c = 80 \text{ kgf/cm}^2$, nivel de confianza 80%

Hormigón H20/G20 $f'_c = 150 \text{ kgf/cm}^2$; nivel de confianza 80%

- **Acero de refuerzo para hormigón armado**

Acero A63-42H con resaltes. $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

- **Acero Estructural**

Perfil Acero ASTM A35

Pernos de Conexión ASTM A325

3.4 MECÁNICA DE SUELOS

Las características y propiedades mecánicas del suelo de fundación y el suelo que constituye la ladera se determinaron a partir de los ensayos de suelo y los informes de mecánica de suelos elaborados por DECON UC, según antecedentes.

A partir de granulometría entregada en mecánica de suelos, se determina un ángulo de fricción interna de 25° de acuerdo a tabla 3.11.5.3-1 del manual ASSTHO. Además, para efectos de diseño se han adoptado las siguientes tensiones admisibles mínimas de diseño:

Tensión admisible estática: $2.0 \text{ [Kgf/cm}^2]$

Tensión admisible dinámica: $3.0 \text{ [Kgf/cm}^2]$

3.5 RELLENO ESTRUCTURAL

Donde sea necesario el uso de relleno estructural en las obras proyectadas se escogen los siguientes valores:

Peso unitario del suelo (γ_{sat}) : $2.0 \text{ [Ton/m}^3]$

Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) : $40 [^\circ]$

Cohesión del suelo (c) : $0.0 \text{ [Ton/m}^2]$

4. VERIFICACION DE ESTRUCTURA

4.1 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

En el presente acápite se presentan las bases, referencias del cálculo estructural de los muros de contención de hormigón armado.

4.1.1 Solicitaciones

Para asegurar una estabilidad general de las obras de contención, es necesario conocer las solicitaciones que actúan sobre el elemento, para así poder determinar los factores de seguridad al volcamiento, deslizamiento y capacidad de soporte del suelo.

- ✓ Peso propio
- ✓ Empujes de relleno y su sobrecarga
- ✓ Empuje sísmico y su sobrecarga
- ✓ Fuerza de roce
- ✓ Solicitación producto del muro y la zapata

4.1.2 Empujes de suelo

Se calculan los empujes respectivos para asegurar la estabilidad de la estructura frente a los distintos tipos de falla, a través del método de Coulomb, para el caso estático, y el método de Mononobe y Okabe para el caso dinámico.

Método de coulomb

La superficie de relleno se considera plana, pudiendo ser horizontal o inclinada. Considerando el peso específico del suelo " γ " y la altura volcante del muro " H " y determinando los valores de " K_a " y " K_p " mediante las ecuaciones de Coulomb (1776), se obtienen los valores de los empujes de suelo activo " E_a " y pasivo " E_p " respectivamente:

$$E_a = 1/2\gamma K_a H^2$$

$$E_p = 1/2\gamma K_p H^2$$

" K_a " y " K_p " se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

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

Dónde:

i [rad]

Pendiente de la superficie del suelo contenido.

δ [rad]	Ángulo de fricción suelo-estructura.
ϕ [rad]	Ángulo de fricción interna del suelo de relleno
β [rad]	Inclinación del trasdós de la estructura con respecto a la vertical.

Para el caso del empuje activo, “ δ ” se considera como 1/3 del ángulo de fricción interna del suelo de relleno.

A su vez para el empuje pasivo, “ δ ” se considera como 1/3 del ángulo de fricción interna del suelo de relleno.

Cabe destacar que las calicatas estructurales tomadas en las zonas de emplazamiento de obras de contención indican que no existe presencia de napa y la estructura cuenta con sistemas de drenaje por lo tanto para efectos de cálculo no se ha considerado napa.

Método de Mononobe y Okabe

Este método se aplica para el cálculo del empuje sísmico del suelo en el caso dinámico en las estructuras de contención. Este método considera un pequeño desplazamiento en el punto más alto de la estructura.

La superficie de relleno se considera plana, pudiendo ser horizontal o inclinada. Este método incorpora el parámetro “ θ ” que se calcula de la siguiente forma:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

Siendo “ K_h ” el coeficiente sísmico horizontal y “ K_v ” el vertical. “ K_h ” se considera como la mitad del coeficiente de Aceleración sísmica “ A_0 ” que entrega la norma NCh433, mientras que “ K_v ” se considera despreciable e igual a “0”.

Mediante la ecuación de Mononobe y Okabe (1929) se puede calcular el coeficiente de transmisión sísmica activa del suelo “ K_{as} ”:

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

Entonces, el coeficiente de transmisión sísmica efectiva del suelo “ K'_{as} ” se puede obtener de lo siguiente:

$$K'_{as} = K_{as}(1 - K_v) - K_a$$

De esta forma, se puede calcular el empuje sísmico del suelo “ E'_s ”.

$$E'_s = 1/2 \gamma K'_{as} H^2$$

4.1.3 Tipos de falla

Falla por volcamiento

Se produce cuando el momento de volcamiento es mayor que el momento resistente. Éste último es debido al peso de la estructura de contención y del terreno colaborante.

Falla por deslizamiento

Se produce cuando la fuerza de deslizamiento y/o corte es mayor que la fuerza de fricción la obra de contención y el suelo de fundación.

Falla estructural

Puede producirse debido a esfuerzos excesivos del material componente de la estructura de contención, dando lugar a grietas y desintegración.

Falla por presión excesiva sobre el terreno

Se debe a posibles asentamientos diferenciales, por ser la presión actuante sobre el suelo de fundación, superior a su capacidad resistente σ_{adm} , lo que trae como consecuencia una reducción del momento resistente.

Se deberá verificar que las tensiones que serán transmitidas al suelo no superen los valores determinados a partir de la mecánica de suelos.

Además, se considera un área en compresión bajo la fundación mayor o igual al 70% del área total fundada, según los requerimientos del Manual de Carretera V3 numeral 3.1003.403(2).

4.1.4 Factores de seguridad

Para la verificación de la estabilidad se deben calcular los factores de seguridad.

Factores de seguridad al deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Desplazantes}}$$

Este parámetro se calcula para dos condiciones:

FSD_e = factor de seguridad al desplazamiento estático, se consideran las solicitaciones que no tienen la condición de sismo.

FSD_d = factor de seguridad al desplazamiento dinámico, para este caso se utilizan las solicitaciones del caso estático más las cuales están relacionadas con el sismo (sobrecarga y fuerza sísmica).

Se utilizarán:

Tabla 2.2-1 FSD mínimos recomendados al deslizamiento para muros de contención

FDS Estático	FDS Dinámico
2.0	1.3

Fuente: Código de Normas y Especificaciones MINVU 2008.

Factores de seguridad al volcamiento (FSV)

$$FSV = \frac{\text{Momentos Resistentes}}{\text{Momentos Volcantes}}$$

De la misma manera, este, parámetro se ha calculado para dos condiciones:

FSVe = factor de seguridad al volcamiento estático, se consideran los momentos que ejercen las fuerzas consideradas para el cálculo de FSDe, con respecto al vértice "O" desde donde se calcula el volcamiento.

FSVd = factor de seguridad al volcamiento dinámico, se consideran los momentos que ejercen las fuerzas consideradas para el cálculo de FSDd, con respecto al vértice "O" desde donde se calcula el volcamiento.

Tabla 2.2-2 FSV mínimos recomendados al volcamiento para muros de contención

FDS Estático	FDS Dinámico
2.0	1.3

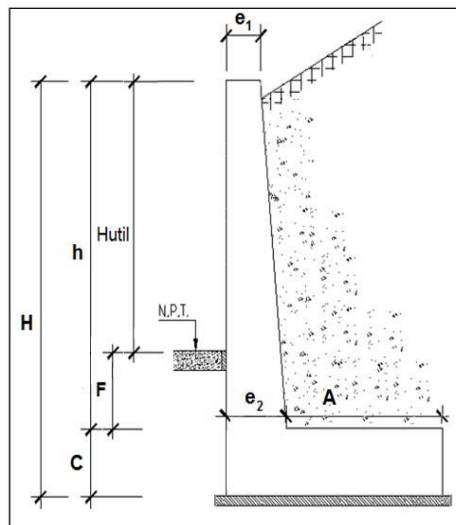
Fuente: Código de Normas y Especificaciones MINVU 2008

2.2.1. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

A continuación, se presenta en resumen la verificación estructural de muros de contención, en función a la altura útil de diseño.

