

UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA
NUEVA BODEGA DE ALMACENAMIENTO SNP.
PARA LA CELULOSA ARAUCO Y CONSTITUCIÓN S.A. PLANTA ARAUCO.**

RODRIGO ALBERTO ROMÁN VERGARA
INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

Felipe González

Profesor Informante

Claudio Oyarzo

Concepción, Enero 2018

Índice

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	7
1.1 Introducción	7
1.2 Objetivo General	8
1.3 Objetivos Específicos	8
CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA	9
2.1 Antecedentes	9
2.2 Criterios de diseño	10
2.3 Dimensiones de Bodega	10
2.4 Instalación Eléctrica.....	11
2.5 Construcción	12
2.6 Otros.....	12
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y RESULTADOS	13
3.1 MODELO ESTRUCTURAL	18
3.2 FUNDACIONES	39
3.3 PLACA BASE Y PERNOS DE ANCLAJE.....	47
3.4 COSTANERAS DE TECHO	55
3.5 PROGRAMACIÓN Y PRESUPUESTO	76
CAPÍTULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	82
CAPÍTULO 5. REFERENCIAS.....	82
ANEXO A: Bases de Cálculo.....	84
ANEXO B: Planos	85
ANEXO C: Programación de la Obra.....	86

Resumen

En este proyecto se ha realizado el diseño, cálculo y optimización de la nueva bodega de almacenamiento de sustancias no peligrosas para la celulosa Arauco y Constitución S.A. planta Arauco.

A pesar de que los galpones son fáciles de diseñar y construir, eso no debe ser referencia de debilidad. Al contrario, ya que están diseñados para soportar todo tipo de sobrecargas como cualquier construcción pesada; es decir, soportan fuerzas de viento, nieve y sismos.

La construcción de la nueva bodega de almacenamiento de sustancias no peligrosas será un galpón de 720 m² construidos, cuyas dimensiones son: 40 m de longitud, 18 m de ancho, 7 m de altura máxima (entre el nivel del suelo y la cumbrera) y 5 m de altura al hombro.

La estructura será de acero del tipo A42-27ES galvanizados en caliente, con uniones soldadas con electrodo de rutilo y la tipología seleccionada.

Las fundaciones hechas en base a zapatas aisladas, de hormigón armado de grado H-30, según la designación de la norma NCh 170.Of85. Las barras de refuerzo para el hormigón serán calidad A630-420H con resaltes.

El presupuesto total de ejecución de la solución adoptada es de USD \$ 272,492 , de acuerdo a la situación actual del mercado.

Abstract

This project has been carried out the design, calculation and optimization of the new storage warehouse for hazardous substances of cellulose Arauco y Constitucion S.A. Planta Arauco.

Although the sheds are easy to design and build, that should not be a reference of weakness, on the contrary, since they are designed to withstand all kinds of overloads as any heavy construction; ie support forces of wind, snow and earthquakes.

The construction of the new storage cellar non-hazardous substances will be a shed 720 m², with dimensions: 40 m long, 18 m wide, 7 m maximum height (between ground level and the ridge) and 5 m shoulder height.

The structure is of steel type A42-27ES hot dip galvanized, with welded rutile electrode and the selected type joints.

Foundations made based on isolated footings, concrete grade H-30, as designated by the NCH 170.Of85 standard. Rebar for concrete quality A630 will 420H with projections.

The total budget for implementation of the adopted solution is \$ 272.492, according to the current market situation.

Dedicatoria

Dedicado a mi familia y amigos que me apoyaron en todo momento.

Agradecimientos

Quiero dar infinitas gracias a Dios, quien me guió por estos pasos para poder finalizar mi carrera profesional de Ingeniería Civil, a mi familia y amigos por su compañía y apoyo en el transcurso de esta etapa.

Gracias Profesor Felipe González por ser mi guía y orientador de esta tesis y a los académicos de la UCSC por su ayuda.

Y por supuesto a mis amigos de la Universidad, que sin ellos este camino hubiera sido completamente distinto.

El presente trabajo contó con el apoyo de la Celulosa Arauco y Constitución S.A.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

Este trabajo de tesis se desarrolló tomando en cuenta la elaboración del proyecto de un galpón de estructuras metálicas, en donde se describen los criterios, métodos y materiales empleados.

Ubicado en las inmediaciones de la empresa Celulosa Arauco y Constitución S.A., en la planta Arauco, VIII región. Será destinado para el uso de bodega de almacenamiento de sustancias no peligrosas que están actualmente almacenados en la Bodega E, la cual en un futuro cercano será para almacenar sustancias clase 8.

El sistema estructural se compone de trece marcos rígidos de acero espaciados cada 5 m en donde cada marco tiene una altura de 5 m de hombrera y 2 m más hasta la cumbrera. Las fundaciones serán de tipo zapata aislada de hormigón armado, que soportan las cargas ejercidas de los marcos.

La modelación realizada fue a través del software RAM advance que realiza modelaciones del tipo tridimensional, que permite incorporar efectos de continuidad, restricciones de desplazamientos, efectos de torsión, etc. Se verificará el análisis sísmico dinámico de acuerdo a la norma NCh 2369 of 03, análisis de cargas de viento de acuerdo a la norma de NCh 432 Of 2010 y sobrecarga de uso según NCh 1537 Of 2011.

Finalmente, se elaborará una programación y un presupuesto para la construcción y montaje de la estructura de acero.

El diseño se realizará empleando los métodos y criterios que se verán a continuación.

1.2 Objetivo General

- Diseñar y calcular un galpón de estructuras de acero mediante el método ASD.
- Programar la ejecución del proyecto.

1.3 Objetivos Específicos

- Elaborar un presupuesto optimizando costos y tiempo.
- Elaborar la programación de la obra planificando las actividades de ésta.

CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA

Para la obtención de los esfuerzos sometidos a la estructura se utilizará el software RAM advance, que realiza un análisis matricial tridimensional de estructuras, considerando modelaciones de los distintos ejes que componen la estructura resistente, que toman en cuenta las condiciones de apoyo existentes, la forma de los elementos (pilares, columnas, vigas, cerchas), con sus áreas e inercias respectivas, trechos rígidos, además de las fuerzas correspondientes a los diferentes estados de carga considerados.

Éste proyecto se realizará mediante el método elástico denominado ASD, por sus siglas en inglés (Allowable Stress Design), en español, “Diseño por Tensiones Admisibles”. Con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles, aconsejados por el reglamento. Éste método define la resistencia admisible en tracción dividiendo la resistencia nominal por un factor de seguridad (Anexo A, Bases de Cálculo).

Para el diseño de planos se utilizará el software Autocad (AnexoB), y finalmente, para la programación de la obra se utilizará Microsoft Project (Anexo C).

2.1 Antecedentes

Actualmente las sustancias no peligrosas sólidas son almacenadas en la bodega E (de cal apagada). Sin embargo, según el Proyecto de cumplimiento del Decreto 78, que regula el almacenamiento de sustancias peligrosas, se decidió que la bodega de Cal Apagada en el futuro almacene sólo sustancias peligrosas de clase 8 (corrosivos), por lo que las sustancias no peligrosas deberán ser dispuestas en otro lugar.

Debido a que la cantidad de sustancias no peligrosas sólidas almacenada es alta (ver Tabla 2.1 con cantidades a almacenar), no existe un lugar apropiado donde disponerlas, por lo que es necesario contar con una nueva bodega para almacenarla, lo que se evaluará en el presente estudio.

Tabla 2.1: Sustancias a almacenar en nueva bodega de sustancias no peligrosas sólidas.

Sustancia	Cantidad (maxi sacos)
Arena	300
Talco	200
Sulfato de Sodio	200
Ceniza de Soda	300
Total a almacenar	1000 maxi sacos

↓

2.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Debido a que la nueva bodega contempla el almacenamiento de sólo sustancias no peligrosas, la única restricción legal para su construcción está dada por las normas vigentes de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones, lo que se deberá considerar al momento de realizar la Ingeniería de Detalle para la bodega.

Para la evaluación de la nueva bodega para almacenamiento de sustancias no peligrosas sólidas de la Tabla 2.1, se contempló los siguientes ítems:

2.2.1 Dimensiones de Bodega

Para la obtención de las dimensiones de la bodega necesaria para almacenar las sustancias listadas en Tabla 2.1 fue necesario considerar los siguientes aspectos:

Cantidades a almacenar

Para el cálculo de las cantidades de cada sustancia informadas en la Tabla 2.1 se consideró que cada maxi saco pesa 1500 kg.

Tabla 2.2: Cantidades máximas a almacenar en nueva bodega de sustancias peligrosas sólidas.

Sustancia	Cantidad (maxi sacos)	Cantidad (Ton) (app.)
Arena	300	450
Talco	200	300
Sulfato de Sodio	200	300
Ceniza de Soda	300	450
Total a almacenar		1.500

Por lo que la capacidad de la bodega a construir deberá ser tal que se pueda almacenar un máximo de **1.500 Toneladas** de sustancias no peligrosas sólidas.

Dimensiones y disposición de Pilas de almacenamiento

Para determinar la superficie que ocuparán las sustancias no peligrosas dentro de la bodega, se utilizaron las siguientes consideraciones en cuanto a las dimensiones y disposición de las pilas de maxi sacos dentro de la bodega:

- Maxi sacos de dimensiones: 1 m (frente); 1 m (alto); 1,3 m (fondo) → Volumen de cada maxi saco: 1,3 m³.
- Niveles de Almacenamiento: 3. Altura tal, que permite la estabilidad de almacenamiento y un óptimo rendimiento de trabajo de la grúa horquilla.

Según la información de la Tabla 2.1, se tiene un total de 1000 maxi sacos, que corresponde a un volumen total de 1.300 m³; y al considerar 3 niveles de almacenamiento en el alto se tiene una superficie a ocupar por todas las sustancias en bodega, de **442 m²**.

Distancias

Las distancias consideradas para la obtención de las dimensiones de la bodega son las siguientes:

- Separación entre pilas: 1 m, para permitir el tránsito del personal.
- Pasillo central: 4 m, que permita el tránsito de una grúa horquilla.
- Espacio entre muro y maxi sacos: 0,5 m
- Espacio en entrada de bodega: 1 m
- Espacio en fondo de bodega: 1 m

Luego, se tiene como resultado que para almacenar la cantidad de sustancias no peligrosas sólidas detalladas en la Tabla 2.1, se requiere una bodega de las siguientes dimensiones:

- Largo: 40 m
- Ancho: 18 m
- Alto: 5 m al hombro de la estructura.
- Área total de la nueva bodega **720 m²**.

La disposición de las sustancias y dimensiones de la bodega se muestran en el lay out correspondiente, disponible anexo 2 de este informe.

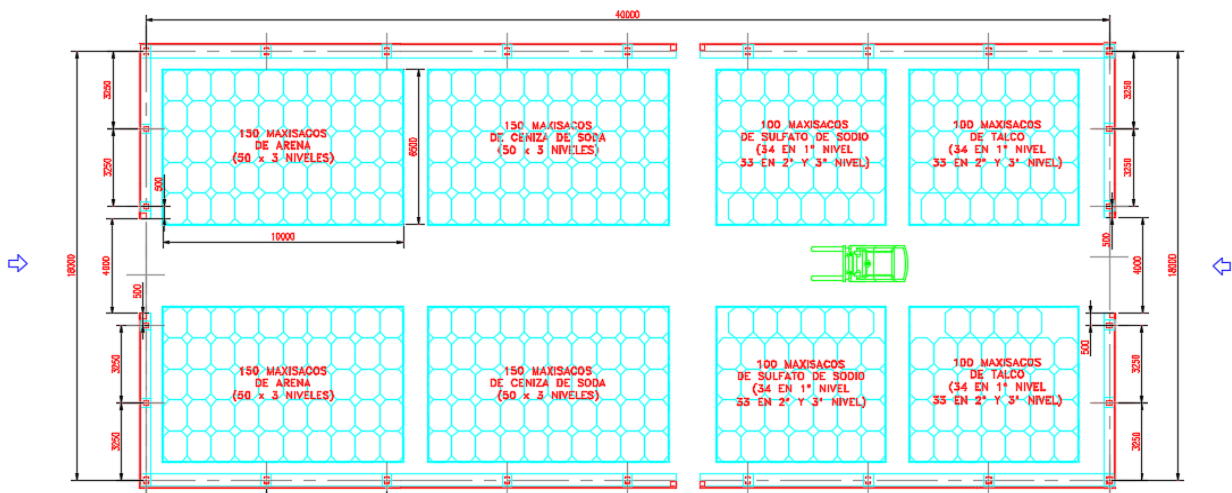


Figura 2.1 Imagen de Lay-Out galpón de almacenamiento de sustancias no peligrosas.

2.2.2 Instalación Eléctrica

Para la evaluación económica de la nueva Bodega de Sustancias no Peligrosas se consideró instalación eléctrica según lo informado en anexo 3. Esta incluye alimentación eléctrica e iluminación para la bodega.

2.2.3 Construcción

La construcción de la nueva bodega consiste en los siguientes ítems:

- Fundaciones.
- Radier.
- Estructura y revestimiento.
- Sistema de ventilación.

2.2.4 Otros

Para la evaluación económica de la nueva Bodega de Sustancias no Peligrosas también se consideró señalética correspondiente.

2.3 Beneficio

El beneficio de este proyecto se relaciona con una mejora en la gestión de almacenamiento, al disponer de un lugar específico para el acopio de las sustancias no peligrosas sólidas y por consiguiente, disponer de mayor espacio en la Bodega E de Cal Apagada, que es donde actualmente se disponen, con lo que es posible mejorar las condiciones de almacenamiento de ésta y cumplir, según lo programado, con las exigencias del Decreto 78 que regulan el almacenamiento de sustancias peligrosas.

2.4 Registros

En los anexos 4, 5 y 6 de este informe se entregan los registros de la evaluación de riesgos (Matriz de Peligros e Inventario de Riesgos), ambiental (Matriz de Aspectos Ambientales) y legal (Lista de Verificación Legal), asociados al proyecto.

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y RESULTADOS

En éste capítulo se procederá a realizar el análisis y el diseño de la estructura de acero. El mismo que consiste en determinar las reacciones de la estructura, dadas por las combinaciones de carga establecidas para el método de diseño ASD, y así poder determinar el diseño de la fundaciones, placa base y pernos de anclaje.

CARGAS DE DISEÑO

Para el cálculo de las cargas de diseño, se deben tomar aquellos valores de carga que representan la situación más desfavorable correspondiente a los requerimientos establecidos por las normas correspondientes.

1.5.1. PESO PROPIO O CARGA MUERTA (D)

A continuación se indican algunas cargas de peso propio:

- Peso estructura: según software
- Peso propio hormigón: 2500 Kg/m³
- Peso propio acero: 7850 kg/m³
- Peso propio costaneras (techo y laterales): 14,8 kg/m² Según diseño
- Peso propio cubiertas (techo y laterales): PV4 Lana de roca espesor 100 (mm) y peso de 22 (kg/m²)

1.5.2. SOBRECARGA O CARGA VIVA (L y Lr)

- Sobrecarga de techo 1 KPa. Según NCh1537 of 1986.

1.5.3. CARGAS DE VIENTO (W)

Acción del viento sobre la estructura de acuerdo Nch 432 of 71 el valor de la presión ejercida por el viento la podemos extraer de la Tabla 1.5.3 – presión básica para diferentes alturas sobre el suelo.

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 *)
0	70
4	70
7	95
10	106
15	118

Tabla 1.5.3 – presión básica para diferentes alturas sobre el suelo. Extraída de la NCh 432 of 1971.

De la siguiente tabla anterior se interpola el valor de q para la altura de la hombrera y la cumbrera de la bodega, que corresponde a una altura de 5 m de altura de hombro y 7 m de cumbrera.

Esquema de acción del viento sobre la estructura

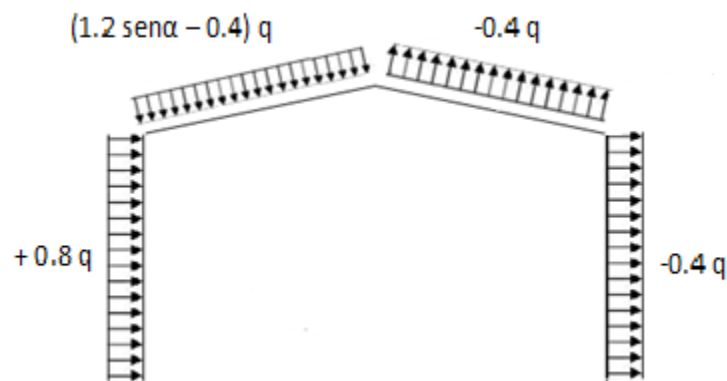


Figura 1.5.3. esquema de la acción del viento sobre la estructura completamente cerrada. Extraída de la norma NCh 432 of 1971.

Presiones básicas del viento:

- Presión básica para altura de hombro: 78.3 kg/m²
- Presión básica para altura de cumbrera: 95 kg/m²

1.5.4. SISMO (E)

La influencia de la acción del sismo sobre la estructura de acuerdo a Estructuras Industriales: Nch 2369 of 2003.

- Tipo de análisis: El tipo de análisis estructural será de tipo elástico estático
- Tipo de estructura: galpón industrial
- Tipo de suelo: suelo tipo III (Tabla 5.3, NCh 2369 Of.2003)
- Zona sísmica: Zona 3 (NCh 2369 Of.2003.)
- Factor de importancia I: 0.8 (Categoría C3 según puntos 4.3.1 y 4.3.2 de NCh 2369 Of 2003)
- Esfuerzo de corte basal horizontal

Donde:

- C : Coeficiente sísmico (Define en 5.3.3 NCh 2369 Of 2003)
- I : Coeficiente de importancia = 0.8 (Categoría C2)
- P : Peso sísmico

- Coeficiente sísmico

$$C = \frac{2.75 A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} = 0.11$$

Donde:

- Ao = 0.4g (Definida en tabla 5.2 NCh 2369 Of 2003, según zonificación sísmica III)
- T' = 0.62 (Suelo Tipo III, según tabla 5.4)
- n = 1.8 (Suelo Tipo III, según tabla 5.4)
- R = 5.0 Factor de modificación de la respuesta (Tabla 5.6)
- ξ = 0.03 Razón de amortiguamiento (Tabla 5.5)

- Coeficiente sísmico horizontal máximo

$$C_{\max} = 0.23 ; \text{ (Tabla 5.7 NCh 2369 Of 2003, valida solo para zona sísmica III)}$$

- Coeficiente sísmico horizontal mínimo

$$C_{\min} = 0.25 A_0 / g = 0.1 \quad ; \text{ (ver de 5.3.3.2)}$$

$$C = 0.11 > 0.1$$

$$Q_1 = C \cdot I \cdot P = 0.11 * 0.8 * 18.966 = 1.66 \text{ ton}$$

$$Q_2 = C \cdot I \cdot P = 0.11 * 0.8 * 16.810 = 1.48 \text{ ton}$$

- Coeficiente sísmico vertical

$$C = 2 A_0 / 3g = 0.26 \quad ; \text{ (Para casos 5.1.1.c y 5.1.1.d)}$$

1.5.5. CARGAS DE IZAJE (CV)

- Carga de izaje Pi: N/A

1.6. DEFORMACIONES

En estructuras de acero, el control de las deformaciones es un aspecto fundamental. Las deformaciones principales para vigas y columnas de nuestro proyecto.

D. verticales	
Características del Elemento	Def./Luz
<i>Planchas onduladas de techo</i>	1/120
<i>Planchas onduladas de techo</i>	1/240
<i>Costaneras</i>	1/200
D. horizontales	
Características del Elemento	Def./Luz
<i>Planchas onduladas de muro</i>	1/100
<i>Costaneras de muro</i>	1/100
<i>Columnas de viento</i>	1/200

Deformaciones sísmicas máximas:

$$d = 0.015 * h$$

Donde h es la altura del piso

De acuerdo a Nch 2369 punto 6.4, el efecto P-Delta debe ser considerado si las deformaciones sísmicas exceden

1.7. COMBINACIONES DE CARGA.

Combinaciones de diseño para estructura de acero:

1.7.1) Combinaciones entregadas por Nch 3171 (método ASD)

C1: D

C2: D + L

C3: D + (Lr o S o R)

C4: D + 0.75L + 0.75 (Lr o S o R)

C5a: D + W

C5b: D + E

C6: D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o S o R)

C7: 0.6D + W

C8: 0.6D + E

1.7.2) Combinaciones entregadas por NCh 2369 (Estructuras Industriales)

C13: D + a*Lc + La + Lo + Eh + Ev CC6

C14: D + La + Eh + Ev

a: factor que toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de Lc y E.