MURO H.A. Hútil=
GEOMETRÍA

γ_H [T/m ³]	2,5	Peso específico del hormigón
h [cm]	180	
A [cm]	110	
B [cm]	0	
C [cm]	25	
D [cm]	0	
F [cm]	30	
e ₁ [cm]	25	
e ₂ [cm]	25	
e ₃ [cm]	0	
H [m]	2,05	Altura total del muro
h [m]	1,80	Altura de suelo contenido
h _{VOLC} [m]	2,05	Altura volcante del muro
A _{MURO} [m ²]	0,45	Área sección muro útil
A _{PATA} [m ²]	0,34	Área sección pata
A _{MUELA} [m ²]	0,00	Área sección muela
A _{TOTAL} [m ²]	0,79	Área total sección muro
B _{PATA} [cm]	135	Largo total pata


PARÁMETROS DE SUELO

γ_S [T/m ³]	2,0	Peso unitario del suelo de relleno
ϕ_S [°]	40	Ángulo de fricción interna del suelo de relleno
ϕ_f [°]	35	Ángulo de fricción interna del suelo de fundación
$\tan \mu$ ($\approx 2/3\phi$)	0,43	Coefficiente de roce
σ_{est} [kgf/cm ²]	2,0	Presión admisible del suelo, caso estático
σ_{sis} [kgf/cm ²]	3,0	Presión admisible del suelo, caso dinámico (se condiera como 1.5 veces el caso estático)
Zona Sísmica	3	NCh 433 Of.96 Mod 2009
Ao/g	0,4	NCh 433 Of.96 Mod 2009
Existe Napa?	NO	
Dw [m]	1,00	Profundidad de Napa existente
γ_{sat} [T/m ³]	2,50	Peso unitario saturado del material bajo napa
γ_w [T/m ³]	1,00	Peso unitario del agua
γ_b [T/m ³]	1,50	Peso unitario boyante del suelo
i [rad]	0,000	Pendiente de la superficie del suelo contenido
δ_a [rad]	0,233	Ángulo de fricción suelo-muro para empuje activo
δ_p [rad]	0,233	Ángulo de fricción suelo-muro para empuje pasivo
β [rad]	0,000	Inclinación del trasdós del muro con respecto a la vertical
α [rad]	1,571	Inclinación del trasdós del muro con respecto a la horizontal

SOBRECARGAS

hp [m]	0,2	Esesor pavimento (carpeta de rodado y binder/si corresponde)
γ_p [T/m ³]	2,5	Peso específico pavimento
PPp [T/m]	0,5	Carga distribuida producto del peso del pavimento
qt [T/m]	1,4	Carga distribuida producto del trafico
q [T/m]	1,8	Sobrecarga total

COEFICIENTES DE TRANSMISIÓN DE PRESIONES (MONONOBE Y OKABE)

Kh	0,20	Coefficiente Sísmico Horizontal (Método del Coeficiente Sísmico)
Kv	0,00	Coefficiente Sísmico Vertical (según Estudios Sísmicos)
θ [rad]	0,20	
FSp	2,50	Factor de seguridad para empuje pasivo
Ko	0,36	Coefficiente de transmisión de presiones en reposo (Rankine 1857)
Ka	0,20	Coefficiente de transmisión de presiones activas (Coulomb 1776)
Kp	3,26	Coefficiente de transmisión de presiones pasivas (Coulomb 1776)
Kas	0,32	Coefficiente de transmisión de presiones activas sísmicas (Mononobe y Okabe 1929)
Kas'	0,11	Coefficiente efectivo de transmisión de presiones activas sísmicas

EMPUJES DE SUELO SIN NAPA

Eo [T/m]	1,16	Empuje en reposo del suelo
Eq [T/m]	0,75	Empuje debido a la sobrecarga
Ea [T/m]	0,85	Empuje activo de suelo
Ep [T/m]	0,99	Empuje pasivo del suelo
Eas [T/m]	0,48	Empuje sísmico de suelo

VERIFICACIÓN ESTABILIDAD

F.S.VOLC est	2,0	Factor de Seguridad al Volcamiento caso Estático
F.S.DESL est	2,0	Factor de Seguridad al Deslizamiento caso Estático
F.S.VOLC sis	1,3	Factor de Seguridad al Volcamiento caso Sísmico
F.S.DESL sis	1,3	Factor de Seguridad al Deslizamiento caso Sísmico

VOLCAMIENTO

M _{ACTIVO} [Tm/m]	1,34	Momento volcante activo
M _{SISMICO} [Tm/m]	1,59	Momento volcante sísmico
M _{VOLC} [Tm/m]	2,93	Momento volcante total
M _{MURO} [Tm/m]	0,71	
M _{SUELO} [Tm/m]	3,17	
M _{MUELA} [Tm/m]	0,00	
M _{RES} [Tm/m]	3,88	Momento resistente
F.S.VOLC est	2,89 ≥ 2,00	OK CUMPLE
F.S.VOLC sis	1,32 ≥ 1,30	OK CUMPLE

DESLZAMIENTO

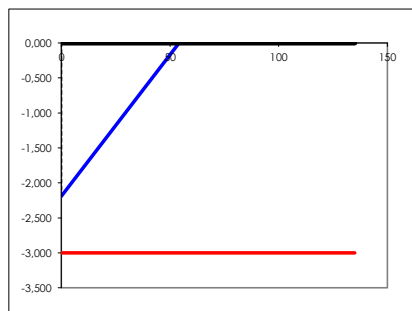
V _{ACTIVO} [T/m]	1,59	Empuje Activo
V _{SISMICO} [T/m]	0,88	Empuje Sísmico
f _r [T/m]	2,56	Fuerza de roce
V _{RES} [T/m]	3,55	Empuje resistente
F.S.DESL est	2,22 ≥ 2,00	OK CUMPLE
F.S.DESL sis	1,44 ≥ 1,30	OK CUMPLE

PRESIONES ADMISIBLES

W _{TOTAL} [T/m]	5,93	Peso total muro más suelo
σ_{estat} [kgf/cm ²]	0,44	Presión estática media

Caso Activo

σ_{max} [kgf/cm ²]	0,88 < 2,0	OK CUMPLE
σ_{min} [kgf/cm ²]	0,00	
c [cm]	134,56	
c [%]	99,67 ≥ 80	OK CUMPLE



DISEÑO ARMADURA

YESTATICO	1,2
YSISMICO	1,2

Materiales

f'c [kgf/cm ²]	250
f y [kgf/cm ²]	4200

DISEÑO MURO

Solicitaciones de Diseño

M _u [Tm/m]	2,36
N _u [T/m]	0,00
V _u [T/m]	2,73

Dimensiones de cálculo

H [m]	1,8	Altura Cuerpo
b [cm]	100,0	Ancho cuerpo (se considera un ancho tributario de 1 m)
h [cm]	25,0	Espesor Cuerpo
r [cm]	5,0	Recubrimiento Armadura
d [cm]	20,0	Altura útil de la sección

Diseño a flexión

$$\phi Mn \geq M_u$$

ϕ	0,90	Factor de reducción de resistencia
β_1	0,85	
ρ_{min}	0,002	Cuantía mínima
ρ_{max}	0,025	Cuantía máxima

$$\phi \cdot Mn = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot (1 - 0,59 \cdot \rho \cdot f_y / f_c)$$

Asreq [cm ²]	3,18	Área de acero requerida
--------------------------	------	-------------------------