Se debe tomar a=1

D : Peso propio de la estructura y otras cargas permanentes (cargas muertas)

L : Carga viva o sobrecarga

Lr : Carga viva de techo o sobrecarga de techo

W : Carga de viento

E : Carga sísmica

Eh : Carga sísmica horizontal Nch 2369

Ev : Carga sísmica vertical Nch 2369

Cv : Carga vertical de izaje

Civ : Carga de impacto vertical

Cit : Carga de impacto transversal

Cil : Carga de impacto longitudinal

Cd : Carga muerta de puente grúa en posición más desfavorable

Lc : Sobrecarga normal de operación en estructuras industriales

Lo : Sobrecarga especial de operación en estructuras industriales: impactos, Temperaturas, etc.

La : Sobrecarga accidental: explosiones, sobrellenos y cortocircuitos

R : Carga debida a lluvia.

3.1 MODELO ESTRUCTURAL

La figura muestra de manera esquemática el sistema resistente de la estructura, la cual está constituida por 9 marcos espaciados cada 5 metros.

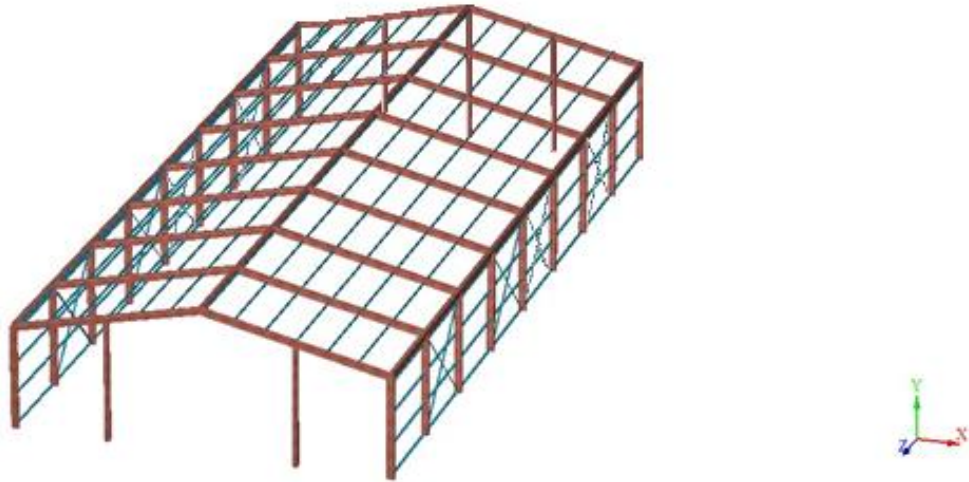


Figura 3.1 Esquema de la estructura resistente.



Figura 3.2 Esquema de la estructura resistente.

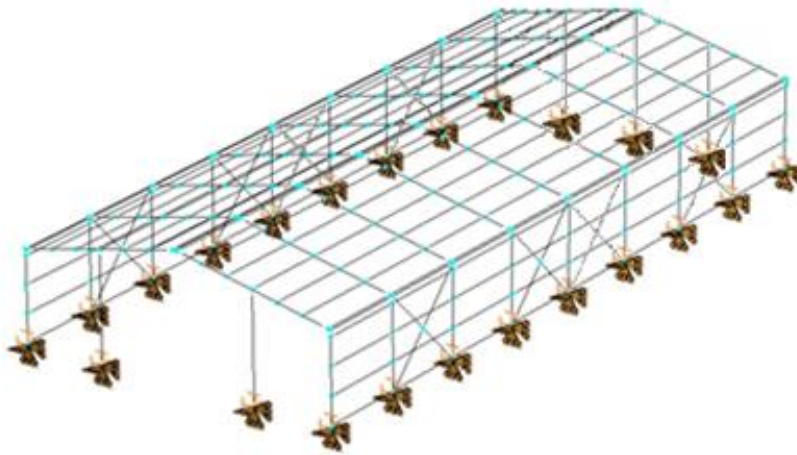


Figura 3.3 Esquema de la estructura resistente y sus condiciones de apoyo.

3.1.1. COMBINACIONES DE CARGA.

Las combinaciones de Carga utilizadas para el Diseño del Edificio estructural son:

Combinaciones entregadas por NCh 3171 (Método ASD).

- 1.- D
- 2.- D + SC
- 3.- D +
- 4.- D + 0.75SC
- 5a.- D + W
- 5b.- D + E
- 6a.- D + 0.75W + 0.75SC
- 6b.- D + 0.75E + 0.75SC
- 7.- 0.6D + W
- 8.- 0.6D + E

Las Combinaciones entregadas por Nch2369 - ASD (Estructuras Industriales).

- 13.- D + a*SC ± Eh ± Ev
- 14.- D + ±Eh ±Ev

a : factor que toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultanea de Lc y E.

Combinaciones entregadas por AISC - DG 07 (Estructuras Industriales).

- 15.-D + Pd + Pc + PCi + PCI
- 16.-D + Pd + W
- 17.-D + Pd + E

Condiciones:				
Nro	ID	Descripción	Categoría	Duración
1	CM	Carga Muerta	DL	Permanente
2	SC	Sobre Carga	CRANE	Permanente
3	Wx	Viento en x	WIND	Permanente
4	Wz	Viento en z	WIND	Permanente
5	Ex	Sismo en x	EQ	Permanente
6	Ey	Sismo en y	EQ	Permanente
7	Ez	Sismo en z	EQ	Permanente

Tabla 3.1 de los estados de carga considerados en el modelo

Donde:
 DL: Carga permanente de peso propio.
 SC: Sobrecarga.
 W: Viento.
 E: Carga Sísmica.

3.1.2. DIGRAMAS DE MOMENTOS Y AXIALES.

Para los Marcos Transversales, tenemos los siguientes diagramas:

- Carga Muerta: Para el Marco Interior el diagrama de Momentos es:

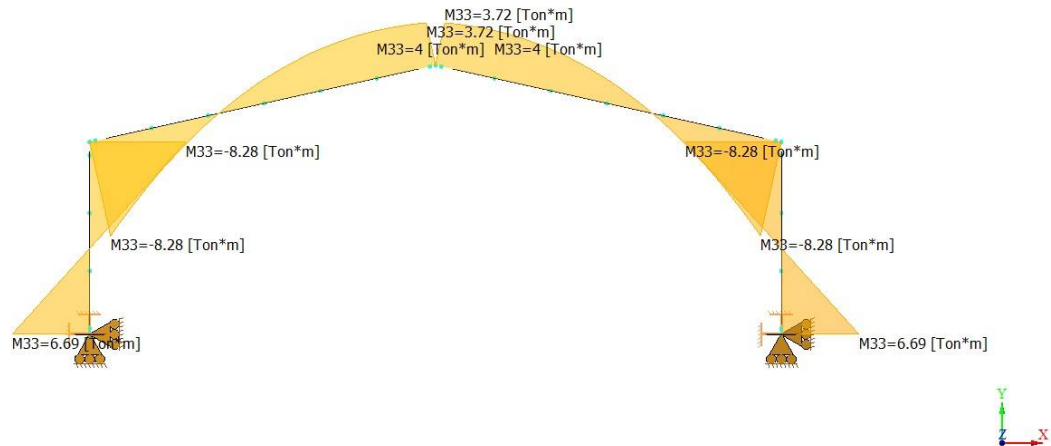


Figura 3.1.2.1 diagrama de momentos en marcos transversales.

Para el Marco Exterior el diagrama de Momentos para el estado de carga es:

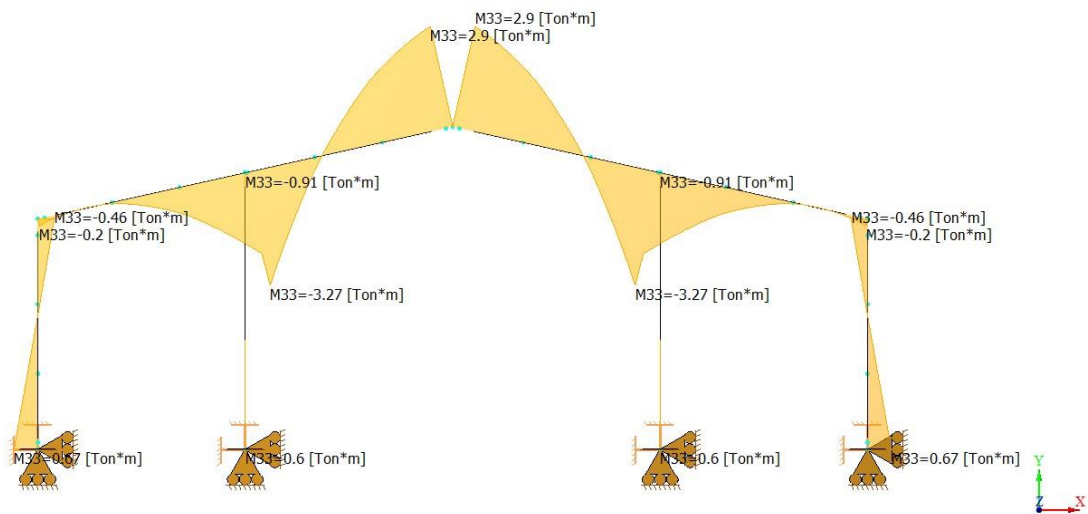


Figura 3.1.2.2 diagrama de momentos para marco exterior.

- Sobrecarga: Para el Marco Interior el diagrama de Momentos es el siguiente:

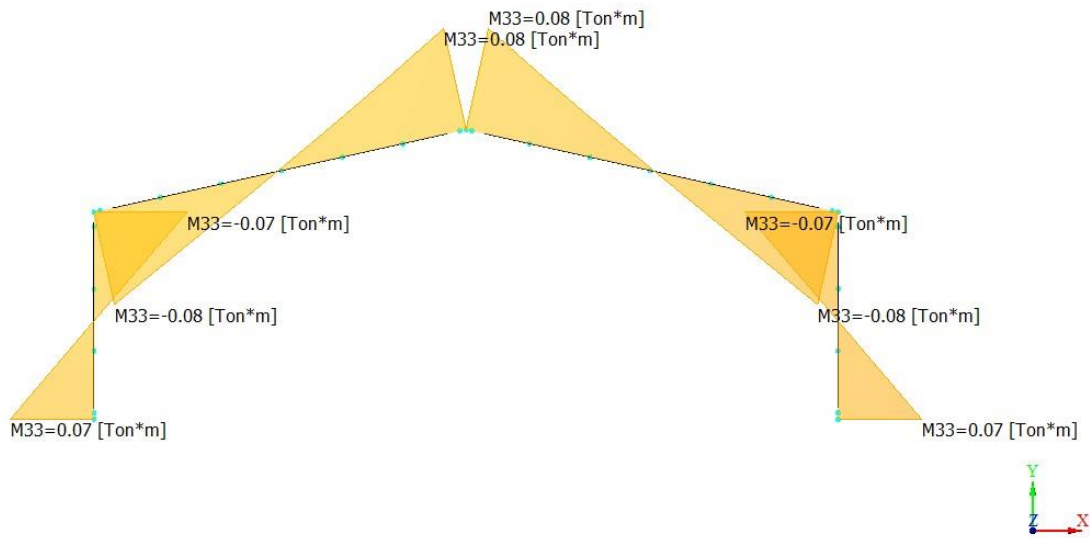


Figura 3.1.2.3 diagrama de momentos para marco interior.

Para el Marco Exterior el diagrama de Momentos para el estado de carga es el siguiente:

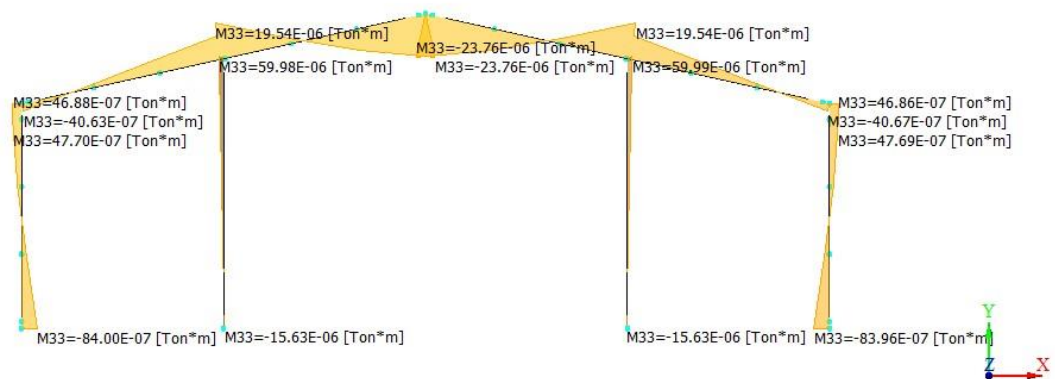


Figura 3.1.2.4 diagrama de momentos para marco exterior.

- Viento (x): Para el Marco Interior el diagrama de Momentos para el estado de carga es:

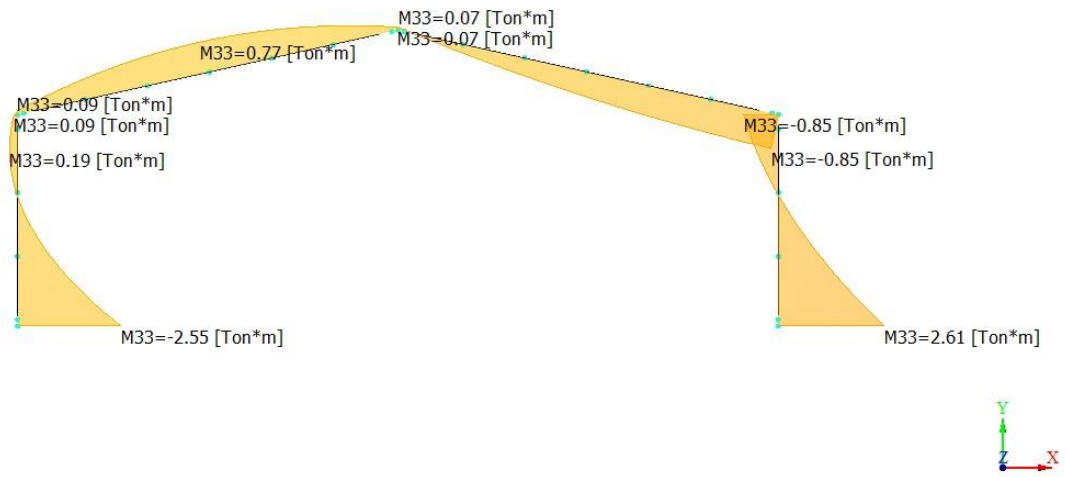


Figura 3.1.2.4 diagrama de momentos para marco interior.

Para el Marco Exterior el diagrama de Momentos para el estado de carga es:



Figura 3.1.2.5 diagrama de momentos para marco exterior.

- Sismo (x): Para el Marco Interior el diagrama de Momentos para el estado de carga es:

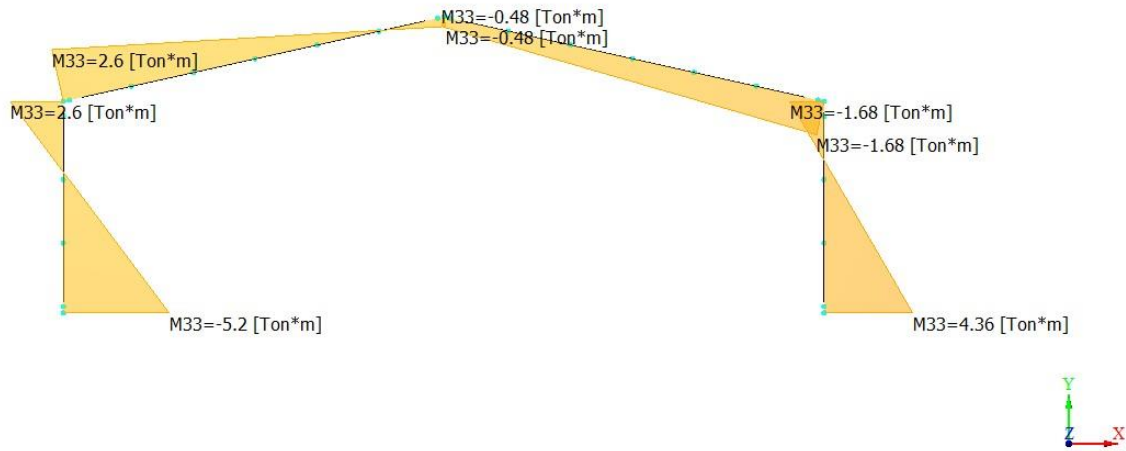


Figura 3.1.2.6 diagrama de momentos para marco interior.

Para el Marco Exterior el diagrama de Momentos para el estado de carga es:

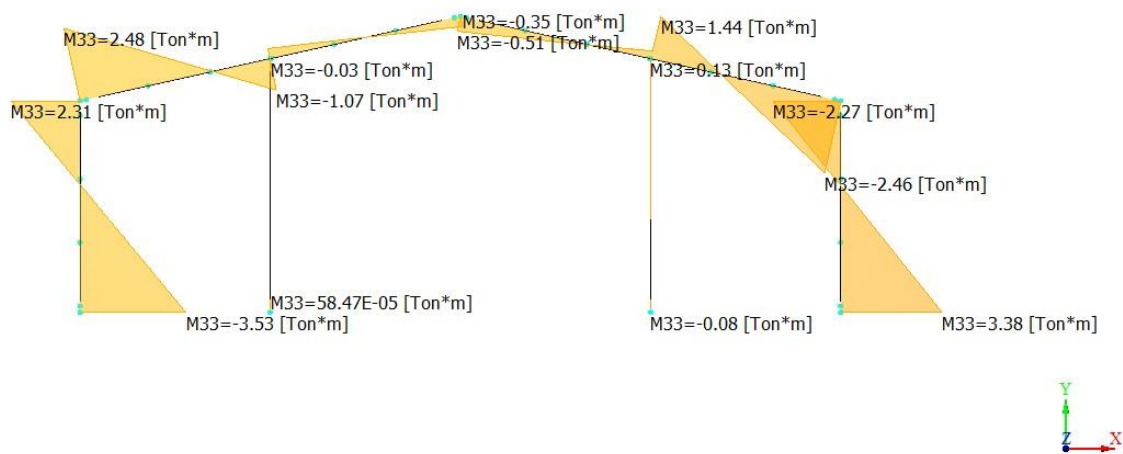


Figura 3.1.2.7 diagrama de momentos para marco exterior.

Diagramas Axiales Marco Transversal.

- Carga Muerta : Para el Marco Interior el diagrama de axial es:

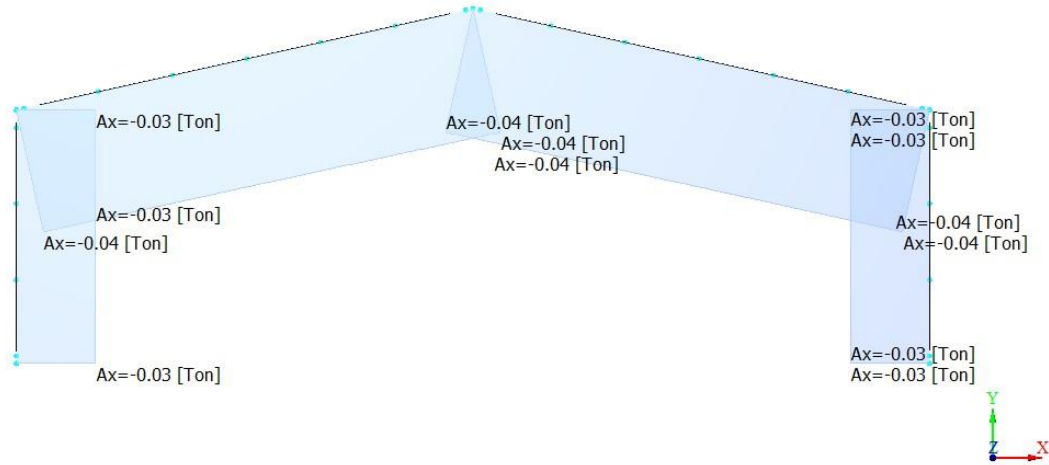


Figura 3.1.2.8 diagrama axial para marco interior.