Por lo tanto se utiliza D.M.:	10 @ 20	As prov=	3,93	[cm ²]	OK CUMPLE
Suple:		p prov =	0,004		OK CUMPLE

Diseño Al Corte

$$\phi Vn \geq V_u$$

ϕ	0.85	
$V_n = V_c + V_s$	Solo se considera la resistencia proporcionada por el hormigón, por lo que $V_s = 0$	

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

Vc [T/m]	16,76 > Vu	OK CUMPLE
----------	------------	-----------

DISEÑO PATA A

Solicitaciones de Diseño

M_u [Tm/m]	3,72
N_u [T/m]	0,00
V_u [T/m]	6,77

Dimensiones de cálculo

A [m]	1,1	Largo Cuerpo
b [cm]	100,0	Ancho cuerpo (se considera un ancho tributario de 1 m)
h [cm]	25,0	Espesor Cuerpo
r [cm]	5,0	Recubrimiento Armadura
d [cm]	20,0	Altura útil de la sección

Diseño a flexión

$$\phi M_n \geq M_u$$

ϕ	0,90	Factor de reducción de resistencia
β_1	0,85	
ρ_{min}	0,001	Cuantía mínima
ρ_{max}	0,020	Cuantía máxima

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot (1 - 0,59 \cdot \rho \cdot f_y / f_c)$$

Asreq [cm2]	5,06	Área de acero requerida
-------------	------	-------------------------

Por lo tanto se utiliza D.M.: 10 @ 15	As prov=	5,24	[cm2]	OK CUMPLE
Suple:	pprov =	0,005		OK CUMPLE

Diseño Al Corte

$$\phi V_n \geq V_u$$

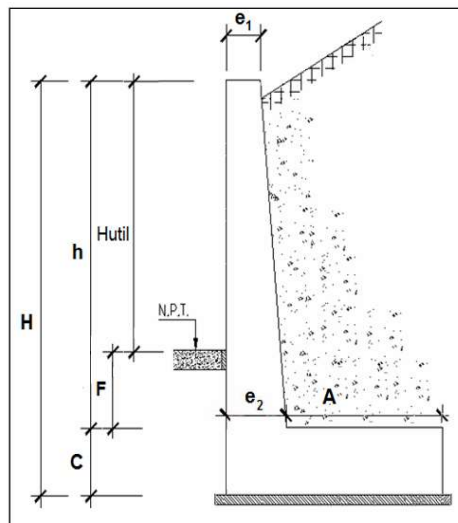
ϕ	0,85	
$V_n = V_c + V_s$	Solo se considera la resistencia proporcionada por el hormigón, por lo que $V_s = 0$	

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

V_c [T/m]	16,76	> V_u	OK CUMPLE
-------------	-------	---------	-----------

MURO H.A. Hútil=
GEOMETRÍA

γ_H [T/m ³]	2,5	Peso específico del hormigón
h [cm]	230	
A [cm]	135	
B [cm]	0	
C [cm]	25	
D [cm]	0	
F [cm]	30	
e_1 [cm]	25	
e_2 [cm]	25	
e_3 [cm]	0	
H [m]	2,55	Altura total del muro
h [m]	2,30	Altura de suelo contenido
h_{VOLC} [m]	2,55	Altura volcante del muro
A_{MURO} [m ²]	0,58	Área sección muro útil
A_{PATA} [m ²]	0,40	Área sección pata
A_{MUELA} [m ²]	0,00	Área sección muela
A_{TOTAL} [m ²]	0,98	Área total sección muro
B_{PATA} [cm]	160	Largo total pata


PARÁMETROS DE SUELO

γ_S [T/m ³]	2,0	Peso unitario del suelo de relleno
ϕ_S [°]	40	Ángulo de fricción interna del suelo de relleno
ϕ_f [°]	35	Ángulo de fricción interna del suelo de fundación
$\tan \mu$ ($\approx 2/3\phi$)	0,43	Coefficiente de roce
σ_{est} [kgf/cm ²]	2,0	Presión admisible del suelo, caso estático
σ_{sis} [kgf/cm ²]	3,0	Presión admisible del suelo, caso dinámico (se condiera como 1.5 veces el caso estático)
Zona Sísmica	3	NCh 433 Of.96 Mod 2009
A_0/g	0,4	NCh 433 Of.96 Mod 2009
Existe Napa?	NO	
Dw [m]	1,00	Profundidad de Napa existente
γ_{sat} [T/m ³]	2,50	Peso unitario saturado del material bajo napa
γ_w [T/m ³]	1,00	Peso unitario del agua
γ_b [T/m ³]	1,50	Peso unitario boyante del suelo
i [rad]	0,000	Pendiente de la superficie del suelo contenido
δ_a [rad]	0,233	Ángulo de fricción suelo-muro para empuje activo
δ_p [rad]	0,233	Ángulo de fricción suelo-muro para empuje pasivo
β [rad]	0,000	Inclinación del trasdós del muro con respecto a la vertical
α [rad]	1,571	Inclinación del trasdós del muro con respecto a la horizontal

SOBRECARGAS

h_p [m]	0,2	Esesor pavimento (carpeta de rodado y binder/si corresponde)
γ_p [T/m ³]	2,5	Peso específico pavimento
PP_p [T/m]	0,5	Carga distribuida producto del peso del pavimento
q_t [T/m]	1,4	Carga distribuida producto del trafico
q [T/m]	1,8	Sobrecarga total

COEFICIENTES DE TRANSMISIÓN DE PRESIONES (MONONOBE Y OKABE)

Kh	0,20	Coefficiente Sísmico Horizontal (Método del Coeficiente Sísmico)
Kv	0,00	Coefficiente Sísmico Vertical (según Estudios Sísmicos)
θ [rad]	0,20	
FSp	2,50	Factor de seguridad para empuje pasivo
Ko	0,36	Coefficiente de transmisión de presiones en reposo (Rankine 1857)
Ka	0,20	Coefficiente de transmisión de presiones activas (Coulomb 1776)
Kp	3,26	Coefficiente de transmisión de presiones pasivas (Coulomb 1776)
Kas	0,32	Coefficiente de transmisión de presiones activas sísmicas (Mononobe y Okabe 1929)
Kas'	0,11	Coefficiente efectivo de transmisión de presiones activas sísmicas

EMPUJES DE SUELO SIN NAPA

Eo [T/m]	1,89	Empuje en reposo del suelo
Eq [T/m]	0,93	Empuje debido a la sobrecarga
Ea [T/m]	1,31	Empuje activo de suelo
Ep [T/m]	0,99	Empuje pasivo del suelo
Eas [T/m]	0,75	Empuje sísmico de suelo

VERIFICACIÓN ESTABILIDAD

F.S.VOLC est	2,0	Factor de Seguridad al Volcamiento caso Estático
F.S.DESL est	2,0	Factor de Seguridad al Deslizamiento caso Estático
F.S.VOLC sis	1,3	Factor de Seguridad al Volcamiento caso Sísmico
F.S.DESL sis	1,3	Factor de Seguridad al Deslizamiento caso Sísmico

VOLCAMIENTO

M _{ACTIVO} [Tm/m]	2,30	Momento volcante activo
M _{SISMICO} [Tm/m]	2,70	Momento volcante sísmico
M _{VOLC} [Tm/m]	5,00	Momento volcante total
M _{MURO} [Tm/m]	0,98	
M _{SUELO} [Tm/m]	5,74	
M _{MUELA} [Tm/m]	0,00	
M _{RES} [Tm/m]	6,72	Momento resistente
F.S.VOLC est	2,93 ≥ 2,00	OK CUMPLE
F.S.VOLC sis	1,34 ≥ 1,30	OK CUMPLE

DESLZAMIENTO

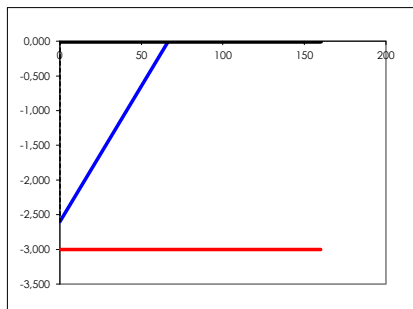
V _{ACTIVO} [T/m]	2,24	Empuje Activo
V _{SISMICO} [T/m]	1,23	Empuje Sísmico
f _r [T/m]	3,73	Fuerza de roce
V _{RES} [T/m]	4,72	Empuje resistente
F.S.DESL est	2,11 ≥ 2,00	OK CUMPLE
F.S.DESL sis	1,36 ≥ 1,30	OK CUMPLE

PRESIONES ADMISIBLES

W _{TOTAL} [T/m]	8,65	Peso total muro más suelo
σ_{estat} [kgf/cm ²]	0,54	Presión estática media

Caso Activo

σ_{max} [kgf/cm ²]	1,08 < 2,0	OK CUMPLE
σ_{min} [kgf/cm ²]	0,00	
c [cm]	160,00	
c [%]	100,00 ≥ 80	OK CUMPLE



DISEÑO ARMADURA

YESTATICO	1,2
YSISMICO	1,2

Materiales

f'c [kgf/cm ²]	250
f y [kgf/cm ²]	4200

DISEÑO MURO

Solicitaciones de Diseño

M _u [Tm/m]	4,31
N _u [T/m]	0,00
V _u [T/m]	3,93

Dimensiones de cálculo

H [m]	2,3	Altura Cuerpo
b [cm]	100,0	Ancho cuerpo (se considera un ancho tributario de 1 m)
h [cm]	25,0	Espesor Cuerpo
r [cm]	5,0	Recubrimiento Armadura
d [cm]	20,0	Altura útil de la sección

Diseño a flexión

$$\phi Mn \geq M_u$$

ϕ	0,90	Factor de reducción de resistencia
β_1	0,85	
ρ_{min}	0,002	Cuantía mínima
ρ_{max}	0,025	Cuantía máxima

$$\phi \cdot Mn = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot (1 - 0,59 \cdot \rho \cdot f_y / f_c)$$

Asreq [cm ²]	5,89	Área de acero requerida
--------------------------	------	-------------------------

Por lo tanto se utiliza D.M.:	10 @ 10	As prov=	7,85	[cm ²]	OK CUMPLE
Suple:		p prov =	0,008		OK CUMPLE

Diseño Al Corte

$$\phi Vn \geq V_u$$

ϕ	0.85	
$V_n = V_c + V_s$	Solo se considera la resistencia proporcionada por el hormigón, por lo que $V_s = 0$	

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

Vc [T/m]	16,76 > Vu	OK CUMPLE
----------	------------	-----------

DISEÑO PATA A

Solicitaciones de Diseño

M_u [Tm/m]	6,97
N_u [T/m]	0,00
V_u [T/m]	10,33

Dimensiones de cálculo

A [m]	1,4	Largo Cuerpo
b [cm]	100,0	Ancho cuerpo (se considera un ancho tributario de 1 m)
h [cm]	25,0	Espesor Cuerpo
r [cm]	5,0	Recubrimiento Armadura
d [cm]	20,0	Altura útil de la sección

Diseño a flexión

$$\phi M_n \geq M_u$$

ϕ	0,90	Factor de reducción de resistencia
β_1	0,85	
ρ_{min}	0,001	Cuantía mínima
ρ_{max}	0,020	Cuantía máxima

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot (1 - 0,59 \cdot \rho \cdot f_y / f_c)$$

Asreq [cm2]	9,71	Área de acero requerida
-------------	------	-------------------------

Por lo tanto se utiliza D.M.:	10 @ 10	As prov=	11,78	[cm2]	OK CUMPLE
Suple:	10 @ 20	pprov =	0,012		OK CUMPLE

Diseño Al Corte

$$\phi V_n \geq V_u$$

ϕ	0,85	
$V_n = V_c + V_s$		Solo se considera la resistencia proporcionada por el hormigón, por lo que $V_s = 0$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

V_c [T/m]	16,76 > V_u	OK CUMPLE
-------------	---------------	-----------

4.2 DISEÑO DE SOMBREADEROS

4.2.1 ALCANCE

El presente acápite se refiere a la verificación de sombreaderos, que tiene como único objetivo generar sombra en áreas de quinchos.

Figura N°5: Modulo Sombreadero A

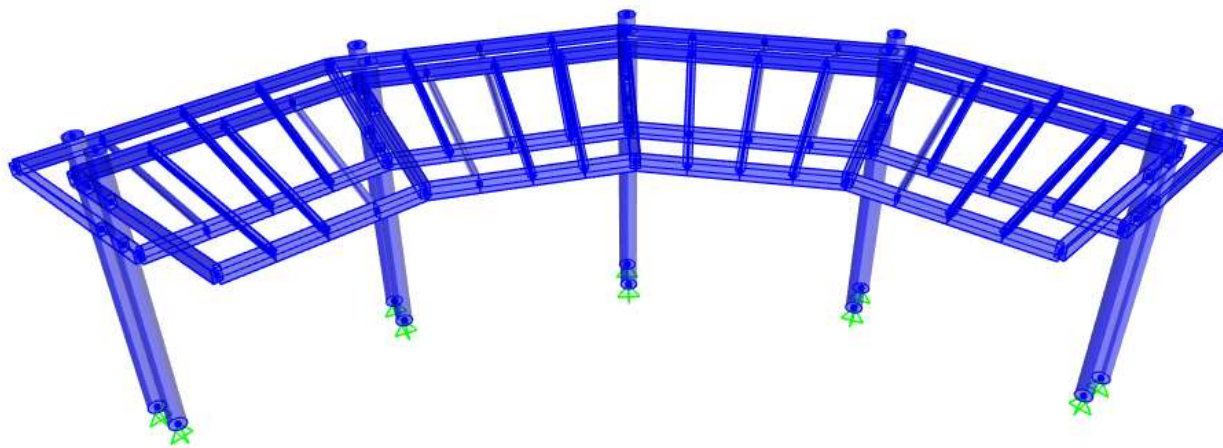
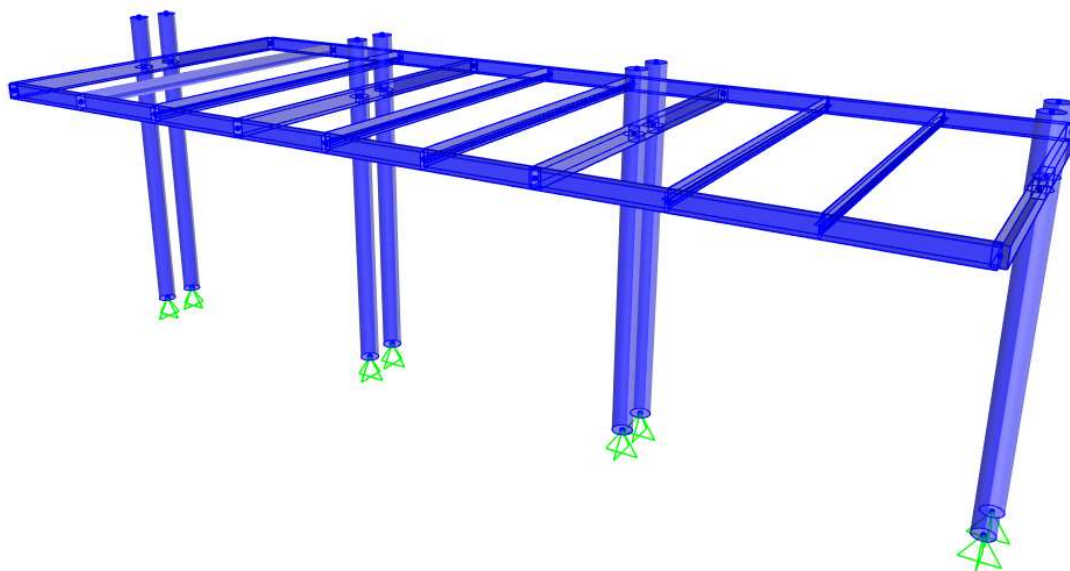


Figura N°5: Modulo Sombreadero B



Las estructuras consisten en perfiles de acero que conforman la estructura, en donde como elemento horizontal se compone de perfiles tubulares (150x100x3mm), pletinas (150x10mm) y ángulos (40x40x3mm) conectados a dos pilares tubulares (200mm) emplazados en fundaciones aisladas de hormigón armado.