Para el Marco Exterior el diagrama de axial es:

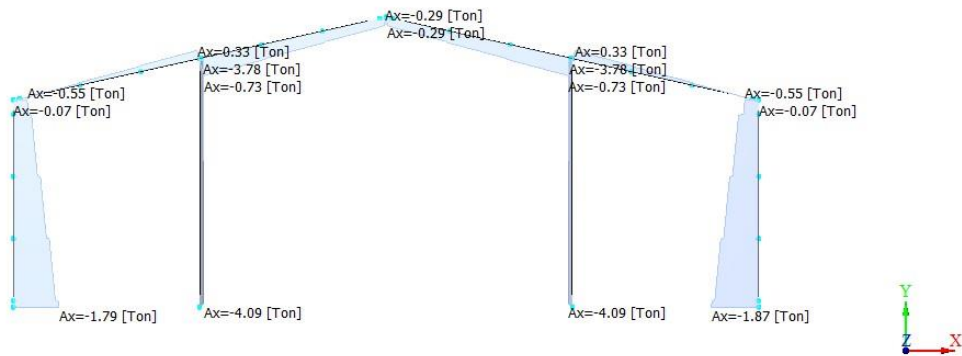


Figura 3.1.2.9 diagrama axial para marco exterior.

- Sobrecarga: Para el Marco Interior el diagrama de axial

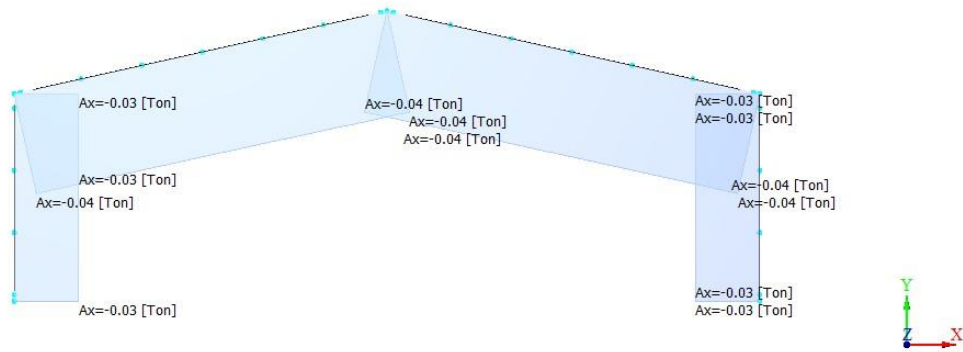


Figura 3.1.2.10 diagrama axial para marco interior.

Para el Marco Exterior el diagrama de axial es:

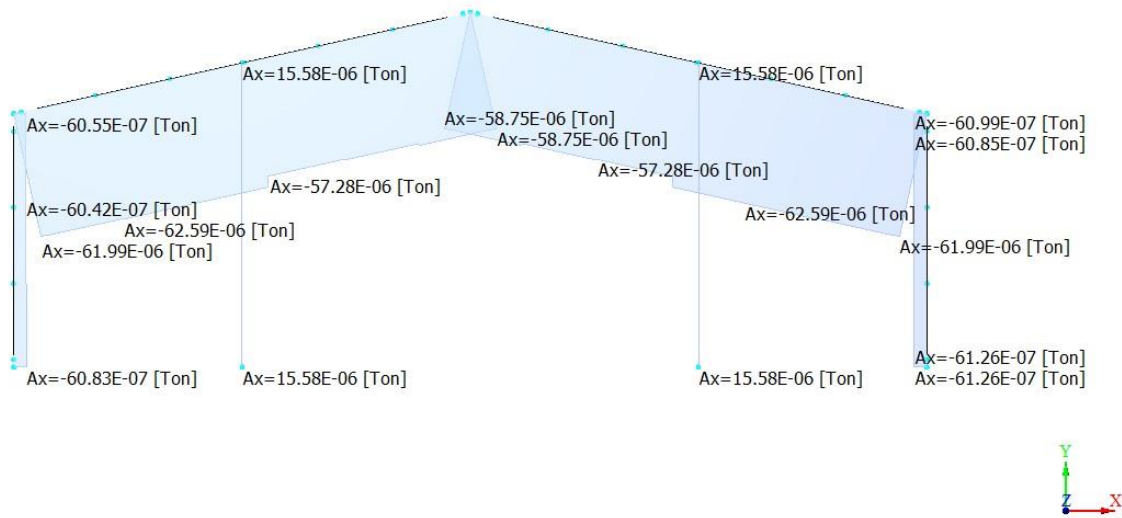


Figura 3.1.2.11 diagrama axial para marco exterior.

- Viento (x) : Para el Marco Interior el diagrama de axial es:

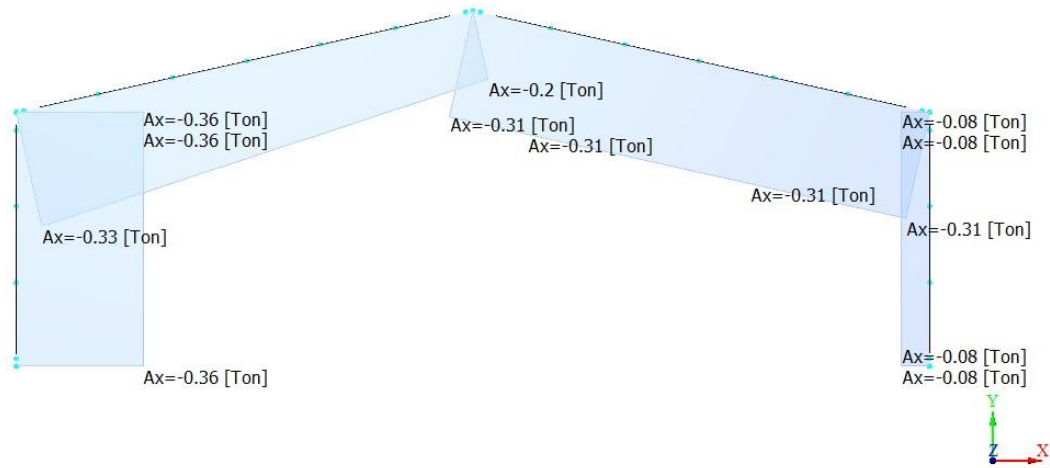


Figura 3.1.2.12 diagrama axial para marco interior.

Para el Marco Exterior el diagrama de axial es:

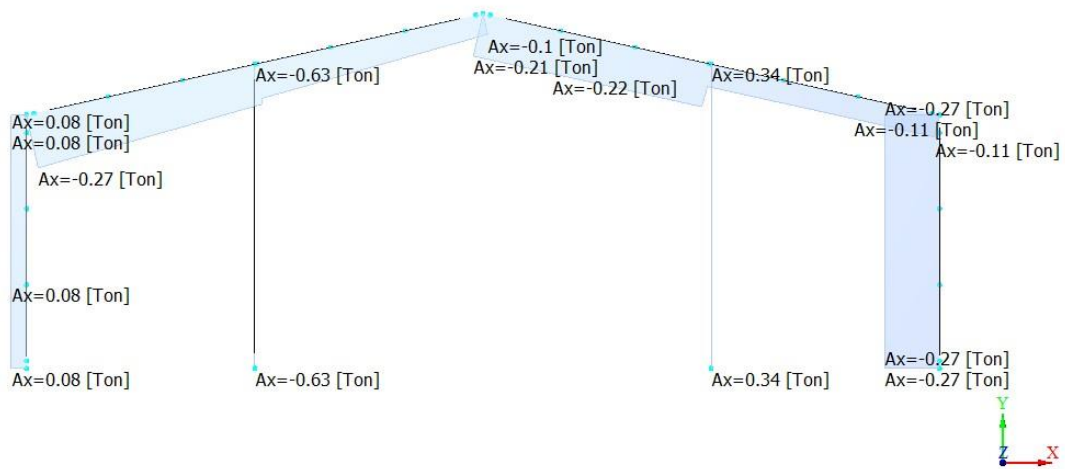


Figura 3.1.2.13 diagrama axial para marco exterior.

- Sismo (x) : Para el Marco Interior el diagrama de axial es:

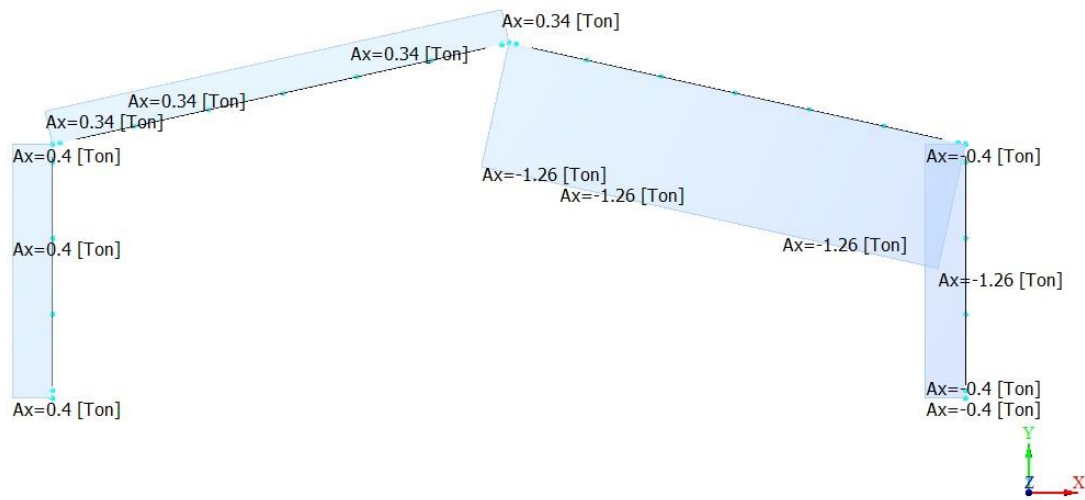


Figura 3.1.2.14 diagrama axial para marco interior.

Para el Marco Exterior el diagrama de axial es

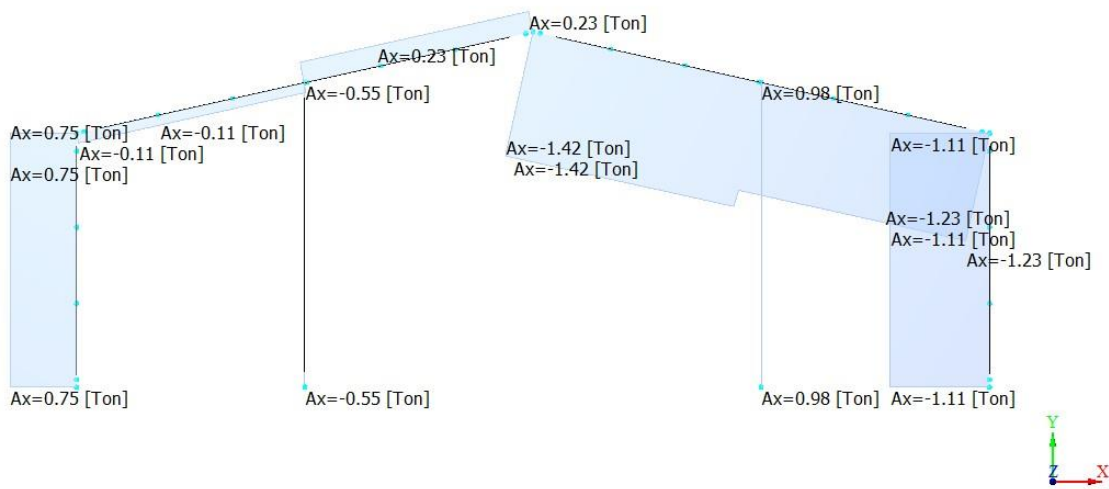


Figura 3.1.2.15 diagrama axial para marco exterior.

3.1.3. VERIFICACION DE ELEMENTOS.

3.1.3.1. Columna.

-Propiedades del elemento estructural.

-Las dimensiones del elemento analizado considerando el elemento más solicitado Columna son:

- Largo columna : 5 m
- Tipo de acero : A42-27E
- Tipo de perfil : Perfil Tubest
- Dimensiones del Perfil Columna H350x200x6x3

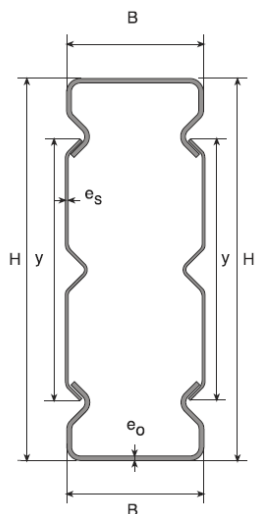


Tabla 3.2: Dimensiones y propiedades del perfil Tubest 350x200x6x3

Nombre	Designación Tubest H mm x P kg/m	Dimensiones				Peso
		H	B	eo	es	P
		mm	mm	mm	mm	Kgf/m
Tubest 350x200x6x3	Tubest 350x47,7	350	200	6	3	47,7
Área	Propiedades					
A	EJE X-X			EJE Y-Y		
cm ²	I _{xx}	W _x	i _x	I _{yy}	W _y	i _{yy}
60,8	11000	631	13,5	3820	382	7,93

Columnas

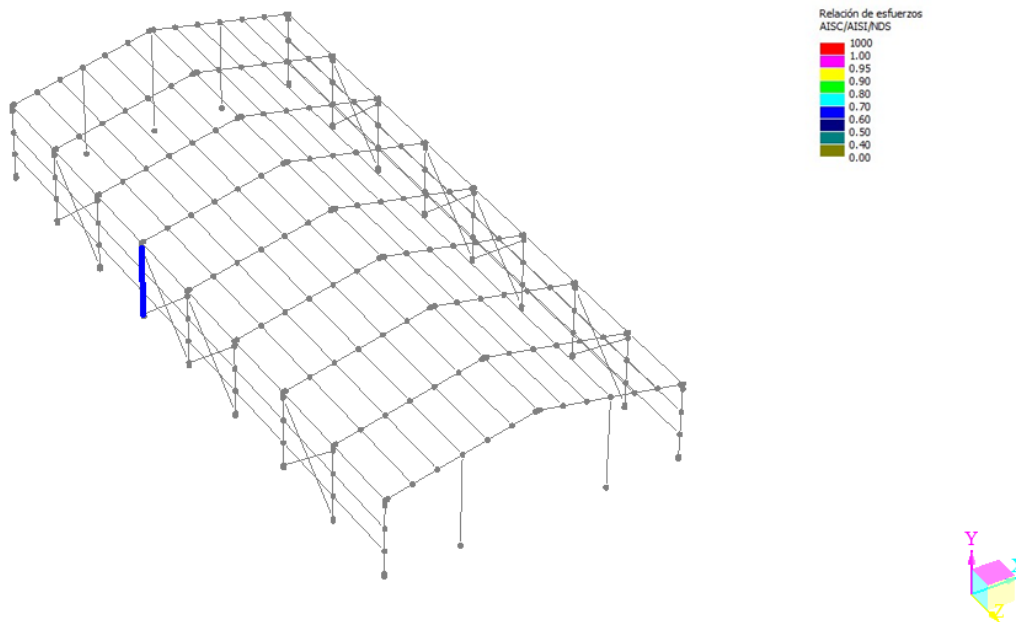






Figura 3.1.3.1, esquema de la ubicación en la estructura resistente de la columna más desfavorable.

-Para el Cálculo del coeficiente de pandeo K para columna más solicitada es por medio del siguiente procedimiento

Del Ábaco mostrado, los valores de K son los siguientes:

Tabla 3.1: Ábaco de los valores de k , extraída de la tabla 33 de la NCh 427 of 1977.

La forma de la columna pandeada es mostrada mediante líneas segmentadas	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de diseño recomendado cuando las condiciones reales se aproximan a las ideales	0,65	0,8	1,2	1,0	2,1	2,0
Código de las condiciones en los extremos	   	Rotación fija y traslación fija Rotación libre y traslación fija Rotación fija y traslación libre Rotación libre y traslación libre				

Donde:

$$K_x=1$$

$$K_y=1$$

$$L_x=L_y= 5 \text{ m.}$$

Con éstos valores se ingresa al manual de diseño Tubest y se verifica si el perfil Tubest 350x200x6x3 resiste las solicitaciones.

Para la columna:

$$M=9,22 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$N= 5,65 \text{ T}$$

Para la viga:

$$M=8,15 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$N= 4,07 \text{ T}$$

Para la columna, longitudes de pandeo y volcamiento:

$$K_x * L_x = 1 * 5 \text{ m} = 5 \text{ m}$$

$$K_y * L_y = 1 * 5 \text{ m} = 5 \text{ m}$$

Perfil tubest 350x200x6x3

$$M_c = 10,2 \text{ T} * \text{m} > 9,22 \text{ T} * \text{m}$$

$$L_c = 13 \text{ m} > 5 \text{ m.}$$

$$L_x = L_y = 5 \text{ m}$$

$$P_x^f = 84,4 \text{ T}$$

$$P_y^f = 72,9 \text{ T} \dots\dots\text{Controla.}$$

Relación de tensiones

$$\frac{P}{P_y^f} = \frac{5,65}{72,9} = 0,0775 < 0,15 \dots\dots\dots OK$$

$$\frac{P}{P_y^f} + \frac{M}{M_c} = \frac{5,65}{72,9} + \frac{9,22}{10,2} = 0,98 < 1 \dots\dots\dots OK$$

Para la Viga:

$$K_x * L_x = 1 * 9,22 \text{ m} = 9,22 \text{ m}$$

$$K_y * L_y = 1 * 9,22 \text{ m} = 9,22 \text{ m}$$

Perfil tubest 350x200x6x3

$$M_c = 10,2 \text{ T} * \text{m} > 8,15 \text{ T} * \text{m}$$

$$L_c = 13 \text{ m} > 9,22 \text{ m.}$$

$$L_x = L_y = 9,22 \text{ m}$$

$$P_x^f = 70 \text{ T}$$

$$P_y^f = 42,5 \text{ T} \dots\dots\text{Controla.}$$

Relación de tensiones

$$\frac{P}{P_y^f} = \frac{4,07}{70} = 0,058 < 0,15 \dots \dots \dots OK$$

$$\frac{P}{P_y^f} + \frac{M}{M_c} = \frac{4,07}{70} + \frac{8,15}{10,2} = 0,85 < 1 \dots \dots \dots OK$$

Por lo tanto, el perfil a utilizar es el Perfil Tubest 350x200x6x3

- Imagen del RAM mostrado el K ingresado en cada eje para esta columna.

El K considerado en las columnas es el siguiente:

$K_x=1$

$K_y=1$

Por medio del programa Ram advanse el K considerado para estos elementos estructurales es mostrado en la siguiente imagen.

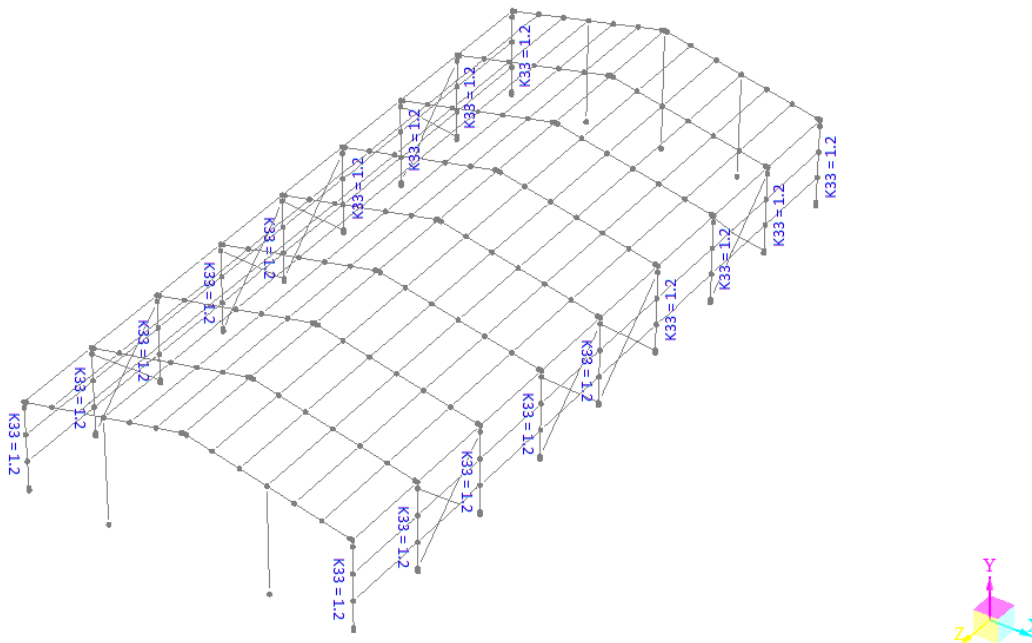


Figura 3.1.3.2, esquema de la aplicación de los K en la estructura resistente en el eje X.