4.2.2 ESTADOS DE CARGA

4.2.2.1 Cargas Muertas (D)

Esta carga se refiere al peso propio de la estructura. Esta solicitud considera el peso de todos los materiales de construcción, ya sean estructurales o no estructurales, dentro de los cuales se puede mencionar columnas, arrostramientos, escalas, cubiertas y otros ítems arquitectónicos y estructurales similares, y equipos, entre otros.

Las densidades de los materiales de construcción podrán ser tomadas de los anexos A y B de la norma chilena NCh1537-2009. Además, el peso propio se calcula internamente por el programa de cálculo SAP 2000.

4.2.2.2 Sismo (Ex, Ey)

Este estado de carga se refiere a la acción sísmica sobre las estructuras. Las fuerzas sísmicas deben ser calculadas de manera independiente en tres direcciones ortogonales, dos horizontales y una vertical.

La acción sísmica se evaluará de acuerdo a la metodología definida por la NCh 433.

De acuerdo a lo anterior el corte sísmico quedara establecido por la siguiente expresión.

$$Q = CIP$$

Dónde:

Q: Corte Basal

C: Coeficiente Sísmico, obtenido del espectro de diseño.

P: Peso Sísmico de la Estructura o Sistema.

I: Factor de Importancia (1, Para Estructuras Categoría III)

Direccionalidad

Dada que la estructura en general es simétrica y no presenta irregularidades en planta no se considera la superposición de las cargas sísmicas horizontales.

Definición Espectro de Aceleraciones

De acuerdo a las características de la estructura a analizar y su emplazamiento, se definen los siguientes parámetros sísmicos:

A/g : 0.4 g Aceleración máxima del Suelos Zona Sísmica 3

R : 7 Factor de Modificación de Respuesta

ξ : 0.05 Razón de Amortiguamiento critico

Masa Sísmica

La masa sísmica se define como el 100% del estado de carga D, el cual incluye el peso propio de todos los elementos estructurales.

Carga Sísmica Horizontal

Para la acción sísmica horizontal se realiza un análisis modal espectral, descrito por las aceleraciones y espectro definidos anteriormente.

Metodos de Analisis

Para el cálculo de los esfuerzos y desplazamientos debido a la acción sísmica sobre las estructuras se utilizará un análisis del tipo modal espectral.

Numero de Modos

El análisis debe incluir un número de modos de vibración suficiente, para que la suma de las masas asociadas a cada modo de vibración para cada una de las direcciones de análisis sea superior al 90% de la masa total de la estructura.

Superposicion Modal

Para obtener una estimación del valor máximo de cualquier parámetro de repuesta considerado en el análisis, el valor máximo será calculado para cada modo de vibración para posteriormente ser combinaciones mediante el criterio de superposición modal CQC, tal como se recomienda en la NCh 2369 Of. 2003.

4.2.2.3 Viento (W)

No se considera al ser estructuras abiertas y con alturas menores a 4 metros.

4.2.3 COMBINACIONES DE CARGA

En esta sección, se detallan las combinaciones de carga utilizadas para la verificación de la estructura. En la siguiente tabla se define la nomenclatura utilizada para cada uno de los estados de carga que están presentes sobre esta estructura.

D : Carga Muerta.

Ex : Carga de sismo horizontal en la dirección X

Ey : Carga de sismo horizontal en la dirección Y

En la siguiente tabla se incluye un listado exhaustivo de las combinaciones de carga consideradas para el diseño de la Tenso Estructura.

Tabla N°1: Combinaciones de Carga

No.	Nombre	Descripción
1	COMB 01	1,0 D
2	COMB 02	1,0 D + 1,0 Ex + 0,3 Ey
3	COMB 03	1,0 D + 0,3 Ex + 1,0 Ey
4	COMB 04	1,0 D + 0,75 Ex + 0,225 Ey

5	COMB 05	$1,0 D + 0,225 E_x + 0,75 E_y$
6	COMB 06	$0,6 D + 1,0 E_x + 0,3 E_y$
7	COMB 07	$0,6 D + 0,3 E_x + 1,0 E_y$

4.2.4 DESCRIPCION MODELO DE ANALISIS

4.2.4.1 Elementos Finitos Utilizados en la Modelación

Las vigas y columnas han sido modeladas mediante la utilización de elementos tipo frame, los cuales corresponden a elementos uniaxiales con 6 grados de libertad por nodo, tal como se indica en la Figura.

4.2.4.2 Aplicación de Cargas en el Modelo

A continuación, se presenta la forma en que fueron incorporados los estados de cargas definidos en el presente informe.

Figura N°7: Aplicación de Cargas D (Sombreadero A)

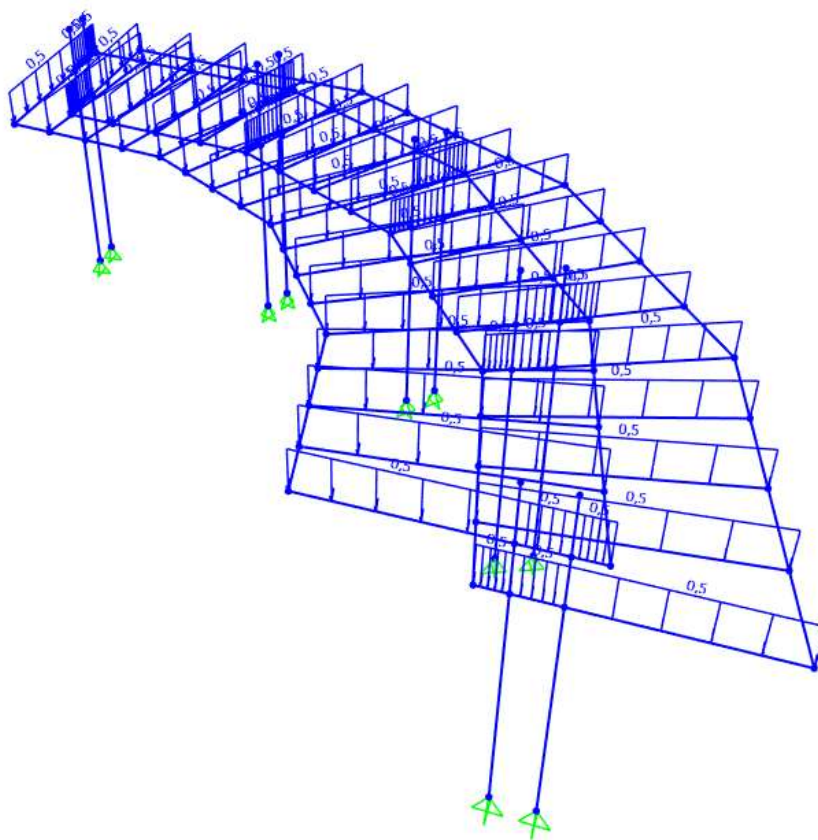
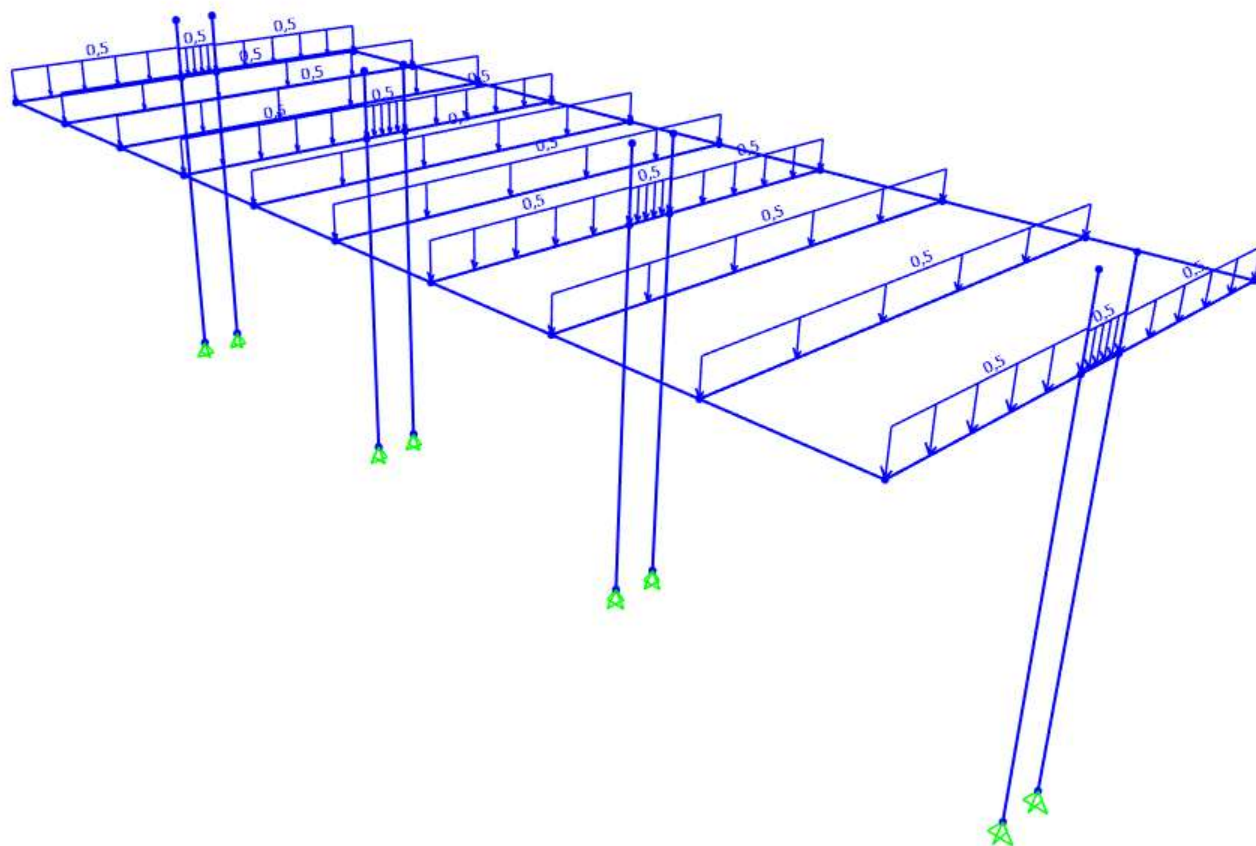


Figura N°7: Aplicación de Cargas D (Sombreadero B)



4.2.5 ANALISIS ESTRUCTURAL

4.2.5.1 Corte Sísmico

En esta sección se evalúa el corte sísmico resultante del análisis dinámico realizado a la estructura, para verificar que se superior al corte sísmico mínimo establecido por las “Bases de Diseño Estructural”:

El corte sísmico se determina a partir de la tabla Base Reactions, generado por el software SAP2000, la cual se incluye a continuación.

Tabla N°2: Reacciones de Base Sombreadero A

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DEAD	LinStatic		0,00	0,00	1,74	7,71	-7,06	-0,00
Ex	LinRespSpec	Max	3,45	2,71	0,11	7,68	9,80	23,47
Ey	LinRespSpec	Max	2,64	3,43	0,11	9,88	7,49	21,02

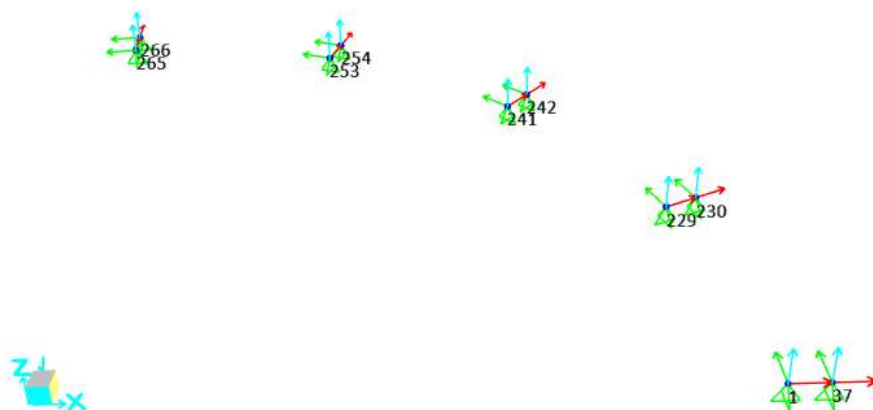
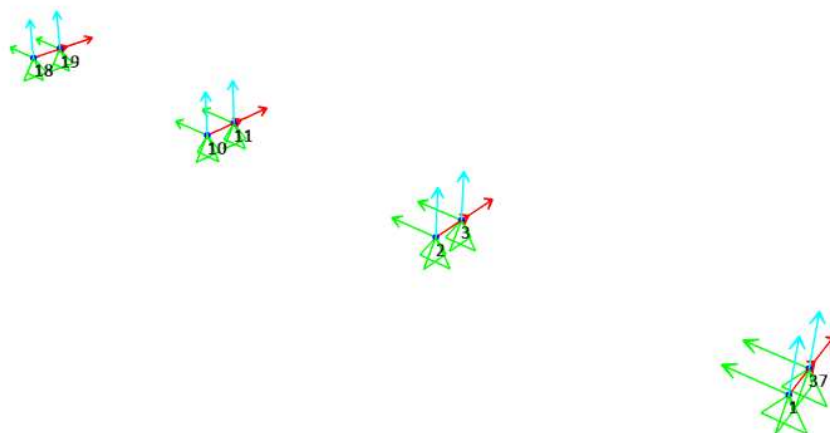
Tabla N°3: Reacciones de Base Sombreadero B

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DEAD	LinStatic		0,00	0,00	0,98	4,67	-6,77	0,00
Ex	LinRespSpec	Max	1,82	0,00	0,00	0,00	5,96	8,66
Ey	LinRespSpec	Max	0,00	2,75	0,00	8,15	0,00	18,99

Se verifica lo requerido en los criterios de diseño, ya que el corte sísmico es superior al 12% del peso sísmico de la estructura.

4.2.5.2 Reacciones

La denominación de los apoyos en la base de las columnas se indica en la siguiente Figura.

Figura N°8: Denominación de Apoyos Sombreadero A

Figura N°8: Denominación de Apoyos Sombreadero A


En la siguiente tabla se listan las reacciones de los apoyos para todas las combinaciones de carga.