En el eje “y” se tiene:

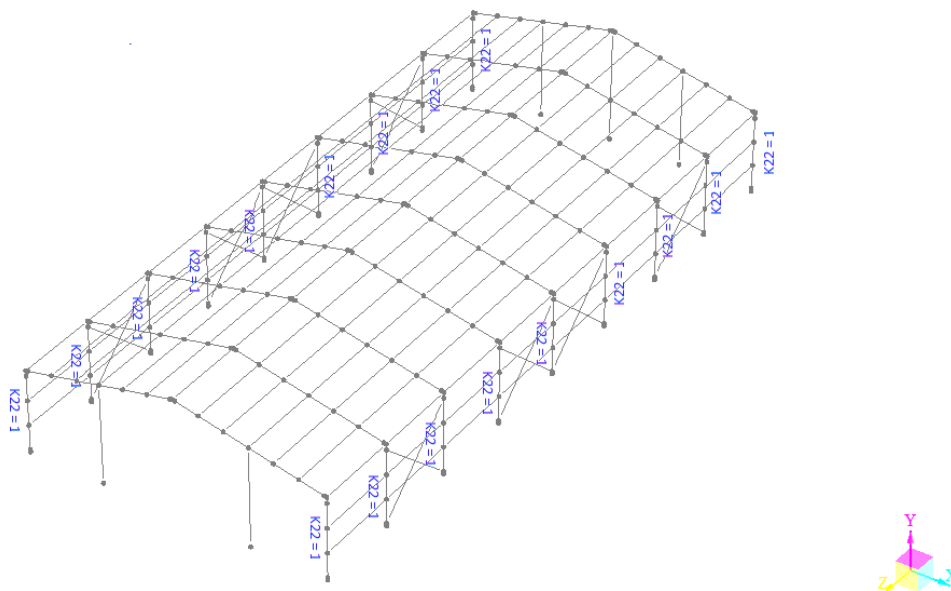


Figura 3.1.3.3, esquema de la aplicación de los K en la estructura resistente para el eje Y.

- Cálculo de esbeltez global de la columna.

Para el cálculo de esbeltez global de la columna los resultados son los siguientes:

Para elementos atiesados:

A la

Tabla 3.3: Límites de la relación ancho/espesor

Perfiles tubulares	λ	Solicitación que afecta al miembro		
		Compresión	Flexión	
		λ_r	λ_r	λ_p
Rectangulares soldados, con alas de mayor espesor que el alma:				
Alas	b/t	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$1,12\sqrt{E/F_y}$
Alma	h/t_w	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$5,70\sqrt{E/F_y}$	$3,76\sqrt{E/F_y}$

En la siguiente tabla se muestran las deformaciones consideradas, en horizontal y vertical:

Tabla 3.4: Deformaciones consideradas

D. Verticales	
Características del Elemento	Def./Luz
Viga	L/300
Columnas Marco de viento	L/250
D. Horizontales	
Características del Elemento	Def./Luz
Deformación sísmica Columna	0.015h

-Valor de Lb aplicado.

Para las columnas se consideró una Lb del largo de la columna debido a que no se encuentra arriostrada a lo largo de ella. Por lo tanto el Lb de la columna más desfavorable es el siguiente:

Lb=5

Por medio del programa Ram advanse el Lb considerado para estos elementos estructurales es mostrado en la siguiente imagen. (lb=0 , es considerado el largo del elemento).

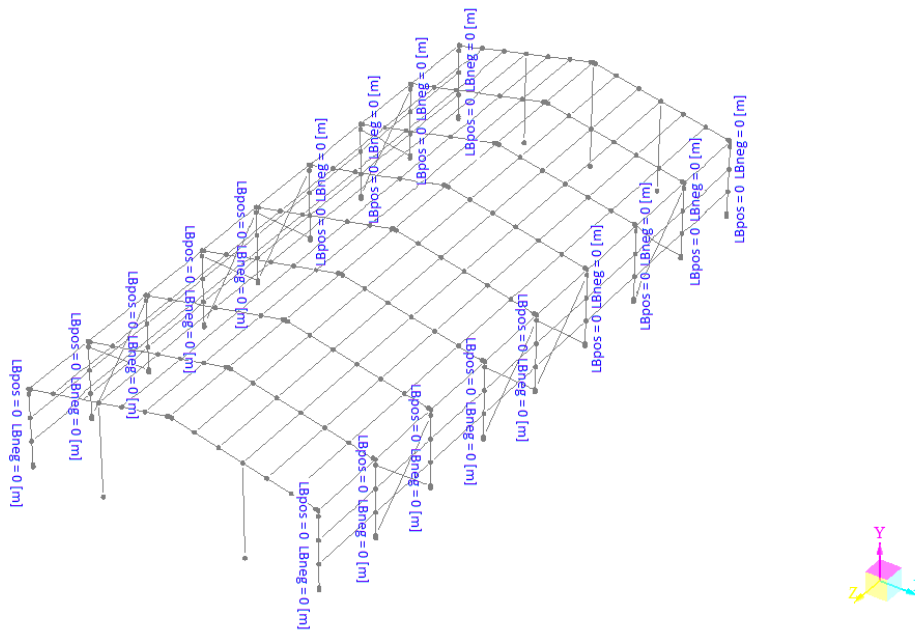


Figura 3.1.3.4, esquema de la aplicación del Lb en la estructura resistente.

3.1.4. Verificación de deformaciones columnas principales del edificio (la más desfavorable).

A. Verificación por carga de viento.

El cálculo de la deformación máxima de la columna es comparada por la deformación mostrada en el programa Ram y la deformación admisibles, las cual se muestra a continuación:

La deformación de columnas por viento es:

$$d = \frac{h}{250} = \frac{500 \text{ cm}}{250} = 2 \text{ cm}$$

Viendo el programa Ram la combinación de carga más desfavorable es la siguiente:

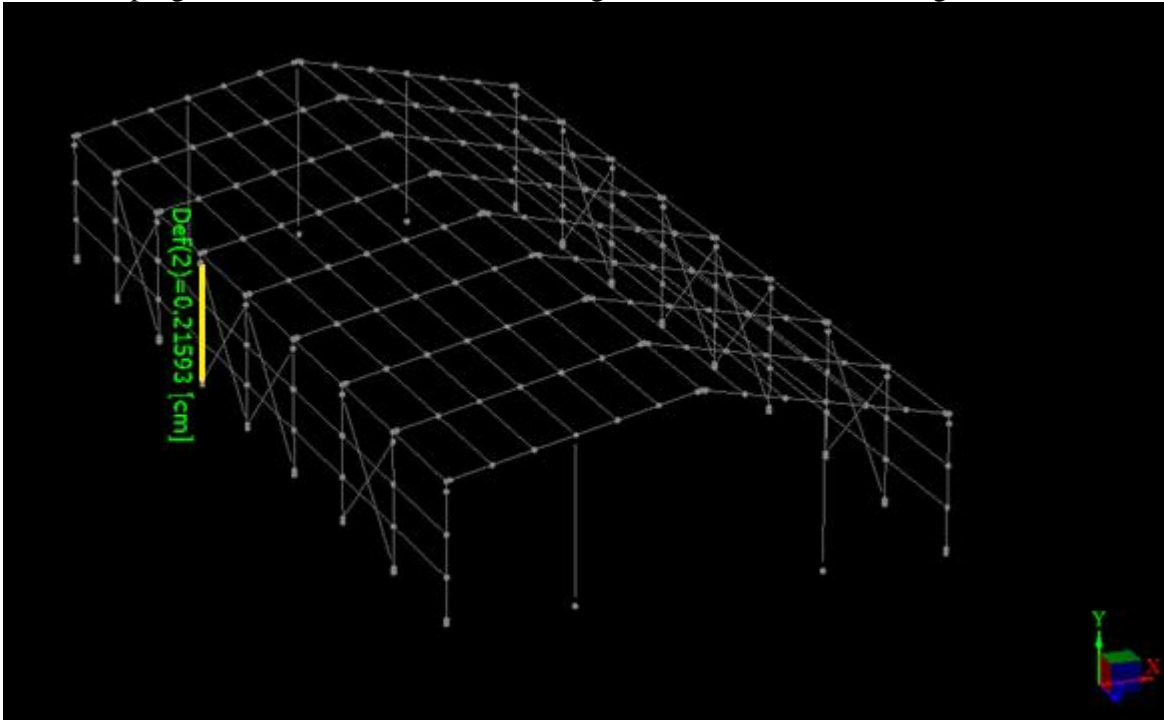


Figura 3.1.4.1, deformación máxima de la estructura.

Por lo tanto, como $\Delta_{adm} = 2 \text{ cm} > \Delta_{RAM} = 0.216 \text{ cm} \dots \dots \dots OK$

B. Verificación por carga de sismo

El cálculo de la deformación máxima de la columna es comparada por la deformación mostrada en el programa Ram y la deformación admisibles, las cual se muestra a continuación:

Deformaciones sísmicas máximas, de acuerdo a Nch 2369 punto 6.4, el efecto P-Delta debe ser considerado si las deformaciones sísmicas exceden:

$$d = 0,015 * h = 0,015 * 500 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}$$

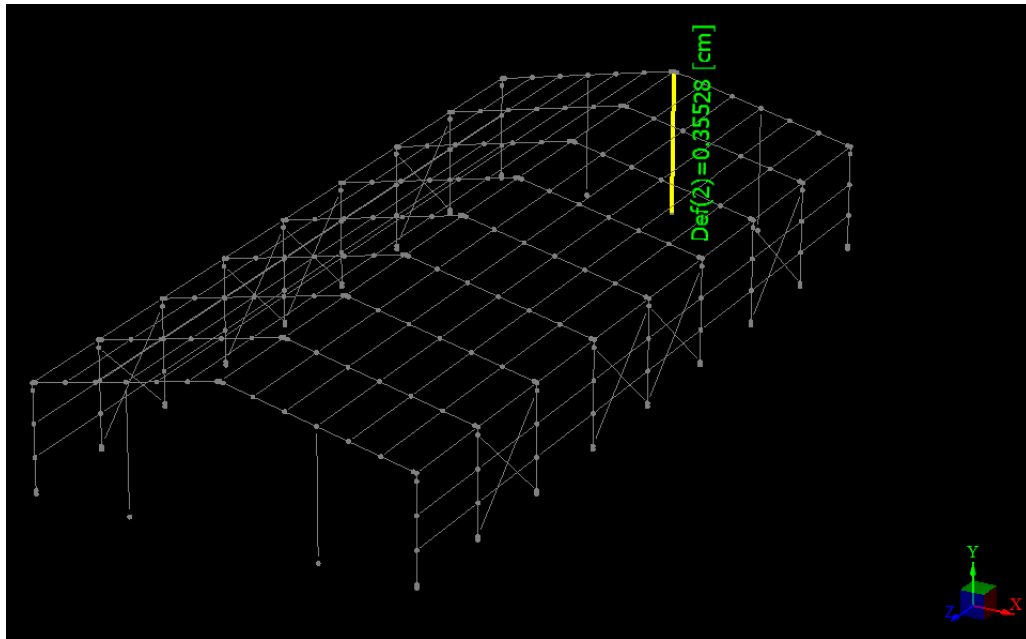


Figura 3.1.4.2, deformación máxima de la estructura.

C. Verificación de vigas (la más desfavorable).

El cálculo de la deformación máxima de la viga es comparado con la deformación mostrada en el programa Ram y la deformación admisible, las cual se muestra a continuación:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{922 \text{ cm}}{300} = 3,07 \text{ cm}$$

Viendo el programa Ram, la combinación de carga más desfavorable y la siguiente deformación que produce es la siguiente: C39=CM-Ex+Ez.

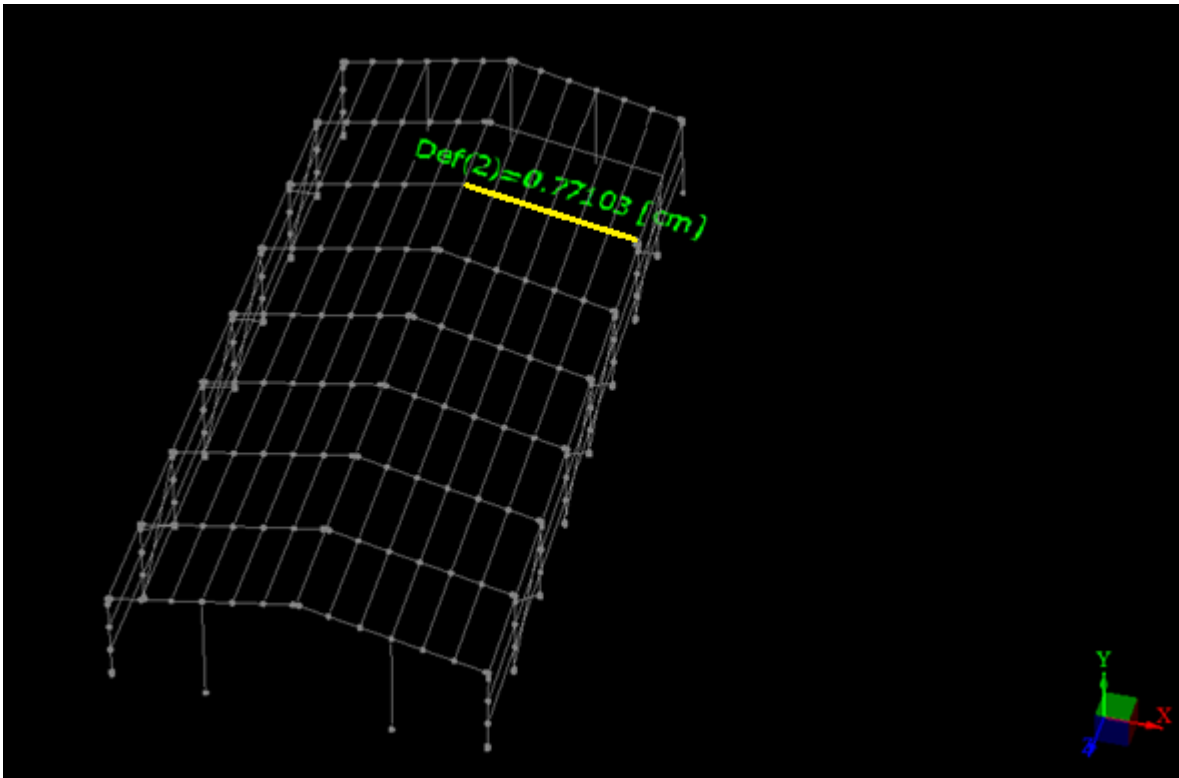


Figura 3.1.4.3, deformación máxima de la estructura.

Luego comparando con el RAM advanse con el $\Delta_{adm} = 3.07\text{ cm} > \Delta_{RAM} = 0.77103\text{ cm}..OK$

Viga transversal del techo:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{500\text{ cm}}{300} = 1,66\text{ cm}$$

Viendo el programa Ram, la combinación de carga más desfavorable y la siguiente deformación que produce es la siguiente:

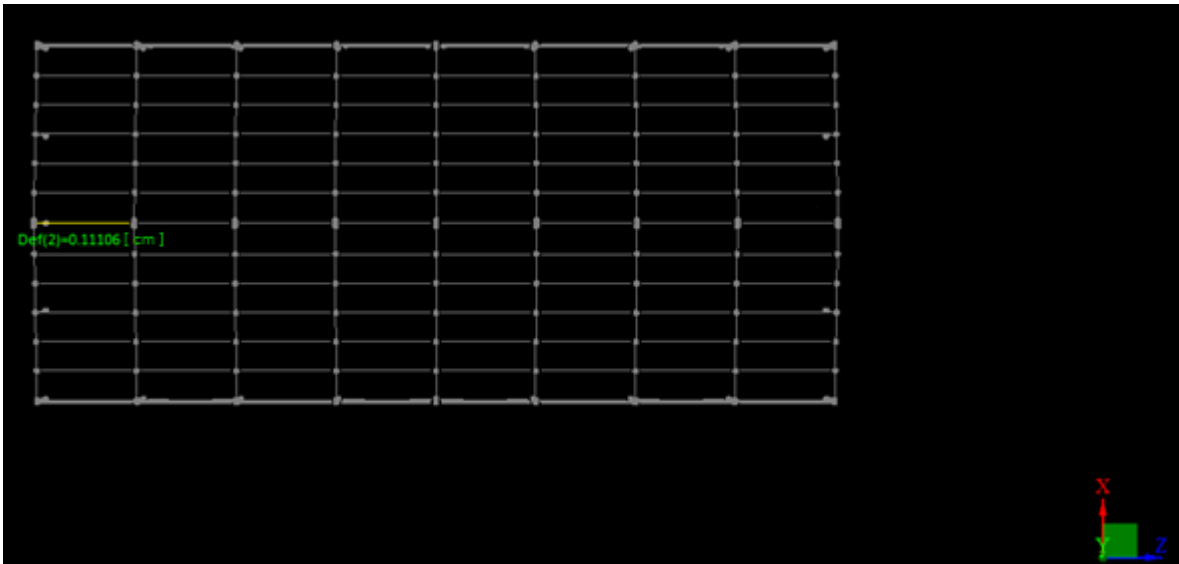


Figura 3.1.4.4, deformación máxima de la estructura.

Luego comparando con el RAM avanse con el $\Delta_{adm} = 1.66\text{cm} > \Delta_{RAM} = 0.11106\text{cm} \dots OK$

3.2) FUNDACIONES

Las fundaciones o “subestructuras”, son un conjunto de elementos de transición entre la superestructura y el terreno donde se apoya.

Su función Principal es lograr que las fuerzas presentes en la base de la superestructura se transmitan adecuadamente al terreno.

De esta forma, las fundaciones son elementos estructurales destinados a transmitir al suelo las cargas provenientes de las columnas y muros de un edificio u otro tipo de estructura.

Modelación estructural

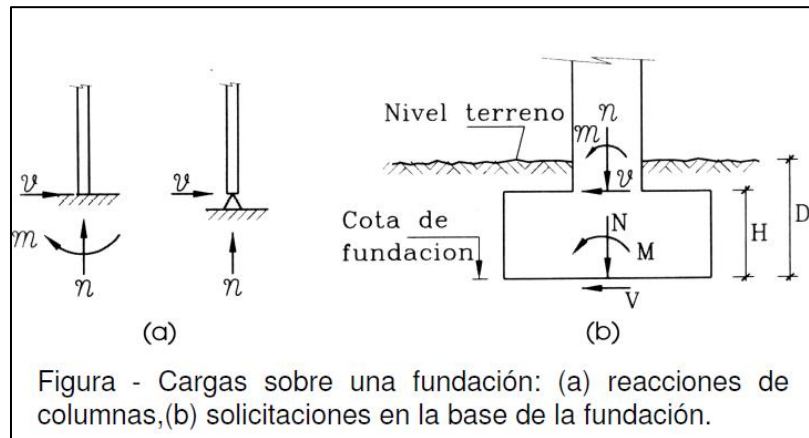


Figura 3.2.1, esquema de cargas sobre la fundación.

Para el cálculo del área de los fierros de acero se usó la siguiente tabla:

Tabla 3.2.1: Área de fierros en cm² según su diámetro

ϕ [mm]	Número de barras											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83	3.11	3.40
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03	5.53	6.04
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.66	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12.44	13.57
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.06	12.07	14.08	16.09	18.10	20.11	22.12	24.13
18	2.55	5.09	7.64	10.18	12.73	15.27	17.82	20.36	22.91	25.45	28.00	30.54
22	3.80	7.60	11.40	15.20	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.61
25	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.91
28	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.11	49.26	55.42	61.58	67.74	73.90
32	8.04	16.09	24.13	32.17	40.22	48.26	56.30	64.34	72.39	80.43	88.47	96.52
36	10.18	20.36	30.54	40.72	50.90	61.07	71.25	81.43	91.61	101.79	111.97	122.15

Extraída desde los apuntes de profesor Claudio Oyarzo para el ramo de Hormigón Armado.

Cálculos

Para el diseño de las fundaciones de la estructura se efectuará para la columna más desfavorable del galpón industrial, sin analizar la columna de viento de la estructura.

Por esto es necesario conocer la columna más desfavorable la cual se muestra en la siguiente figura

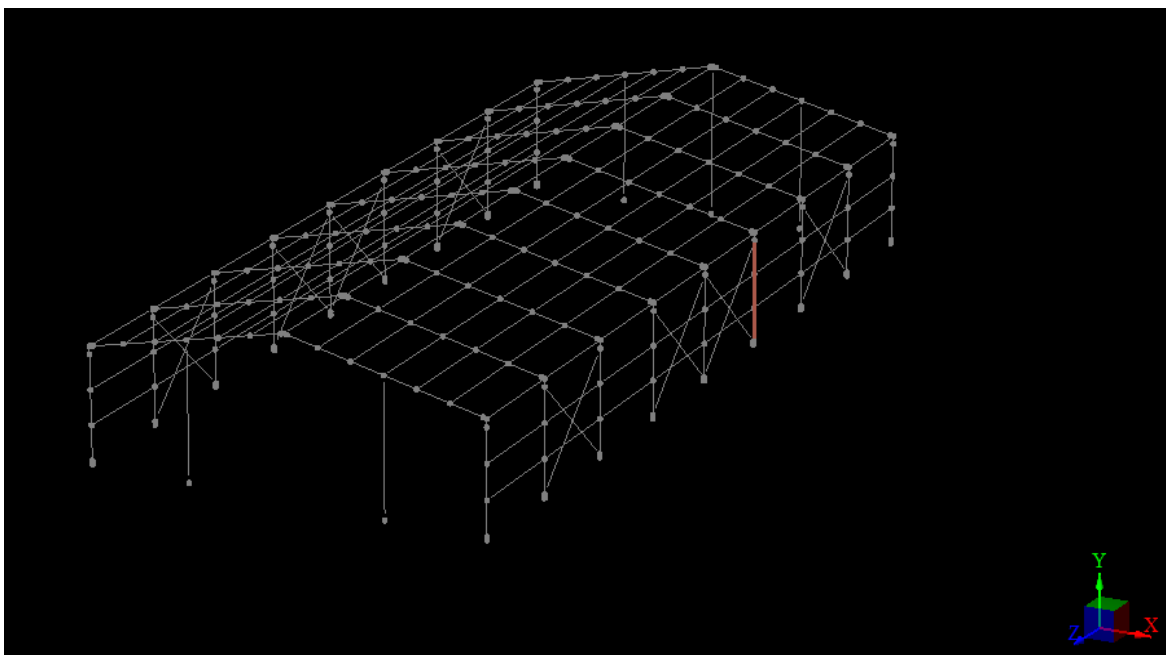


Figura 3.2.2, esquema del nodo y la columna más desfavorable.

Para realizar los cálculos de las fundaciones es necesario conocer la carga muerta y viva asociada al nodo estudiado. La cual fue extraída del Ram.

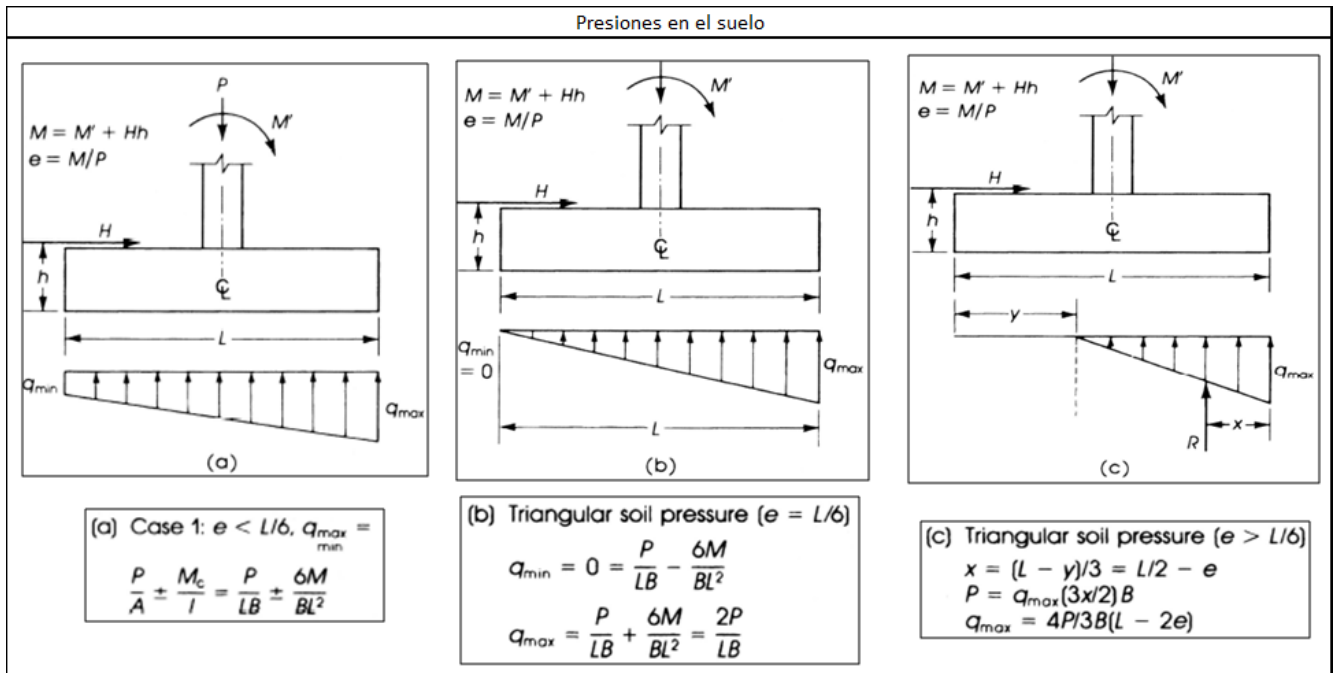


Figura 3.2.3, esquema de tipos de presiones en el suelo.

Tabla 3.2.2: Datos de diseño

γ_s	1600	Kg/m ³	peso específico del suelo
γ_c	2500	Kg/m ³	peso específico del hormigón armado
σ_{adm}	1.3	Kg/cm ²	tensión admisible del suelo
σ_y	4200	Kg/cm ²	tensión de fluencia del acero
f_c'	250	Kg/cm ²	resistencia cilíndrica a compresión
q_L	3750	Kg/m ²	sobrecarga de piso
H	0,4	m	espesor de la zapata
Sello	1.3	m	sello de fundación
h radier	0.15	m	espesor del radier
e suelo	0.9	m	espesor del suelo sobre la zapata

Tabla 3.2.3: Dimensiones de la fundación:

h	1.5	m	ancho de la zapata, según figura
b	1.5	m	largo de la zapata (eje z)
Az	2.25	m ²	área de la zapata
ancho	0.45	m	ancho pedestal
largo	0.45	m	largo pedestal (eje z)
Asob	0.2025	m ²	área pedestal

Carga distribuida sobre su base

$$q_L + \gamma_c \cdot h_{\text{radier}} + \gamma_s \cdot e_{\text{suelo}} + \gamma_c \cdot H = 3750 + 2500 \cdot 0.15 + 1600 \cdot 0.9 + 2500 \cdot 0.4 = 6565 \text{ Kg} / \text{m}^2 = 0.65 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$N = Pl + Pd = 10.77 \text{Ton} + 21.69 \text{Ton} = 32.46 \text{Ton}$$

Donde q_L es la sobrecarga de piso, γ_c y γ_s son los pesos específicos del hormigón y el suelo respectivamente y H es el espesor de la zapata.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3540 \cdot 100}{11045.8} = 32 \text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{cm} ,$$

Suelo tensionado, por lo tanto es válida la Ley del Triángulo
 Las ecuaciones y figura se pueden ver en el anexo, para cargas eventuales qadm es aumentado en un 30%.

$$\begin{array}{l} \sigma_{\max}: \quad 1,14 \text{ [kg/cm}^2\text{]} < \quad 1,72 \quad \text{OK} \\ \sigma_{\min}: \quad 0,00 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \\ x: \quad 128,9 \text{ [cm]} \end{array}$$

Porcentaje en Compresión: $86\% > 80\% \quad \text{OK}$

Factores de Seguridad

Volcamiento

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{M_{\text{Resistente}}}{M_{\text{Volcante}}} = \frac{L}{2e} = \quad 2,34 > 2 \quad \text{OK}$$

Deslizamiento

$$P_{\text{Deslizamiento}} = \frac{N \cdot \text{tg}(\phi) + A \cdot c_a + Ep}{V} = \quad 3,25 > 2 \quad \text{OK}$$

Donde: $Ep = (H - h_1)^2 \cdot \gamma_{\text{suelo}} \cdot Kp \cdot 0.5$ $Kp = \text{tg}^2(45 + \phi/2)$
 $Ep = 5,43881371 \text{ T}$ $Kp = 4,022791$

DISEÑO

Ahora se mayoran las cargas.

$$\begin{array}{l} \alpha: \quad 1 \\ a: \quad 1,2 \\ b: \quad 1 \\ c: \quad 1,6 \end{array} \quad \alpha(aC_{\text{MUERTAS}} + bC_{\text{VIVAS}} + cC_{\text{EVENTUAL}})$$

$$\begin{array}{l} Vu= \quad 5384 \text{ [kg]} \\ Nu= \quad 13240,96 \text{ [kg]} \\ Mu= \quad 20518 \text{ [kg-m]} \end{array} \quad e = \frac{Mu}{Nu} = 155,0 \text{ [cm]} > \frac{L}{6} = \quad 25,0 \text{ [cm]}$$

Se usa ley del triángulo para el cálculo

$$\begin{array}{l} \sigma_{\max}: \quad -0,74 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \\ \sigma_{\min}: \quad 0,000 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \\ x: \quad -239,9 \text{ [cm]} \end{array}$$

Verificación al esfuerzo de corte

a) Corte en una direccion

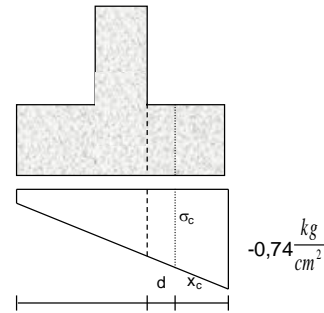
Suponiendo Fe 12 y el recubrimiento dado, se tiene

$d = 34,4 \text{ [cm]}$
 $x_c = 18,1 \text{ [cm]}$
 $\sigma_c = 0,79 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
 $V_u = 75,4 \text{ [kg]}$

$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot B \cdot d = 43241,0 \text{ [kg]}$

$V_n = V_c = 43241,0 > \frac{V_u}{\Phi} = \frac{75}{0,75} = 100,5178 \text{ [kg] OK}$

No se necesita Armadura al Corte

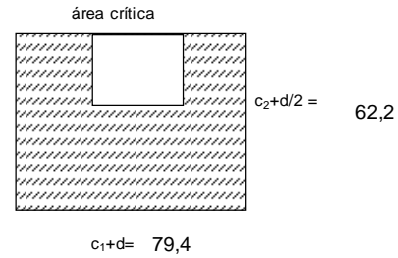


b) Corte en dos direcciones (Verificación al punzonamiento)

$V_u = V_u \text{ total} - \Delta V$

Se usa $\sigma_{media} = 0,97 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
 $V_u \text{ total} = -8279,889722$
 $\Delta V = 4.771 \text{ [kg]}$
 $V_u = -13051,2 \text{ [kg]}$
 $\beta c = 1,00$
 $b_o = 283,2 \text{ [cm]}$
 $\alpha_s = 40$
 $V_c = 163278,0 \text{ [kg]}$

$V_n = V_c = 163278 > \frac{V_u}{\Phi} = -17402 \text{ OK}$



$V_{c-min} \left\{ \begin{aligned} 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d &= 244916,9 \text{ [kg]} \\ 0.27 \left(\alpha_s \frac{d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d &= 285253,4 \text{ [kg]} \\ 1.06 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d &= 163278,0 \text{ [kg]} \end{aligned} \right.$

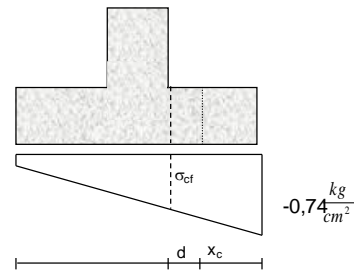
Verificación a Flexión

$\sigma_{cf} = -0,90 \text{ kg/cm}^2$
 $M_u = -1854 \text{ kg-m}$
 $M_n \geq \frac{M_u}{\Phi} = -2060 \text{ [kg-m]}$

$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2} = -1,161 \text{ kg/cm}^2$

$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) = -0,00028$

$\rho_{bruta} = \frac{d}{h_2} \cdot \rho = -0,00024 < \rho_{min} = 0,002$



Primero se prueba armadura mínima

$$As = \rho \cdot B \cdot d = \frac{Mn}{10,32 \text{ [cm}^2]} = \frac{14.910 \text{ [kg-m]} > -2.060 \text{ [kg-m]}}{\Phi} = \frac{Mu}{\Phi}$$

OK, Armadura mínima cumple

Se utiliza **14** ϕ **12**, con $As=$ 15,83 cm² **OK**
Espaciados a 10,8 cm

En la dimensión menor se supone $q=qte=$ 0,97 [kg/cm²]
La sección a verificar es la mostrada en la figura

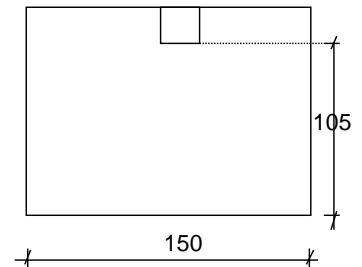
$$Mu= 7988 \text{ kg-m}$$

$$Sea \quad As = As_{\min} = 0.0018 \cdot L \cdot d = 9,29 \text{ cm}^2$$

Luego: $Mn = 14910,3 \text{ [kg-m]} > 8876 \text{ kg-m}$

OK, Armadura mínima cumple

Se utiliza **21** ϕ **12**, con $As=$ 23,75 cm² **OK**
Espaciados a 7,0 cm



Armadura Pedestal

Ahora se mejoran las cargas.

$$\begin{matrix} \alpha: & 1 \\ a: & 1,4 \\ b: & 1 \\ c: & 1,6 \end{matrix} \quad \alpha(aC_{MUERTAS} + bC_{VIVAS} + cC_{EVENTUAL})$$

H 1,1 m
Nu 7654 Kg
Vu 5986 Kg
Mu 20471 Kg*m

b 45 cm
d-2rec 40 cm
Fi 0,9
Recubrimiento 2,5 cm

Rn 31,59104938
Cuantía requerida= 0,008183496
Cuantía mínima= 0,005
As req = 13 cm²

Se utiliza **8** ϕ **16**, con $As=$ 16,08 cm² **OK**
Combinación **4** **x** **4**
Espaciamiento C1 40,0 cm 13,3 cm
Espaciamiento C2 40,0 cm 13,3 cm

Estribos

Vc	13356,11206 Kg	>	5986	Puede requerir armadura mínima
0.5*fi*Vc=	6010,250429		5986	No requiere
Av min/S	=	0,033214286 cm	min	0,0375
Con S=		15 cm	S máx=	20 cm
Av min	=	0,5625 cm ²		
r min	=	4,23 mm		
D min	=	8 mm		
Se utiliza	ϕ 10	α 20	, con Avs=	0,04 cm ² D
				OK OK

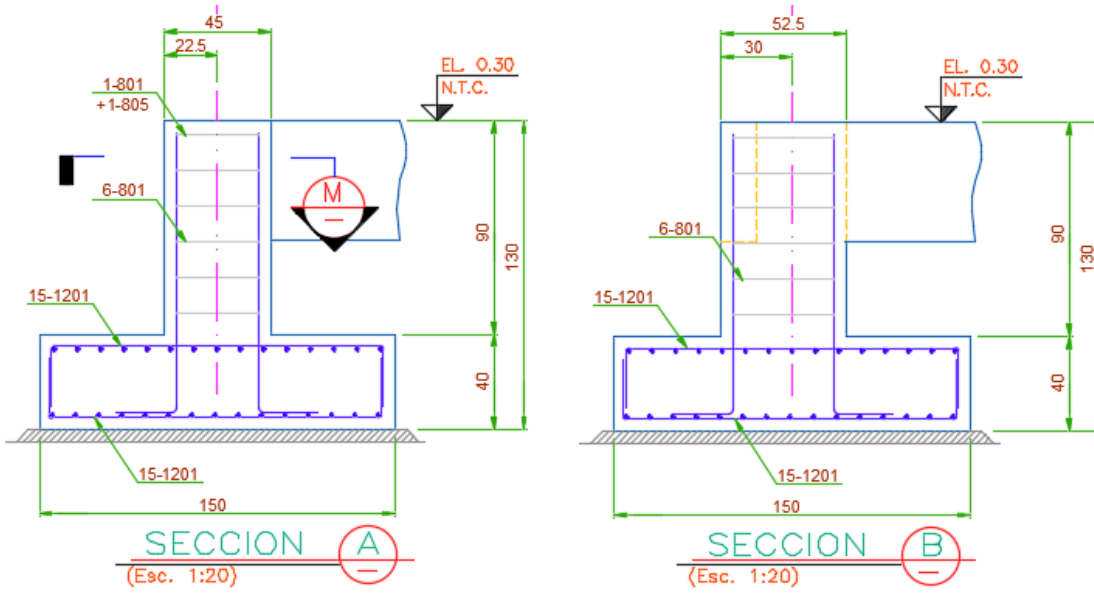


Figura 3.2.4, Detalle de enfierraduras de zapatas.

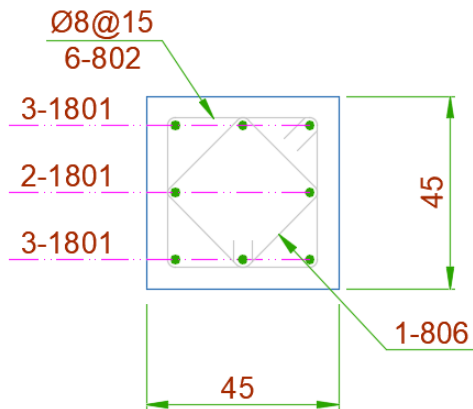


Figura 3.2.5, detalle de enfierradura de pedestal de fundación.

3.3) PLACA BASE Y PERNOS DE ANCLAJE

ALCANCE

- Establecer los principales parámetros para el diseño de placas bases.
- Entregar los criterios de diseño para llaves de corte y pernos de anclajes

DEFINICION

Elemento estructural que permite traspasar la carga proveniente desde la estructura metálica a las fundaciones de hormigón armado. La placa base a utilizar dependerá de la condición de apoyo de la columna para ésta fundacion se utilizará placas bases empotradas a nivel basal.

ESPEORES DISPONIBLES DE PLANCHAS DE ACERO

Los espesores de placas bases dependerán del tipo de acero a utilizar. A continuación, se presenta una tabla como guía básica.

Tabla 3.3.1: Espesores de placa según tipo de acero

Thickness (t_p)	Plate Availability
$t_p \leq 4$ in.	ASTM A36 ^[a] ASTM A572 Gr 42 or 50 ASTM A588 Gr 42 or 50
4 in. < $t_p \leq 6$ in.	ASTM A36 ^[a] ASTM A572 Gr 42 ASTM A588 Gr 42
$t_p > 6$ in.	ASTM A36
^[a] Preferred material specification	

3.3.1. PLACAS BASES

- **PLACAS BASES ROTULADAS**

Este tipo de apoyo solo entrega esfuerzos axiales y corte a las fundaciones. Como esta solución no transmite esfuerzos de momento, implica que bajo la placa base (entre placa base y pedestal de fundación) se desarrollaran una presión distribuida de valor constante “ f_p ”.

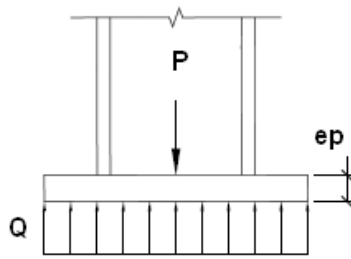


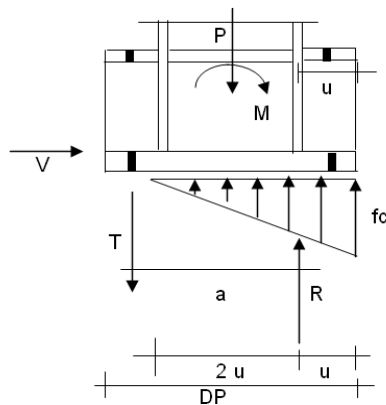
Figura 3.3.1.1, esquema de presión bajo placa base.