Tabla N°4: Reacciones en Columnas Sombreadero A

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1	DEAD	LinStatic		-0,00	0,00	0,12
1	Ex	LinRespSpec	Max	0,36	0,31	5,67
1	Ey	LinRespSpec	Max	0,24	0,32	4,17
37	DEAD	LinStatic		0,00	0,00	0,15
37	Ex	LinRespSpec	Max	0,37	0,33	5,28
37	Ey	LinRespSpec	Max	0,24	0,32	3,62
229	DEAD	LinStatic		-0,00	-0,00	0,14
229	Ex	LinRespSpec	Max	0,42	0,36	5,58
229	Ey	LinRespSpec	Max	0,35	0,36	4,65
230	DEAD	LinStatic		0,00	-0,00	0,27
230	Ex	LinRespSpec	Max	0,41	0,37	5,96
230	Ey	LinRespSpec	Max	0,34	0,36	5,02
241	DEAD	LinStatic		-0,00	-0,00	0,14
241	Ex	LinRespSpec	Max	0,40	0,35	5,35
241	Ey	LinRespSpec	Max	0,42	0,32	5,69
242	DEAD	LinStatic		0,00	-0,00	0,26
242	Ex	LinRespSpec	Max	0,39	0,36	5,53
242	Ey	LinRespSpec	Max	0,42	0,32	5,88
253	DEAD	LinStatic		-0,00	0,00	0,14
253	Ex	LinRespSpec	Max	0,33	0,40	4,37
253	Ey	LinRespSpec	Max	0,43	0,33	5,75
254	DEAD	LinStatic		0,00	0,00	0,27
254	Ex	LinRespSpec	Max	0,32	0,39	4,72
254	Ey	LinRespSpec	Max	0,42	0,33	6,15
265	DEAD	LinStatic		-0,00	-0,00	0,12
265	Ex	LinRespSpec	Max	0,25	0,34	4,19
265	Ey	LinRespSpec	Max	0,35	0,29	5,60
266	DEAD	LinStatic		0,00	-0,00	0,15
266	Ex	LinRespSpec	Max	0,25	0,35	3,64

266	Ey	LinRespSpec	Max	0,36	0,30	5,20
-----	----	-------------	-----	------	------	------

Tabla N°5: Reacciones en Columnas Sombreadero B

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1	DEAD	LinStatic		-0,01	0,00	0,10
1	Ex	LinRespSpec	Max	0,20	0,00	3,30
1	Ey	LinRespSpec	Max	0,07	0,32	0,44
2	DEAD	LinStatic		-0,01	0,00	0,14
2	Ex	LinRespSpec	Max	0,25	0,00	4,15
2	Ey	LinRespSpec	Max	0,00	0,37	0,05
3	DEAD	LinStatic		0,01	0,00	0,14
3	Ex	LinRespSpec	Max	0,25	0,00	4,15
3	Ey	LinRespSpec	Max	0,00	0,37	0,05
10	DEAD	LinStatic		-0,01	-0,00	0,14
10	Ex	LinRespSpec	Max	0,25	0,00	4,15
10	Ey	LinRespSpec	Max	0,00	0,37	0,05
11	DEAD	LinStatic		0,01	-0,00	0,14
11	Ex	LinRespSpec	Max	0,25	0,00	4,15
11	Ey	LinRespSpec	Max	0,00	0,37	0,05
18	DEAD	LinStatic		-0,01	-0,00	0,10
18	Ex	LinRespSpec	Max	0,20	0,00	3,30
18	Ey	LinRespSpec	Max	0,07	0,32	0,44
19	DEAD	LinStatic		0,01	-0,00	0,10
19	Ex	LinRespSpec	Max	0,20	0,00	3,30
19	Ey	LinRespSpec	Max	0,07	0,32	0,44
37	DEAD	LinStatic		0,01	0,00	0,10
37	Ex	LinRespSpec	Max	0,20	0,00	3,30
37	Ey	LinRespSpec	Max	0,07	0,32	0,44

4.2.6 DISEÑO DE ELEMENTOS

4.2.6.1 Diseño de Perfiles

En la siguiente Figura se indica la interacción de esfuerzos para los elementos principales que conforman el módulo.

Figura N°9: Interacción de Esfuerzos Sombreadero A

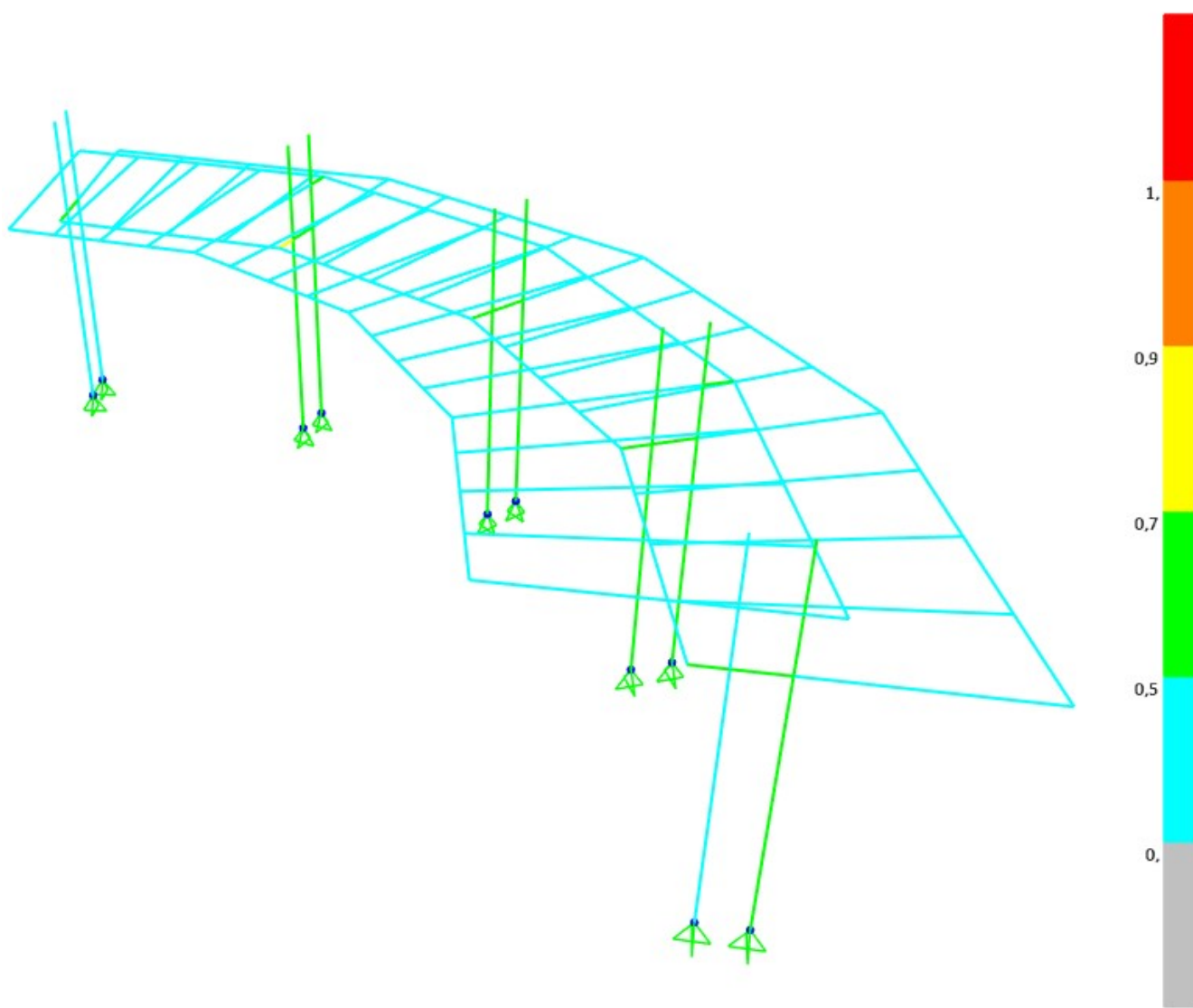
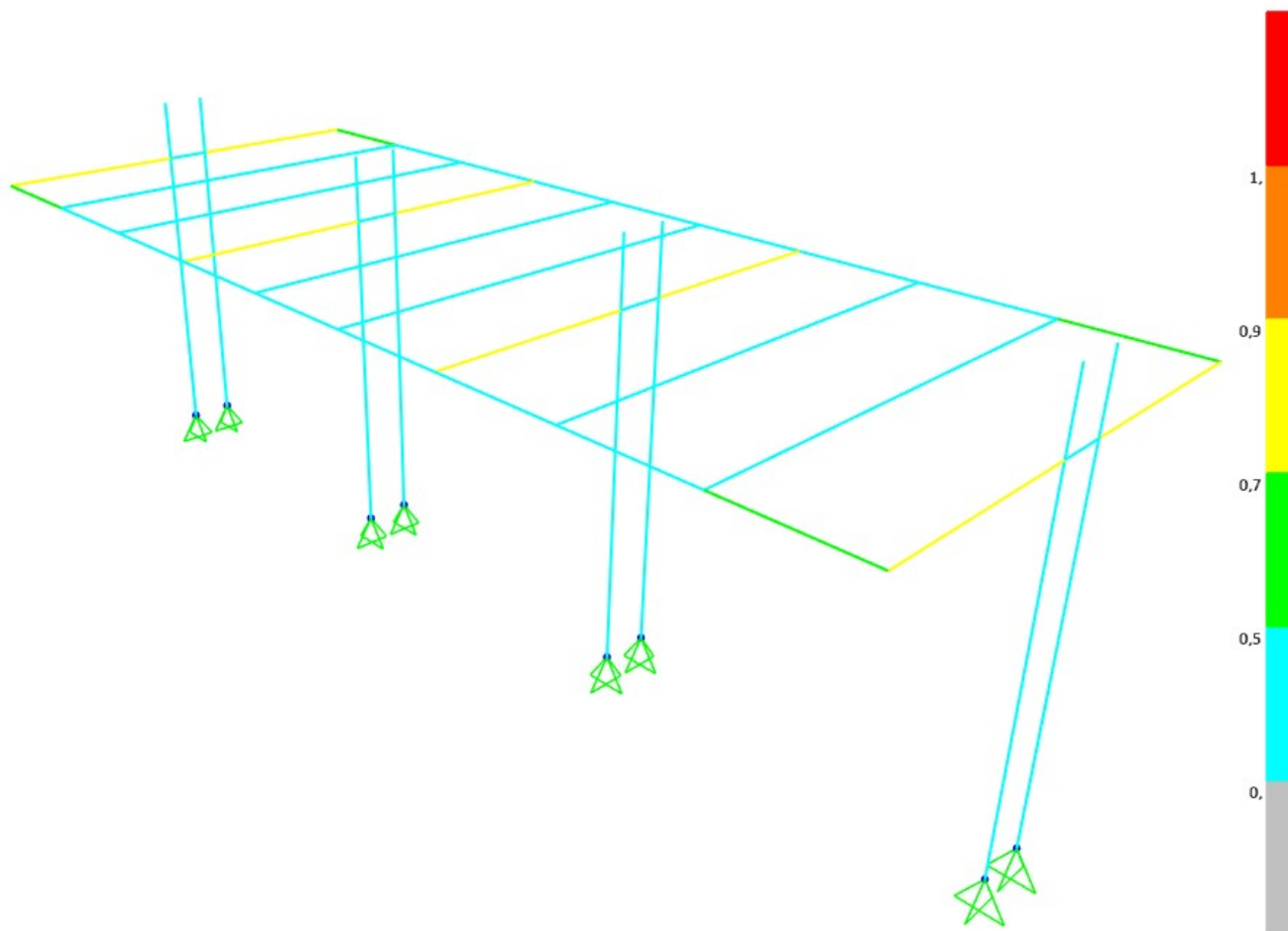