- **PLACAS BASES EMPOTRADAS**

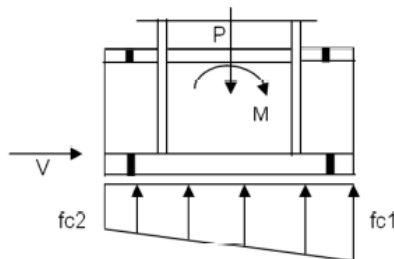
En el diseño de placas bases empotradas podemos encontrar:

- A. Placas bases con gran excentricidad: $e > Dp / 6$ (Se utilizó éste tipo de placa base.)
- B. Placas bases con excentricidades pequeñas: $e < Dp / 6$

- En el primer caso la distribución de presiones bajo la placa base será triangular produciendo tracciones en parte de los pernos de anclaje.

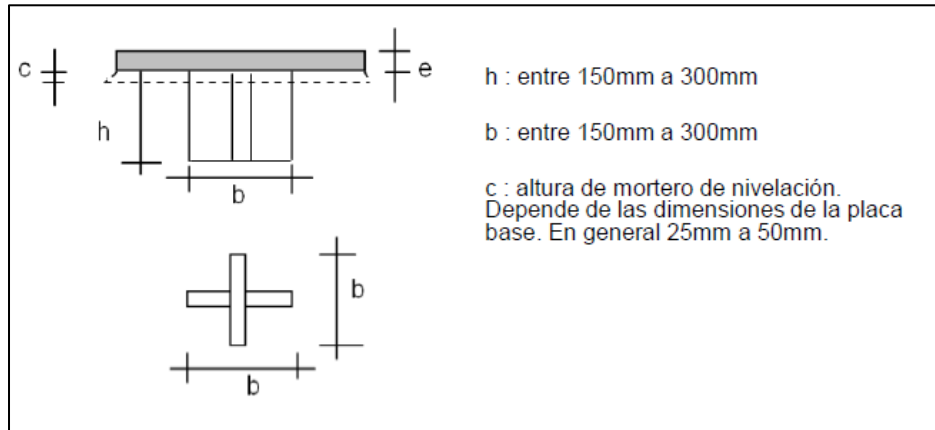


- En el segundo caso la distribución de presiones bajo la placa base será Trapezoidal y no se producirán tracciones en los pernos de anclaje.



LLAVE DE CORTE

La norma chilena Nch 2369 indica que se deben usar llaves de corte para una columna con fuerzas de corte (V) mayores a 5000Kg. En general los dispositivos usados pueden ser llaves de corte en cruz (ver figura), perfiles H o tubos, siendo las más utilizadas las cruces.



3.3.2. PERNOS DE ANCLAJE

En el diseño de pernos de anclaje se pueden encontrar dos situaciones:

- a) Pernos sometidos solo a tracción (cuando existe llave de corte)
- b) Pernos sometidos a corte-tracción (cuando no existe llave de corte).

En general el criterio es utilizar llaves de corte independiente de la magnitud de la fuerza de corte, por tanto los pernos de anclaje estarán sometidos solo a tracción.

3.3.3. CALCULO DE PLACA BASE PARA COLUMNA CENTRAL

Para el cálculo de la columna central de la estructura, esta se encontraba empotrada por lo que se utilizará esa forma para los cálculos.

Para los cálculos correspondientes es necesario conocer los esfuerzos asociados a esta columna, el cual fue determinado por la estructuración realizada y calculada en RAM advance. La cual entregó:

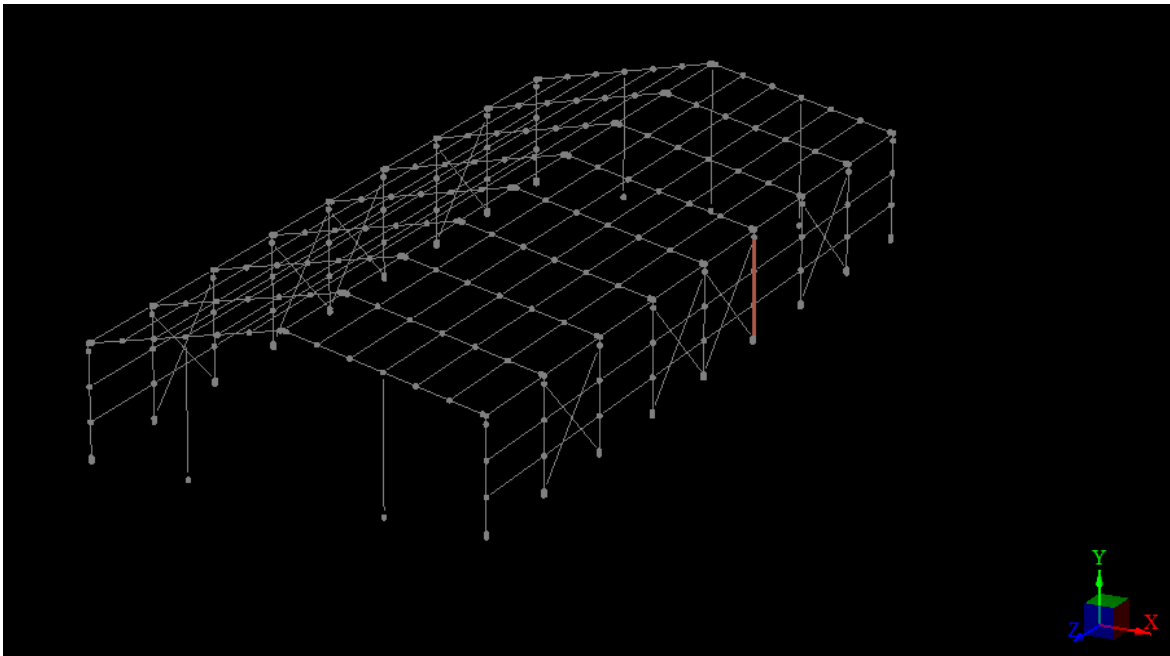


Figura 3.3.3.1, muestra la columna y el nodo analizado.

Combinación:	CM+SC+Wx
--------------	----------

Pa =	5780	Kg
Ma =	950000	Kg*cm
Va =	4200	Kg

Excentricidad, $e = M/P = 164,36 \text{ cm} > N/6 = 6,67$

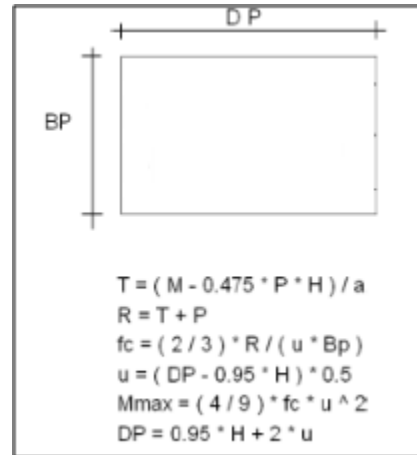
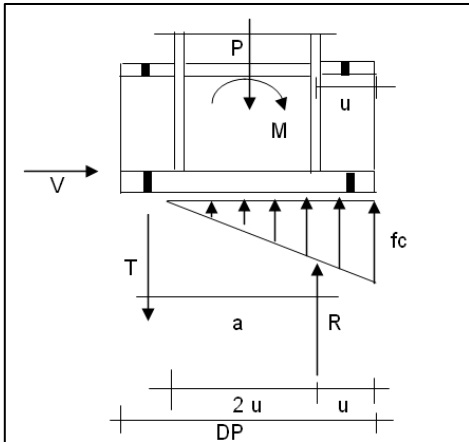
Geometría del perfil:

d =	35	cm
Bf =	20	cm
ef =	0,6	cm
tw =	0,3	cm

Material placa base

fc' =	250	Kg/cm ²	resistencia cilíndrica del hormigón
Fy =	2530	Kg/cm ²	tensión de fluencia del acero

Fu =	4080	Kg/cm2	tensión de rotura del acero
------	------	--------	-----------------------------



$$u = (DP - 0.95 * H) * 0.5 = (45 - 0.95 * 35) * 0.5 = 5,875 \text{ cm}$$

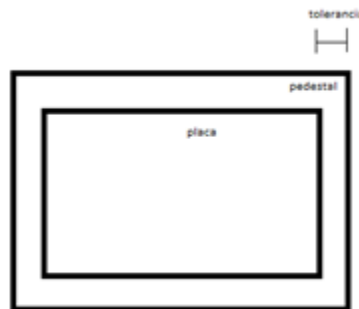
$$a = 0.95 * d + \frac{u}{2} = 0.95 * 35 + \frac{5,875}{2} = 36,19$$

$$T = \frac{M - 0.475 * P * H}{a} = \frac{950000 - 0.475 * 5780 * 35}{36,19} = 23596,75 \text{ kg}$$

$$R = T + P = 23596,75 + 5780 = 29376,75 \text{ kg}$$

$$fc = \frac{2}{3} * \frac{R}{u * BP} = \frac{2}{3} * \frac{18929376,75}{5,87 * 45} = 74,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{max} = \frac{4}{9} * fc * u^2 = \frac{4}{9} * 74,08 * 5,875^2 = 1136,41 \text{ kg - cm}$$



tolerancia	5	cm	para cada lado
A1 =	3025	cm2	área pedestal
A2 =	2025	cm2	área placa

VERIFICACION DEL HORMIGON (PRESIÓN DE CONTACTO) $e > Dp / 6$

Distribución de tensiones triangular

$$Fp = 0.34 * f'_c * \sqrt{A1/A2} < 0.7 * f'_c$$

$$Fp = 0.34 * 250 * \sqrt{\frac{3025}{2025}} = 103,89 \text{ kg/cm}^2 < 0.7 * 250 = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple con la condición por lo tanto debe cumplirse que:

$$f_c < Fp$$

$$74,08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 175 \text{ kg/cm}^2$$

ESPESOR DE PLACA BASE, e > Dp / 6

$$emin = (4 * 1,676 * Mmax / Fy)^{0.5}$$

$$emin = (4 * 1136,41 * 1,67 / (2530))^{0.5} = 1,73 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usa ep = 2 cm, así tenemos que

$$Rn = (Fy * ep^2) / 4$$

$$Rn / \Omega = (Fy * ep^2) / (4 * \Omega)$$

$$\Omega = 1.67$$

Por lo tanto tenemos:

Espesor placa base:

ep (a usar)=	2	cm
Rn=	2530	kg
Rn/Ω=	1514,97	kg
Ω =	1.67	
e mín =	1,73	cm

PERNOS DE ANCLAJE, e > Dp / 6

Tipo de perno: ASTM A572 GR 50

$$Fu = 4591 \text{ kg/cm}^2$$

D = diámetro del perno

$$Rn = 0.75 * Fu$$

$$\Omega = 2$$

$$R_n / \Omega = (0.75 * F_u) / 2$$

$$A_b = \pi * \frac{D^2}{4}$$

$$N (\text{min}) = T_u / ((R_n / \Omega) * A_b)$$

Elegimos diámetro del perno de 1 pulgada (2,54 cm) y así tenemos que

$R_n =$	3060	Kg/cm ²
$\Omega =$	2	
$R_n / \Omega =$	1530	Kg/cm ²

$A_b =$	5,067	cm ²	área nominal bruta de pernos de anclaje
$(R_n / \Omega) * A_b =$	7752,51	Kg	
$N \text{ mín} =$	3,04		
$N =$	4		número de pernos a usar

La resistencia nominal de tracción según Guía I del AISC está dada por:

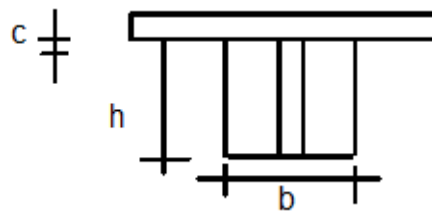
Se debe cumplir que:

$$t_p = T / n < T_{adm} = 0.375 * F_u * A_b$$

$$t_p = 23596,75 / 4 = 5899,18 \text{ kg} < 0,375 * 4591 * 5,067 = 8723,47 \text{ kg}$$

Cumple con la condición

LLAVE DE CORTE, $e > D_p / 6$



$h =$	25	cm	diseño entre 15 - 30cm
$c =$	2.5	cm	diseño entre 2.5 - 5 cm
$b =$	25	cm	diseño entre 15 - 30cm

$$q_1 = V / (h - c) * b$$

$$q_1 = 4200 / (20 - 2.5) * 20$$

$$q_1 = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$h/(0.5*b)$	m
$h/(0.5*b) = 1$	3.23
$h/(0.5*b) = 1.1$	3.254
$h/(0.5*b) = 1.2$	3.278
$h/(0.5*b) = 1.25$	3.29
$h/(0.5*b) = 1.3$	3.334
$h/(0.5*b) = 1.5$	3.51
$h/(0.5*b) = 1.6$	3.63
$h/(0.5*b) = 1.7$	3.75
$h/(0.5*b) = 1.75$	3.81
$h/(0.5*b) = 1.8$	3.884
$h/(0.5*b) = 1.9$	4.032
$h/(0.5*b) = 2$	4.18

➤ $k = q_1 * h * b * 0.5$

$$k = 12 * 20 * 20 * 0.5 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

➤ $M_{max} = k/m$

$$M_{max} = \frac{2400}{4.18} = 574,2$$

➤ $e_{min} = ((4 * M_{max} * \Omega)/F_y)^{0.5}$ con $\Omega = 1.67$

$$e_{min} = ((4 * 574,2 * 1.67)/2530)^{0.5} = 1,23 \text{ cm}$$

Por lo tanto podemos usar un e de la llave de corte de 0.5 cm

Y verificamos que $q_1 < 0.35 f_c$

$$q_1 = 12 \text{ kg / cm}^2$$

$$0.35 * f_c = 87.5 \text{ kg / cm}^2$$

Utilizar llave de corte en cruz de 20x20 con un espesor superior a 13 mm.

3.4) COSTANERAS DE TECHO

Tabla 3.9: Datos de diseño

Separación entre marcos:	5 m
Separación entre columnas transversales	18 m
Largo costaneras: L	5 m
Separación entre costaneras s	1,5 m
Pendiente de techo:	22%
Altura de Cumbre: Hc	7 m
Altura de Hombro: Hh	5 m
Angulo	12,5 g
Numero de colgadores :N	2

CARGAS PERMANENTES

- Peso propio de costanera: Q_{pp} = peso del perfil escogido.
- Peso propio de cubierta: $Q_{pl} = 22 \text{ kg} / \text{m}^2$

SOBRECARGA DE TECHO

Considerar la Norma Nch 1537 $Q_{SC} = 100 \text{ kg} / \text{m}^2$

Reducción por área tributaria:

Para cada costanera el área tributaria corresponde a: $A_T = 5 \cdot 1,5 = 7,5 \text{ m}^2 \leq 50 \text{ m}^2$, por lo tanto.

$$R_1 = 1 - 0,008 \cdot 7,5 = 0,94$$

Reducción por pendiente de techo:

Pendiente de techo: 22%

$$F = 22\%$$

$$R_2 = 1 - 0,0233 \cdot F = 1 - 0,0233 \cdot 22 = 0,4874$$

(*) La pendiente va expresada en %, según la norma.

$$R_1 \cdot R_2 = 0,94 \cdot 0,4874 = 0,4581$$

$$0,30 < R_1 \cdot R_2 \leq 0,84$$

$$Q_{SCreducido} = Q_{SC} \cdot R_1 \cdot R_2 = 100 \cdot 0,94 \cdot 0,4581 = 45,8 \text{ kg} / \text{m}^2 \geq 30 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$30 \text{ kg} / \text{m}^2$, mínima

sobrecarga de acuerdo a la norma

CARGA DE VIENTO

Presión básica a la altura de cumbrera ($H_c = 7 \text{ m}$): $P_b = 95 \text{ kg/m}^2$ Presión básica de viento para el diseño de la costanera. Se usó la Tabla 1 de la Nch432 para campo abierto.

Según NCh 432 Of.71, la fuerza del viento por unidad de superficie se obtiene multiplicando la presión básica por un factor de forma C.

$$Q_v = q \cdot C$$

C	barlovento	sotavento
techo	$1,2 \cdot \text{sen}(\alpha) - 0,4$	-0,4

CARGA DE MONTAJE

Según NCh 1537: $M = 100 \text{ kg}$

Esta carga puntual se debe considerar aplicada en el centro de la costanera.

ESTADOS DE CARGA

- Estado peso propio

$$PP = (Q_{PP} + Q_{Pl} \cdot s) = (14,8 + 22 \cdot 1,5) = 47,8 \text{ kg/m}$$

- estado sobrecarga

$$SC = (Q_{SCreducida} \cdot s) = (45,8 \cdot 1,5) = 68,72 \text{ kg/m}$$

- estado montaje

$$M = 100 \text{ kg}$$

- estado Viento Barlovento

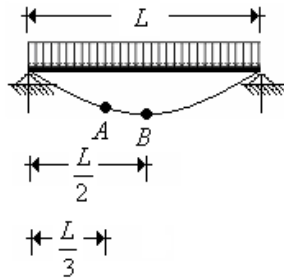
$$V_{bar} = (1,2 \cdot \text{sen}(\alpha) - 0,4) \cdot P_b \cdot s = (1,2 \cdot \text{sen}(12,5) - 0,4) \cdot 113,68 \cdot 1,5 = -19,9 \text{ kg/m}$$

- Estado Viento Sotavento

$$V_{sotr} = -0,4 \cdot P_b \cdot s = -0,4 \cdot 95 \cdot 1,5 = -57 \text{ kg/m}$$

MOMENTOS FLECTORES

MOMENTOS FLECTORES EN EJE X-X



- C1: Acción de Peso Propio y Sobrecarga = $(PP + SC)$

$$M_{1XA} = \frac{(PP + SC) \cdot L^2}{9} \cdot \cos \alpha = 316 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{1XB} = \frac{(PP + SC) \cdot L^2}{8} \cdot \cos \alpha = 335,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- C2: Acción del Viento Barlovento = $(PP + V_{bar})$

$$M_{2XA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} \cdot \cos \alpha + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{9} \right) = 71,1 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} \cdot \cos \alpha + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{8} \right) = 83,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- C3: Acción del Viento Sotavento = $(PP + V_{sotr})$

$$M_{3XA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} \cdot \cos \alpha + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{9} \right) = -28,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{3XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} \cdot \cos \alpha + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{8} \right) = -32,29 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- C4: Acción de la Carga de Montaje = $(PP + M)$

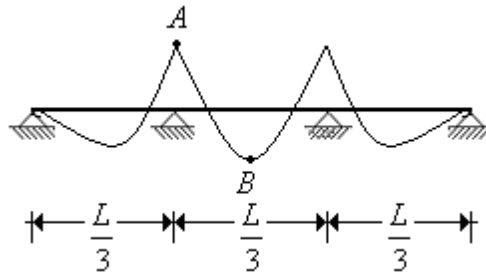
$$M_{4XA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} + \frac{M \cdot L}{6} \right) \cdot \cos(11,31) = 210,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{4XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} + \frac{M \cdot L}{4} \right) \cdot \cos(11,31) = 267,87 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Luego el momento de diseño corresponde al máximo valor en cada tramo, para las combinaciones anteriores:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xA} = 316 \text{kg} \cdot \text{m} \\ M_{xB} = 355,5 \text{kg} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

MOMENTOS FLECTORES EN EJE Y-Y



- C1: Acción de Peso Propio y Sobrecarga = $(PP + SC)$

$$M_{1YA} = 0,1 \cdot (PP + SC) \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 \cdot \text{sen} \alpha = 7 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{1YB} = 0,025 \cdot (PP + SC) \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 \cdot \text{sen} \alpha = 1,75 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C2 y C3: Acción del Viento = (PP)

$$M_{2YA} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 \cdot \text{sen} \alpha = 2,87 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2YB} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 \cdot \text{sen} \alpha = 0,7181 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C4: Acción de la Carga de Montaje = $(PP + M)$

$$M_{4YA} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 \cdot \text{sen} \alpha + 0,075 \cdot M \cdot \text{sen} \alpha \cdot \left(\frac{L}{3}\right) = 5,57 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{4YB} = 0,025 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 \cdot \text{sen} \alpha + 0,175 \cdot M \cdot \text{sen} \alpha \cdot \left(\frac{L}{3}\right) = 7,03 \text{kg} \cdot \text{m}$$

El análisis debe realizarse para la misma condición de carga en ambos ejes por lo tanto al igual que en el eje x-x los momentos de diseño para el eje y-y serán del estado C1:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{XA} = 7 \text{kg} \cdot \text{m} \\ M_{XB} = 1,75 \text{kg} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

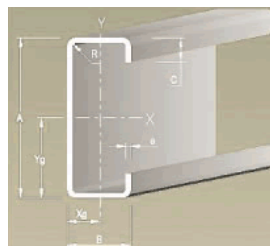
RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

Se utilizará un perfil tipo canal laminado europeo: con acero A36

Tabla 3.10: Propiedades perfil C125x65x15

perfil =	C 125 x 65 x 15	
E =	2100000	Kg/cm ²
Fy =	2530	Kg/cm ²
peso =	14,8	Kg/m
H =	12,5	cm
B =	6,5	cm
e =	0,95	cm
t =	0,55	cm
A =	18,8	cm ²
I _{xx} =	483	cm ⁴
Z _x =	89,9	cm ³
S _x =	77,3	cm ³
i _x =	5,07	cm
I _{yy} =	80	cm ⁴
Z _y =	33,2	cm ³
S _y =	18,8	cm ³
i _y =	2,06	cm
r =	1,2	cm
J =	4,72	cm ⁴
C _w =	1940	cm ⁶

Imagen del perfil utilizado



CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

Elementos no atiesados (AISC 360– 05, Tabla B 4.1):

$$\begin{aligned} \lambda_{ala} &= \frac{B}{e} = 6,84 \\ \lambda_p &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,95 \\ \lambda_{alma} &= \frac{H - 2e - 2r}{t} = 14,91 \\ \lambda_p &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108,33 \end{aligned}$$

$\lambda_{ala} < \lambda_p$

$\lambda_{alma} < \lambda_p$

- Por lo tanto la sección es compacta

LONGITUDES LÍMITE DE PANDEO LATERAL TORSIONAL

L_b : Longitud entre arriostramientos



$$L_b = \frac{L}{N+1} = \frac{500}{3} = 166,6\text{cm}$$

Longitud crítica de pandeo:

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 104,46\text{cm}$$

Longitud límite de pandeo inelástico

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x \cdot h_0}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot F_y \cdot S_x \cdot h_0}{E \cdot J \cdot c} \right)^2}}$$

Dónde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \Rightarrow r_{ts} = 2,26 \text{ cm}$$

$$c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$h_0 = H - e = 11,55 \text{ cm}$$

$$c = 1,17$$

Por lo tanto:

$$L_r = 590,02 \text{ cm}$$

Se tiene: $L_p < L_b < L_r$, para los 2 tramos

Entonces.