Figura N°10: Interacción de Esfuerzos Sombreadero B



Se verifica que todos los elementos que componen los sistemas de sombreaderos cumplen con los esfuerzos solicitados y normativa vigente.

4.3 DISEÑO DE FUNDACION

Para la verificación de las fundaciones aisladas se consideró las reacciones más desfavorables de ambas estructuras, otorgando un sistema de fundaciones unitario.

DATOS

Tipo de Suelo

σ_{adm}	20	T/m ²
γ	1,8	T/m ³
θ	30	ang

Dimensiones del muro

h1	0,15	m
h2	0,2	m
h3	0,2	m
B	0,9	m
L	0,9	m
V1	0,3	m
V2	0,1	m

Tipo de Hormigon

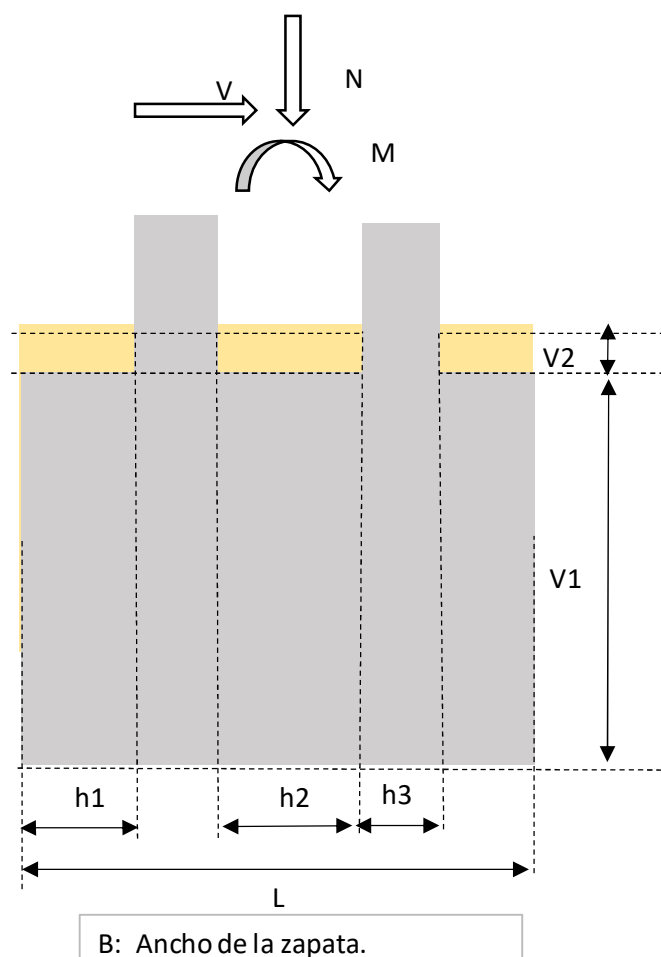
γ	2,4	T/m ³
----------	-----	------------------

Solicitaciones

M	0,079	T-m
N	11,89	T
V	0,86	T

Viga

L	0,0	m
h	0,0	m
b	0,0	m



RESULTADOS

Pesos

	Peso (T)	X (m)
Suelo izq	0,024	0,825
Suelo der	0,024	0,100
Columna	0,010	0,300
Zapata	0,583	0,450
Peso Total	0,641	0,449

Presiones de contacto con el suelo

$p_{max} - p_{min}$ Valores máximo y mínimo de la presión sobre el suelo

u Longitud distribución de presiones sobre suelo

$$\text{Si } e \leq L/6 \quad p_{max}, p_{min} = \frac{N}{BL} \left\{ 1 \pm \frac{6e}{L} \right\}$$

$$\text{Si } e > L/6 \quad u = 3 \left(\frac{L}{2} - e \right) \quad p_{max} = \frac{2N}{3 \left(\frac{L}{2} - e \right) B}$$

Momento Resistente 1,888

Momento Volcante 0,079

FS 23,896

Cumple

Deslizamiento

Coeficiente de roce " μ " 0,385

Normal 12,531

Fuerza de roce 6,173

Fuerza Deslizante 0,860

FS 7,178

Cumple

Hundimiento

Presion admisible 20,000

N 12,531

M 0,079

e 0,006

L/6 0,150

u -

Presion ejercida 16,121

FS 1,24

$e \leq L/6$

-

Cumple

Por lo tanto, la fundación tendrá una sección de 90x90 de ancho y una profundidad de 30 cm.

5. CONCLUSIONES

Los perfiles obtenidos del análisis estructural cumplen los requisitos establecidos en los criterios de diseño, tanto desde el punto de vista de resistencia como de deformaciones permanentes, sísmicas y por viento.

Los perfiles utilizados en el diseño cumplen los requisitos de esbeltez global y local exigidos en la norma NCh 2369 Of. 2003. Las interacciones obtenidas en los elementos estructurales están de acuerdo a las normas de diseño vigentes y a los criterios de diseño del proyecto.

De todo lo anterior, se verifica el correcto desempeño de los elementos estructurales que conforman los sistemas de Sombreaderos y muros de contención.

Diego Diaz Orellana
Ingeniero Civil