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

MOMENTOS NOMINALES EJE X-X

Tramo 1 y 3.

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad M_n = M_p = 2530 \cdot 89,9 = 2274,47 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- $M_n = 2158,46 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Pandeo Lateral Torsional: $C_b=1$

- $M_n = 2158,46 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Por lo tanto $M_n = 2158,46 \text{ kg} \cdot \text{m}$

MOMENTOS NOMINALES EJE Y-Y

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y \leq 1,6 \cdot F_y \cdot S_y$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 33,2 = 839,96 \text{ kg} - \text{cm} > 761,02 \text{ kg} - \text{cm}$$

Luego

$$M_n = 761,02 \text{ kg} - \text{cm}$$

INTERACCIÓN DE ESFUERZOS

$$\frac{M_{nx}}{M_{nx}/\Omega} + \frac{M_{ny}}{M_{ny}/\Omega} \leq 1$$

Tramo 2 (central).

$$M_{nx} / \Omega = 1292,48 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ux} = 355,5 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ny} / \Omega = 455,7 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 1,75 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\frac{M_{nx}}{M_{nx}/\Omega} + \frac{M_{ny}}{M_{ny}/\Omega} \leq 1$$

Tramo 1 y 3.

$$M_{nx} / \Omega = 1292 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ux} = 316 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ny} / \Omega = 455 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 7 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\frac{M_{nx}}{M_{nx}/\Omega} + \frac{M_{ny}}{M_{ny}/\Omega} \leq 1$$

Tramos	Interacción de esfuerzos	< 1
central	0,28	Ok
1 y 3	026	Ok

VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0,913 \text{ cm}$$

Por lo tanto $\Delta_{adm} > \Delta_{max}$ OK

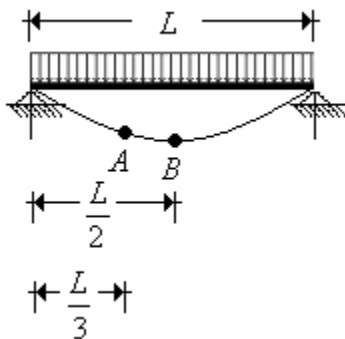
COSTANERAS DE LATERALES

Para la estructuración y dimensionamiento se tiene que el cálculo es el mismo ya que espaciadamente y geoméricamente son iguales, por lo tanto, se hace el cálculo una sola vez. Además la formulación se mostró anteriormente, así que se omiten fórmulas y se muestran sólo resultados.

Teniendo en cuenta que Q_{sc} no se considera para estas costaneras.

MOMENTOS FLECTORES

MOMENTOS FLECTORES EN EJE X-X



- C1: Acción de Peso Propio $= (PP)$

$$M_{1xA} = \frac{(PP) \cdot L^2}{9} = \frac{(47,8) \cdot 5^2}{9} = 132,8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{1xB} = \frac{(PP) \cdot L^2}{8} = \frac{(47,8) \cdot 5^2}{8} = 149,38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- C2: Acción del Viento Barlovento $= (PP + V_{bar})$

$$M_{2xA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{9} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 5^2}{9} + \frac{94 \cdot 5^2}{9} \right) = 393,8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2xB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{8} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 5^2}{8} + \frac{94 \cdot 5^2}{8} \right) = 443 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- C3: Acción del Viento Sotavento $= (PP + V_{sotr})$

$$M_{3xA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} + \frac{V_{sotr} \cdot L^2}{9} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 5^2}{9} + \frac{-47 \cdot 5^2}{9} \right) = 2,3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{3XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{8} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 5^2}{8} + \frac{-47 \cdot 5^2}{8} \right) = 2,6 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C4: Acción de la Carga de Montaje = $(PP + M)$

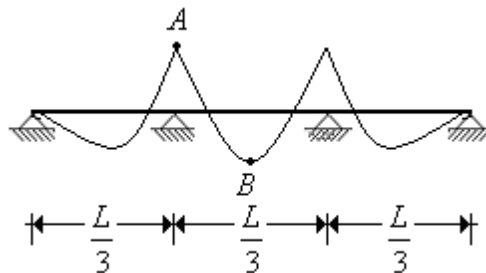
$$M_{4XA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} + \frac{M \cdot L}{6} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 5^2}{9} + \frac{100 \cdot 5}{6} \right) = 216,1 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{4XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} + \frac{M \cdot L}{4} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 5^2}{8} + \frac{100 \cdot 5}{4} \right) = 274,4 \text{kg} \cdot \text{m}$$

Luego, el momento de diseño corresponde al máximo valor en cada tramo para las combinaciones anteriores:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{XA} = 393,8 \text{kg} \cdot \text{m} \\ M_{1B} = 443 \text{kg} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

MOMENTOS FLECTORES EN EJE Y-Y



- C1: Acción de Peso Propio = (PP)

$$M_{1YA} = 0,1 \cdot (PP) \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 = 0,1 \cdot (47,8) \cdot \left(\frac{5}{3} \right)^2 = 13,28 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{1YB} = 0,025 \cdot (PP) \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 = 0,025 \cdot (47,8) \cdot \left(\frac{5}{3} \right)^2 = 3,3 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C2 y C3: Acción del Viento = (PP)

$$M_{2YA} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{5}{3} \right)^2 = 13,3 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2YA} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{5}{3} \right)^2 = 13,3 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C4: Acción de la Carga de Montaje = $(PP + M)$

$$M_{4YA} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 + 0,075 \cdot M \cdot \left(\frac{L}{3}\right) = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{5}{3}\right)^2 + 0,075 \cdot 100 \cdot \left(\frac{5}{3}\right) = 25,78 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{4YB} = 0,025 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 + 0,175 \cdot M \cdot \left(\frac{L}{3}\right) = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{5}{3}\right)^2 + 0,175 \cdot 100 \cdot \left(\frac{5}{3}\right) = 32,5 \text{kg} \cdot \text{m}$$

El análisis debe realizarse para la misma condición de carga en ambos ejes, por lo tanto, al igual que en el eje x-x los momentos de diseño para el eje y-y serán del estado C1:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xA} = 13,3 \text{kg} \cdot \text{m} \\ M_{xB} = 3,3 \text{kg} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

Se utilizará un perfil tipo canal laminado europeo: con acero A36, cuyas propiedades aparecen en la Tabla 3.10

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

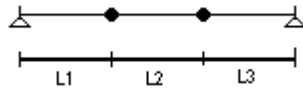
Elementos no atiesados (AISC 360– 05, Tabla B 4.1):

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,95 \\ \lambda_{alma} = \frac{H - 2e - 2r}{t} = 14,9 \\ \lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108,33 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \lambda_{ala} < \lambda_p \\ \lambda_{alma} < \lambda_p \end{array} \quad \lambda_{ala} = \frac{B}{e} = 6,84$$

- Por lo tanto la sección es compacta

LONGITUDES LÍMITE DE PANDEO LATERAL TORSIONAL

L_b : Longitud entre arriostramientos



$$L_b = \frac{L}{N+1} = \frac{500}{3} = 166,6cm$$

Longitud crítica de pandeo:

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 104,46cm$$

Longitud límite de pandeo inelástico

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x \cdot h_0}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot F_y \cdot S_x \cdot h_0}{E \cdot J \cdot c} \right)^2}}$$

Dónde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \Rightarrow r_{ts} = 2,26cm$$

$$c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$h_0 = H - e = 11,55cm$$

$$c = 1,17$$

Por lo tanto tenemos que:

$$L_r = 590,016cm$$

Se tiene: $L_p < L_b < L_r$, para los 2 tramos

Entonces:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

MOMENTOS NOMINALES EJE X-X

Tramo 1 y 3.

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad M_n = M_p = 2530 \cdot 89,9 / 100 = 2274,47 \text{ kg} - m$$

- $M_n = 2274,47 \text{ kg} - m$

Pandeo Lateral Torsional: Cb=1

- $M_n = 2158,46 \text{ kg} - m$

Tramo 2 (central).

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad M_n = M_p = 2530 \cdot 89,9 = 2274,47 \text{ kg} - m$$

- $M_n = 2274,47 \text{ kg} - m$

Pandeo Lateral Torsional: Cb=1

- $M_n = 2158,46 \text{ kg} - m$

Por lo tanto $M_n = 2158,46 \text{ kg} - m$

MOMENTOS NOMINALES EJE Y-Y

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y \leq 1,6 \cdot F_y \cdot S_y$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 32,2 = 839 \text{ kg} - cm > 761,024 \text{ kg} - cm$$

Luego

$$M_n = 761 \text{ kg} - \text{cm}$$

INTERACCIÓN DE ESFUERZOS

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx}/\Omega} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}/\Omega} \leq 1$$

Tramo 2 (central).

$$M_{nx}/\Omega = 1292,49 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ux} = 443 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ny}/\Omega = 455,7 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 3,3 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx}/\Omega} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}/\Omega} \leq 1$$

Tramo 1 y 3 .

$$M_{nx}/\Omega = 1292 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ux} = 393,78 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ny}/\Omega = 455,77 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 13,28 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx}/\Omega} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}/\Omega} \leq 1$$

Tramos	Interacción de esfuerzos	< 1
central	0,35	Ok
1 y 3	0,33	Ok

VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{120} = 4,16 \text{ cm}$$

Se verifica para la condición de carga C1=PP+SC=94 kg/m

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0,75 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$\Delta_{adm} > \Delta_{max} \dots\dots\dots \text{OK}$$

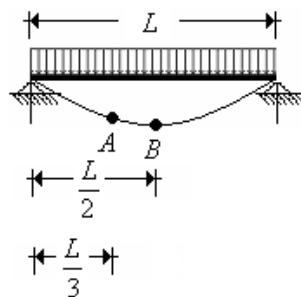
COSTANERAS DE FRONTALES

Para la estructuración y dimensionamiento se tiene que el cálculo es el mismo ya que espaciadamente y geoméricamente son iguales, por lo tanto, se hace el cálculo una sola vez. Además, la formulación se mostró anteriormente, así que se omiten formulas y se muestran sólo resultados.

Para este caso se considera la presión del viento de altura de cumbrera.

MOMENTOS FLECTORES

MOMENTOS FLECTORES EN EJE X-X



- C1: Acción de Peso Propio = (PP)

$$M_{1XA} = \frac{(PP) \cdot L^2}{9} = \frac{(47,8) \cdot 4,5^2}{9} = 107,6 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{1XB} = \frac{(PP) \cdot L^2}{8} = \frac{(47,8) \cdot 4,5^2}{8} = 121 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C2: Acción del Viento Barlovento = (PP + V_{bar})

$$M_{2XA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{9} \right) = \left(\frac{47,8^2}{9} + \frac{94 \cdot 4,5^2}{9} \right) = 319 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} + \frac{V_{bar} \cdot L^2}{8} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 4,5^2}{8} + \frac{94 \cdot 4,5^2}{8} \right) = 358,8 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C3: Acción del Viento Sotavento = $(PP + V_{sotr})$

$$M_{3XA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} + \frac{V_{sotr} \cdot L^2}{9} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 4,5^2}{9} + \frac{-47 \cdot 4,5^2}{9} \right) = 1,8 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{3XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} + \frac{V_{sotr} \cdot L^2}{8} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 4,5^2}{8} + \frac{-47 \cdot 4,5^2}{8} \right) = 2,1 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C4: Acción de la Carga de Montaje = $(PP + M)$

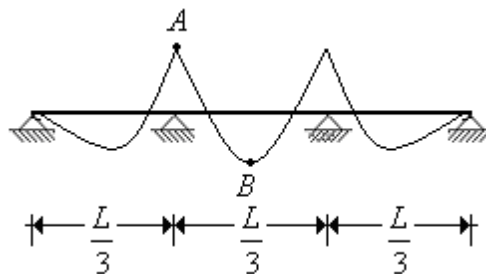
$$M_{4XA} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{9} + \frac{M \cdot L}{6} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 4,5^2}{9} + \frac{100 \cdot 4,5}{6} \right) = 182,6 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{4XB} = \left(\frac{PP \cdot L^2}{8} + \frac{M \cdot L}{4} \right) = \left(\frac{47,8 \cdot 4,5^2}{8} + \frac{100 \cdot 4,5}{4} \right) = 233,5 \text{kg} \cdot \text{m}$$

Luego el momento de diseño corresponde al máximo valor en cada tramo, para las combinaciones anteriores:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{XA} = 319 \text{kg} \cdot \text{m} \\ M_{1B} = 358,8 \text{kg} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

MOMENTOS FLECTORES EN EJE Y-Y



- C1: Acción de Peso Propio = (PP)

$$M_{1YA} = 0,1 \cdot (PP) \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 = 0,1 \cdot (47,8) \cdot \left(\frac{4,5}{3} \right)^2 = 10,8 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{1YB} = 0,025 \cdot (PP) \cdot \left(\frac{L}{3} \right)^2 = 0,025 \cdot (47,8) \cdot \left(\frac{4,5}{3} \right)^2 = 2,7 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C2 y C3: Acción del Viento = (PP)

$$M_{2YA} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{4,5}{3}\right)^2 = 10,8 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2YB} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{4,5}{3}\right)^2 = 2,7 \text{kg} \cdot \text{m}$$

- C4: Acción de la Carga de Montaje = (PP + M)

$$M_{4YA} = 0,1 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 + 0,075 \cdot M \cdot \left(\frac{L}{3}\right) = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{4,5}{3}\right)^2 + 0,075 \cdot 100 \cdot \left(\frac{4,5}{3}\right) = 22 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{4YB} = 0,025 \cdot PP \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 + 0,175 \cdot M \cdot \left(\frac{L}{3}\right) = 0,1 \cdot 47,8 \cdot \left(\frac{4,5}{3}\right)^2 + 0,175 \cdot 100 \cdot \left(\frac{4,5}{3}\right) = 28,9 \text{kg} \cdot \text{m}$$

El análisis debe realizarse para la misma condición de carga en ambos ejes, por lo tanto, al igual que en el eje x-x los momentos de diseño para el eje y-y serán del estado C1:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{YA} = 10,8 \text{kg} \cdot \text{m} \\ M_{XB} = 2,7 \text{kg} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

Se utilizará un perfil tipo canal laminado europeo: con acero A36, cuyas propiedades se muestran en la Tabla 3.10.

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

Elementos no atiesados (AISC 360–05, Tabla B 4.1):

$$\lambda_{ala} = \frac{B}{e} = 6,84$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,95$$

$$\lambda_{ala} < \lambda_p$$

$$\lambda_{alma} = \frac{H - 2e - 2r}{t} = 14,9$$

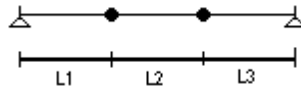
$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108,33$$

$$\lambda_{alma} < \lambda_p$$

- Por lo tanto, la sección es compacta.

LONGITUDES LÍMITE DE PANDEO LATERAL TORSIONAL

L_b : Longitud entre arriostramientos



$$L_b = \frac{L}{N+1} = \frac{450}{3} = 150\text{cm}$$

Longitud crítica de pandeo:

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 104,46\text{cm}$$

Longitud límite de pandeo inelástico

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x \cdot h_0}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot F_y \cdot S_x \cdot h_0}{E \cdot J \cdot c} \right)^2}}$$

Dónde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \Rightarrow r_{ts} = 2,26\text{cm}$$

$$c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$h_0 = H - e = 11,55\text{cm}$$

$$c = 1,17$$

Por lo tanto tenemos que:

$$L_r = 590,016\text{cm}$$

Se tiene: $L_p < L_b < L_r$, para los 2 tramos

Entonces:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

MOMENTOS NOMINALES EJE X-X

Tramo 1 y 3.

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad M_n = M_p = 2530 \cdot 89,9 = 2274,47 \text{ kg} - m$$

- $M_n = 2189,47 \text{ kg} - m$

Pandeo Lateral Torsional: Cb=1

- $M_n = 2189,54 \text{ kg} - m$

Tramo 2 (central).

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad M_n = M_p = 2530 \cdot 89,9 = 2274,47 \text{ kg} - m$$

$$M_n = 2274,47 \text{ kg} - m$$

Pandeo Lateral Torsional: Cb=1

- $M_n = 2189,9 \text{ kg} - m$

Por lo tanto $M_n = 2189,9 \text{ kg} - m$

MOMENTOS NOMINALES EJE Y-Y

Fluencia (Momento Plástico):

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y \leq 1,6 \cdot F_y \cdot S_y$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 33,2 = 839,96 \text{ kg} - cm > 761 \text{ kg} - cm$$

Luego, $M_n = 761 \text{ kg} - cm$

INTERACCIÓN DE ESFUERZOS

Tramo 2 (central).

$$M_{nx} / \Omega = 1311,1 \text{kg} - m$$

$$M_{ux} = 358,8 \text{kg} - m$$

$$M_{ny} / \Omega = 455,7 \text{kg} - m$$

$$M_{uy} = 2,7 \text{kg} - m$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx} / \Omega} + \frac{M_{uy}}{M_{ny} / \Omega} \leq 1$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx} / \Omega} + \frac{M_{uy}}{M_{ny} / \Omega} \leq 1$$

Tramo 1 y 3.

$$M_{nx} / \Omega = 1311,1 \text{kg} - m$$

$$M_{ux} = 318,96 \text{kg} - m$$

$$M_{ny} / \Omega = 455,7 \text{kg} - m$$

$$M_{uy} = 10,76 \text{kg} - m$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx} / \Omega} + \frac{M_{uy}}{M_{ny} / \Omega} \leq 1$$

Tramos	Interacción de esfuerzos	< 1
central	0,28	Ok
1 y 3	0,26	Ok

VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{120} = \frac{450}{120} = 3,75cm$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0,49cm$$

Por lo tanto:

$$\Delta_{adm} > \Delta_{max} \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.5) PROGRAMACIÓN Y PRESUPUESTO

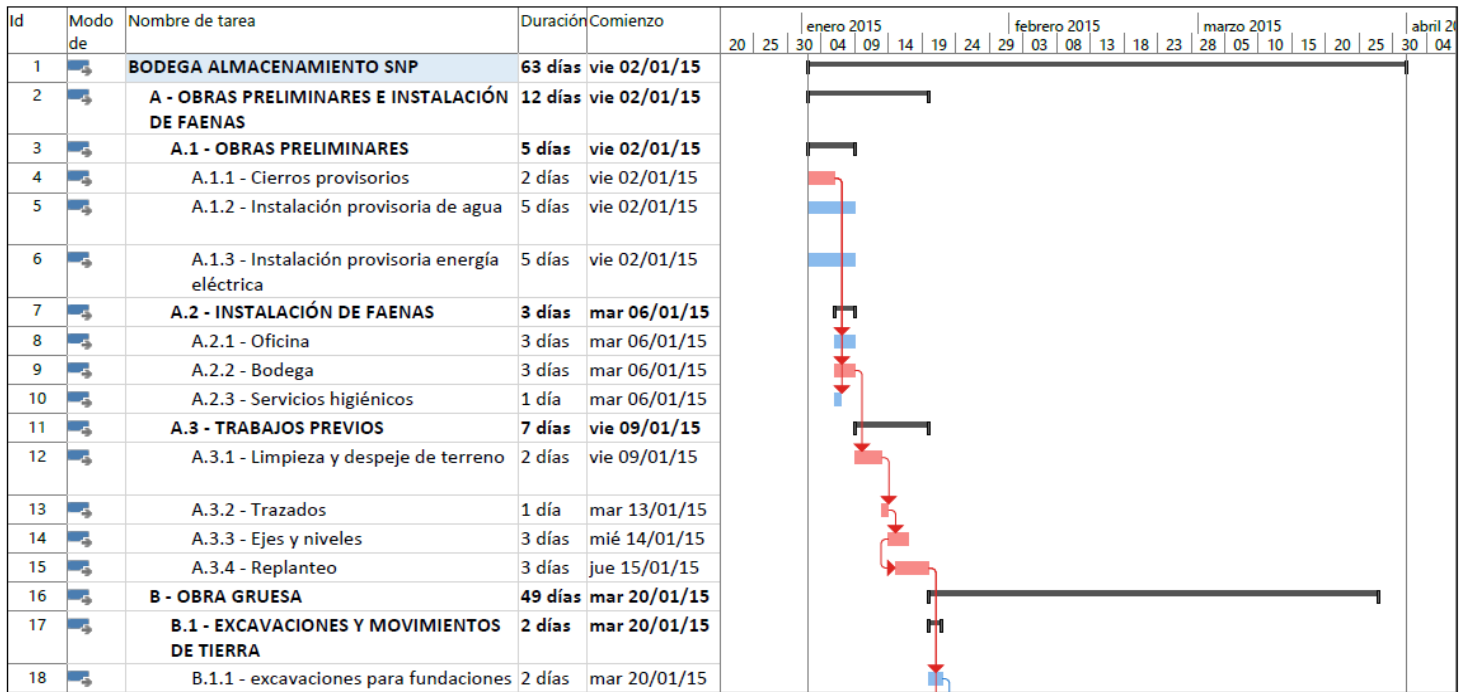
En el presente capítulo detallaremos la programación y los costos asociados a la construcción del galpón de estructuras metálicas. El cual se puede entender como la elaboración de un diagrama en el que se esquematizan todas las actividades en las que se divide el proyecto, especificando el tipo de relación entre una y otra, como también su duración y el tiempo estimado para la terminación del proyecto.

Se utilizó el software “Microsoft Project”, el cual puede utilizarse para:

- Presentar una descripción gráfica de las actividades del proyecto.
- Planificar actividades del proyecto.
- Establecer la trayectoria o ruta crítica.
- Coordinar y manejar las actividades del proyecto.
- Supervisar el avance de las actividades del proyecto, etc.

A continuación, se muestra el diagrama de Gantt:

Proyecto: Bodega Almacenamiento Fecha: mar 25/07/17	Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
	División		Tarea manual		Hito externo	
	Hito		solo duración		Fecha límite	
	Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
	Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
	Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
	Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	



Id	Modo de	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	enero 2015					febrero 2015					marzo 2015					abril 2015			
					20	25	30	04	09	14	19	24	29	03	08	13	18	23	28	05	10	15	20
19		B.2 - RELLENOS	2 días	jue 22/01/15																			
20		B.2.1 - Relleno estructural (estabilizado)	2 días	jue 22/01/15																			
21		B.2.2 - Extracción de escombros y excedentes	1 día	vie 23/01/15																			
22		B.3 - FUNDACIONES	10 días	mar 20/01/15																			
23		B.3.1 - Emplantillado	1 día	lun 26/01/15																			
24		B.3.2 - Corte y doblado de fierro	5 días	mar 20/01/15																			
25		B.3.3 - Enfierraduras	2 días	vie 23/01/15																			
26		B.3.4 - Retiro de excedentes	1 día	lun 26/01/15																			
27		B.3.5 - Moldajes	4 días	mar 27/01/15																			
28		B.3.6 - Instalación Pernos de anclaje y placa base	1 día	mar 27/01/15																			
29		B.3.7 - Hormigón	1 día	mié 28/01/15																			
30		B.3.8 - Descimbre	1 día	vie 30/01/15																			
31		B.3.9 - Rellenos compactados	1 día	lun 02/02/15																			
32		B.4 - BASES DE PAVIMENTOS	6 días	mar 03/02/15																			
33		B.4.1 - Excavaciones	1 día	mar 03/02/15																			
34		B.4.2 - Compactación de sello	1 día	mié 04/02/15																			
35		B.4.3 - Base estabilizada	1 día	jue 05/02/15																			
36		B.4.4 - Polietileno	1 día	jue 05/02/15																			
37		B.4.5 - Instalación de moldajes	2 días	jue 05/02/15																			
38		B.4.6 - Malla ACMA	1 día	lun 09/02/15																			
39		B.4.7 - Hormigón radier	1 día	mar 10/02/15																			
40		B.5 - ESTRUCTURA RESISTENTE	10 días	mié 11/02/15																			
41		B.5.1 - Columnas Tubest 350x200x6x3 GALV.	2 días	mié 11/02/15																			
42		B.5.2 - Vigas Tubest 350x200x6x3 GALV.	2 días	vie 13/02/15																			
43		B.5.3 - Puntales Tubest 250x150x4x3 GALV.	2 días	mar 17/02/15																			
44		B.5.4 - Columnas frontones Tubest 250x150x4x3 GALV.	2 días	jue 19/02/15																			
45		B.5.5 - Arriostramiento techo L 80x80x6 GALV.	2 días	lun 23/02/15																			
46		B.5.6 - Arriostramiento lateral L 100x100x6 GALV.	2 días	lun 23/02/15																			
47		B.6 - REVESTIMIENTOS Y OTROS	23 días	mié 25/02/15																			
48		B.6.1 - Costaneras C 125x50x15x4 GALV.	6 días	mié 25/02/15																			
49		B.6.2 - Colgadores φ 10 mm	5 días	mié 25/02/15																			
50		B.6.3 - Placas gusset GALV. Pernos y Tuercas	4 días	mié 04/03/15																			
51		B.6.4 - Revestimientos PV-6 techo y lateral	10 días	mar 10/03/15																			
52		B.6.5 - Revestimiento PV-6 curva	10 días	mar 10/03/15																			
53		B.6.6 - Portones	2 días	mar 24/03/15																			
54		B.6.7 - Puertas de escape y señalética	2 días	jue 26/03/15																			
55		C - INSTALACIONES	25 días	mié 25/02/15																			
56		C.1 - INSTALACIÓN ELÉCTRICA	24 días	mié 25/02/15																			
57		C.1.1 - Empalmes	24 días	mié 25/02/15																			
58		C.1.2 - Red Interior	24 días	mié 25/02/15																			
59		C.2 - SISTEMAS DE VENTILACIÓN	2 días	lun 30/03/15																			
60		C.2.1 - Extractor	2 días	lun 30/03/15																			
61		C.2.2 - Bastidor	2 días	lun 30/03/15																			
62		D - ASEO Y ENTREGA	2 días	lun 30/03/15																			
63		D.1 - Aseo general de la obra y entrega	2 días	lun 30/03/15																			

En el diagrama de Gantt mostrado se aprecian las tareas críticas en barras rojas, las otras tareas en azul y las líneas negras representan el resumen de la tarea principal. También se puede observar el nombre de las tareas, la duración de cada tarea y el comienzo de ésta. Además, las flechas, ya sean azules o rojas representan las precedencias entre las actividades siendo las rojas las que representan la ruta crítica.

Todos los procesos de construcción se dividen en varios subprocesos u operaciones, donde cada uno puede ejecutarse por diferentes combinaciones de: métodos de construcción, equipo, capacidad de trabajo de cuadrillas y horas de trabajo, presentándose en forma imprescindible en todas estas combinaciones los factores costo y tiempo.

Presupuesto:

Se realizó el cálculo de los gastos generales de la obra (Tabla 3.11), leyes sociales (Tabla 3.12), y el análisis de precio unitario con el propósito de estimar el presupuesto de la obra (Tabla 3.13).

Algunos de los valores indicados son aproximados o valores promedios debido a la variación de precio de algunas de las materias primas en el tiempo. El presupuesto total de ejecución de la solución adoptada es de USD \$ 272,983, de acuerdo a la situación actual del mercado con un tiempo de construcción de 63 días hábiles (desde el viernes 02/01/15 hasta el martes 31/03/15), la programación general de la obra se puede ver en el diagrama Gantt, el detalle se puede ver en Anexo C.

Tabla 3.11: Gastos Generales de la obra

GASTOS GENERALES						
ITEM	UNIDAD	PRECIO		CANTIDAD		COSTO
PREVENCIONISTA	mes	\$ 1,200,000	mes	5	mes	\$ 6,000,000
PLANOS	gl	\$ 1,000,000	un	1	un	\$ 1,000,000
GASTOS OFICINA	mes	\$ 300,000	mes	5	mes	\$ 1,500,000
TELECOMUNICACIONES	mes	\$ 200,000	mes	5	mes	\$ 1,000,000
ELECTRICIDAD OFICINA	mes	\$ 70,000	mes	5	mes	\$ 350,000
AGUA	mes	\$ 30,000	mes	5	mes	\$ 150,000
CARRETILLAS	U	\$ 25,000	U	5	U	\$ 125,000
PALAS	U	\$ 13,000	U	5	U	\$ 65,000
ESPATULA	U	\$ 1,500	U	5	U	\$ 7,500
TOTAL \$						\$ 10,197,500

Tabla 3.12: Leyes sociales

LEYES SOCIALES			
		MONTO \$	COSTO ANUAL \$
DIAS LLUVIA	30 DIAS	\$ 42,000	\$ 1,260,000
LICENCIAS MEDICAS	9 DIAS	\$ 42,000	\$ 378,000
ARTICULOS DE SEGURIDAD (entregados cada 6 meses)	6 GUANTES	\$ 10,000	\$ 20,000
	2 ANTIPARRAS	\$ 12,000	\$ 24,000
	ZAPATO SEGURIDAD	\$ 60,000	\$ 120,000
	CHALECO REFLECTANTE	\$ 3,500	\$ 7,000
	CASCOS	\$ 4,800	\$ 9,600
	2 BLOQUEADOR SOLAR	\$ 9,000	\$ 18,000
AGUINALDOS	SEMANA SANTA	\$ 60,000	\$ 60,000
	1 DE MAYO	\$ 20,000	\$ 20,000
	FIESTAS PATRIAS	\$ 80,000	\$ 80,000
	NAVIDAD	\$ 120,000	\$ 120,000
	AÑO NUEVO	\$ 60,000	\$ 60,000
BONOS	ESCOLARIDAD	\$ 100,000	\$ 100,000
	SEGURO DENTAL	\$ 180,000	\$ 180,000
	MOVILIZACION	\$ 180,000	\$ 180,000
	ANTIGÜEDAD	\$ 60,000	\$ 60,000
	TERMINO DE FAENA	\$ 120,000	\$ 120,000
	SEGURO CONTRA ACCIDENTE	\$ 25,000	\$ 25,000
		TOTAL	\$ 2,841,600
		SP.	\$ 1,080,000
		SPA.	\$ 12,960,000
		% L.S.	22%

Tabla 3.13: Presupuesto de la obra

Itemizado					
Ítem	Nombre	UN	P.U	CANT.	TOTAL
	Obras Previas				
1	Instalación de faenas	gl	\$ 3,457,862	1	\$ 3,457,862
	Fundaciones				
2	Limpieza y despeje de terreno	m2	\$ 253	720	\$ 182,040
3	Trazado, niveles y replanteo	ml	\$ 1,691	438	\$ 740,645
4	Excavaciones	m3	\$ 399	110	\$ 43,923
5	Compactación de sello	m2	\$ 85	68	\$ 5,750
6	Extracción de escombros y excedentes	m3	\$ 399	110	\$ 43,890
7	Emplantillado	m2	\$ 2,586	68	\$ 175,815
8	Moldajes fundaciones	m2	\$ 10,868	76	\$ 820,534
9	Enfierradura fundaciones	kg	\$ 2,310	2,674	\$ 6,176,854
10	Hormigonado fundaciones	m3	\$ 51,710	17	\$ 879,077
11	Modaje pedestales	m2	\$ 10,868	28	\$ 304,304
12	Pernos de anclaje	un	\$ 4,000	68	\$ 272,000
13	Hormigón pedestales	m3	\$ 51,710	4	\$ 206,842
14	Placa base	un	\$ 25,152	17	\$ 427,584
	Pavimento				
15	Excavaciones	m3	\$ 700	360	\$ 252,000
16	Compactación de sello	m2	\$ 85	720	\$ 60,880
17	Base estabilizada	m2	\$ 12,000	720	\$ 8,640,000
18	Instalación de moldajes	m2	\$ 10,868	58	\$ 630,344
19	Hormigón radier	m3	\$ 51,710	108	\$ 5,584,723
20	Malla central en radier	m2	\$ 1,400	720	\$ 1,008,000
	Estructura y revestimientos				
21	Columnas Tubest 350x200x6x3 GALV.	kg	\$ 3,240	5,152	\$ 16,693,510
22	Vigas Tubest 350x200x6x3 GALV.	kg	\$ 3,240	8,586	\$ 27,820,357
23	Puntales Tubest 250x150x4x3 GALV.	kg	\$ 3,240	2,621	\$ 8,492,564
24	Columnas frontones Tubest 250x150x4x3 GALV.	kg	\$ 3,240	1,202	\$ 3,894,720
25	Arriostramiento techo L 80x80x6 GALV.	kg	\$ 3,240	1,107	\$ 3,588,197
26	Arriostramiento lateral L 100x100x6 GALV.	kg	\$ 3,240	930	\$ 3,013,386
27	Costaneras C 125x50x15x4 GALV.	kg	\$ 3,240	8,130	\$ 26,342,826
28	Pernos y tuercas	gl	\$ 1,845,000	1	\$ 1,845,000
29	Colgadores ϕ 10 mm	kg	\$ 1,600	310	\$ 496,000
30	Placas gusset GALV.	gl	\$ 3,500,000	1	\$ 3,500,000
31	Portones	un	\$ 1,920,000	2	\$ 3,840,000
32	Revestimientos PV-6 techo y lateral	m2	\$ 6,196	2,362	\$ 14,632,474
33	Revestimiento PV-6 curva	ml	\$ 6,196	80	\$ 495,680
34	Puertas de escape y señalética	un	\$ 350,000	2	\$ 700,000
	Sistema de ventilación				

35	Extractor	ml	\$ 31,724	40	\$ 1,268,960
36	Bastidor	m2	\$ 24,446	40	\$ 977,840
37	Aseo general	gl	\$ 56,000	1	\$ 56,000
Total Costo directo					\$ 147,570,583
GG					\$ 10,197,500
Utilidades (10 %)					\$ 14,757,058
Total CLP					\$ 172,525,141
Total USD					\$ 272,983

Dentro de lo que es la gestión de obras, disponemos de algunas herramientas que nos permiten conocer el estado o la situación de diversos factores de la misma, en relación a la previsión inicial. Estos factores pueden ser de tipo cronológico, financiero o de cualquier otro. Una herramienta que nos puede ayudar a conocer, controlar y, por lo tanto, aplicar las correcciones necesarias, es la curva de avance o curva “S”. Esta curva representa en un proyecto, el avance previsto o planificado, el cual puede posteriormente utilizarse para la comparación con el avance real del proyecto en un periodo acumulado hasta la fecha y así poder realizar correcciones y/o modificaciones para lograr la fecha estimada. A continuación, se muestra una curva de avance de obra:

Gráfica diagrama curva S

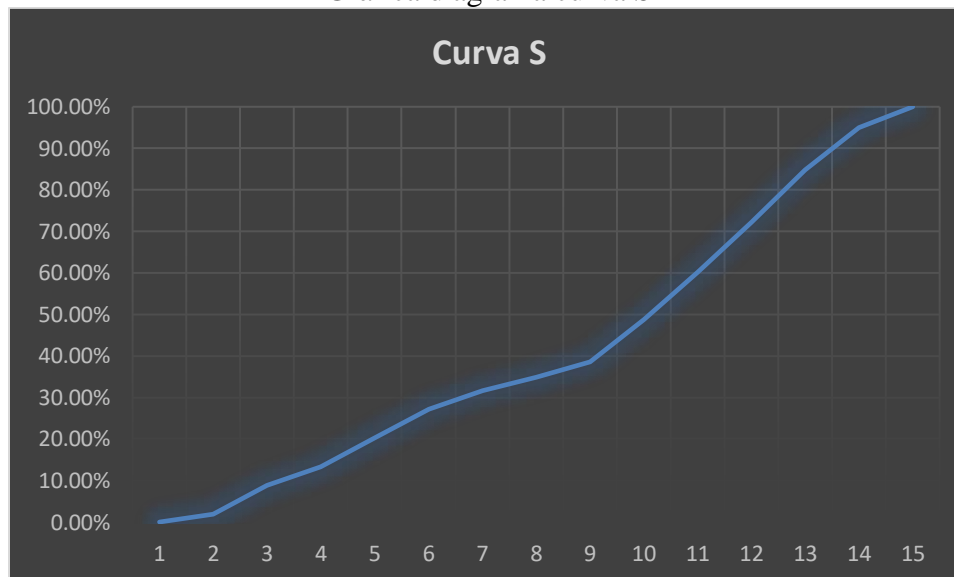


Figura 3.2.1, Curva S.

En la figura 3.2.1. Se muestra el avance de la obra en porcentajes por semana, donde se puede apreciar un avance más rápido a partir de la semana 9 disminuyendo en la semana 14 y también se puede estimar la duración de la obra en 15 semanas entre otros datos.

CAPÍTULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Es totalmente factible la construcción del galpón, ya que el diseño final elegido satisface los requerimientos técnicos y de especificación conforme a normativa chilena, para ello se verificó los elementos estructurales a resistencia y deformaciones sometidos a estados de cargas de cargas permanentes, sobrecargas y eventuales, con las respectivas combinaciones de cargas.

El empleo de estructuras en acero del tipo industrial posee grandes ventajas sobre otros materiales que hace que las estructuras metálicas lideren la construcción de naves industriales, ya que es un material homogéneo y pueden recibir grandes esfuerzos antes de producir el fallo definitivo, además las estructuras metálicas se construyen en forma rápida, ya que pueden prefabricarse en taller y al montarse en obra tienen resistencia completa en forma inmediata.

Debido a que la estructura es hiperestática, el uso de programa de elementos finitos fue un gran apoyo para la obtención de los esfuerzos internos de la estructura y su posterior diseño, además de la obtención de su deformada.

De los resultados obtenidos en el cálculo estructural, podemos concluir que todos los perfiles cumplen las condiciones límite conforme a normativa de resistencia y rigidez.

La aplicación adecuada de técnicas de planificación y control es fundamental para llevar a cabo un proyecto. Estas técnicas tienen una gran importancia en cómo y dónde se invierten los recursos, como también el tiempo de la obra para así llegar al objetivo deseado. Por lo que la solución adoptada ha sido optimizada desde el punto de vista del coste y de la funcionalidad estructural.

El tiempo de ejecución de la obra corresponde a 63 días hábiles, según el diagrama de Gantt mostrado en el capítulo 3.

CAPÍTULO 5. REFERENCIAS

- NCh 1537. Of86 Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCh 432.Of71 Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.
- NCh 433.Of96 Diseño sísmico de edificios.
- ICHA - MANUAL DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

ANEXO A: Bases de Cálculo

El método ASD junto con las bases de cálculo, se encuentran detallados en archivo Microsoft Word adjunto en CD-ROM que acompaña el documento.

ANEXO B: Planos

Los planos de arquitectura y emplazamiento, planos de diseño, planos de fabricación, planos de fundaciones y de montaje, se encuentran adjunto en CD-ROM que acompaña el documento.

ANEXO C: Programación de la Obra

La planificación y programación de la obra, se encuentran detallados en archivo de Microsoft Project adjunto en CD-ROM que acompaña el documento.