

## **1. ANTECEDENTES**

### **1.1 El problema**

#### **1.1.1. Planteamiento**

La comunidad de Carachimayo actualmente no cuenta con una infraestructura apta para poder capacitar a sus comunarios en la derivación de sus productos agrícolas, como así también un lugar donde poder llevar a cabo sus reuniones. En la actualidad esta cede se encuentra con dos ambientes de muros de adobe y cubierta de teja en muy malas condiciones que se las utiliza para guardar algunas herramientas de la comunidad. Es por ello que los comunarios no pueden tener apoyo de profesionales especializados para una capacitación adecuada de cómo poder hacer uso de sus productos agrícolas que no salen al mercado.

Es de esta forma que se puede identificar a las variables más importantes que asen parte de este problema, estas son:

- Falta de producción de alimentos.
- Comunarios si capacitación técnica.
- Estructura inadecuada para la producción de alimentos y artesanías.

En base a estas variables se encuentra el problema en cuestión. Entre las alternativas más principales tenemos las siguientes:

- Construcción de un centro productivo comunal.
- Remodelación y reparación.

#### **1.1.2. Formulación**

Para dar solución al presente problema de la comunidad (Carachimayo) se planteamos dos alternativas de solución.

La solución de remodelación y reparación no se cree muy viable por la razón de que los ambientes actuales no son muy amplios y se encuentran en muy mal estado por la clase de materiales por lo que están constituidos estos ambientes.

Esto nos da lugar a tener en cuenta como la más viable, la alternativa de construir una nueva estructura para el centro productivo comunal con toda la comodidad para el desempeño del objetivo, que se encuentra en Carachimayo sud.

### **1.1.3. Sistematización**

La estructura a diseñar comprende de los siguientes elementos:

Las fundaciones, por el buen suelo que se da en el lugar del proyecto serán zapatas aisladas a una profundidad de -3 m., las columnas serán de sección rectangular y cuadradas.

Las vigas serán de sección rectangular, donde descansaran las losas reticulares.

## **1.2. Objetivos**

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

### **1.2.1. General**

Diseñar la estructura de sustentación del centro productivo comunal a ser construido en la comunidad de Carachimayo, con elementos de H°A°.

### **1.2.2. Específicos**

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Definir las normativas de construcción con las que se realizara el diseño estructural.
- Realizar el estudio de suelos en el lugar de emplazamiento.
- Realizar el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento.
- Diseñar los elementos de fundación.
- Diseñar la estructura a porticada de H° A°.
- Diseñar los entresijos y cubierta de losa reticular.
- Estimar el costo económico y tiempo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.
- Diseñar una cubierta de calamina ondulada, con estructura metálica y aislamiento térmico de poliuretano y comparar el costo con una cubierta de losa reticular.

## **1.3. Justificación**

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

### **1.3.1. Académica**

Profundizar y poner en práctica los conocimientos adquiridos en el diseño de estructuras como ser: Diseño estructural de cubiertas (cerchas metálicas), diseño de estructuras de hormigón armado (Vigas, losas de entrepiso, Columnas y Zapatas aisladas o loza de fundación).

Además plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

### **1.3.2. Técnica**

El lugar de construcción del edificio municipal de seguridad ciudadana, cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obras, afirmación que se hace en base a la información tanto topográfica como geológica y estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra.

### **1.3.3. Social- Institucional**

Con la realización del presente proyecto se pretende resolver el problema del estancamiento en el desarrollo productivo de la comunidad (Carachimayo) por la falta de un centro productivo para los comunarios, logrando así una solución justificable por lo siguiente:

Bajos rendimientos y falta de apoyo en la producción tanto de artesanías como de productos alimenticios en la comunidad de Carachimayo.

Debido a la falta de un centro productivo existe la ausencia de capacitación destinada a la elaboración y producción en la comunidad de Carachimayo.

Con el desarrollo de este proyecto se beneficiaran 540 personas entre hombres y mujeres.

## **1.4. Alcance del proyecto**

El alcance del proyecto será:

El diseño de las fundaciones, la estructura a porticada (vigas y columnas) y losas reticulares.

Como también se realizara un presupuesto económico y el tiempo estimado de ejecución del proyecto.

Por último como aportes del estudiante lo que se describe en el apartado 1.4.3.

#### **1.4.1. Resultados a lograr**

Se incorporaran en la propuesta de proyecto de ingeniería civil los siguientes resultados que se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de San Lorenzo.
- Levantamiento Topográfico: Se realizara el levantamiento de la topografía del terreno, para poder hacer el diseño correspondiente de la estructura nueva.
- Estudio de suelos: para el diseño estructuras, se hace un estudio de suelos estratificado para determinar la capacidad máxima de carga que acepta el terreno, la cual debe ser suficiente para soportar el peso propio de la estructura.  
Además con la capacidad portante, diseñar las fundaciones, la profundidad a la cual van a estar ubicadas, este estudio será realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. a base de muestras tomadas en el lugar de emplazamiento.
- Diseño y cálculo estructural del edificio centro productivo (Estructura de sustentación de la cubierta, estructura de sustentación de la edificación e infraestructura).
- Análisis económico entre una cubierta con calamina común con aislamiento térmico de poliuretano con cerchas metálicas y una cubierta de losa casetonada.
- Planos estructurales a detalle del cálculo de la construcción.
- Elaboración del informe del proyecto.
- Estudios que sean necesarios para realizar el cálculo estructural con éxito.

#### **1.4.2. Restricciones del proyecto**

En el presente proyecto a desarrollarse, no se realizara el cálculo ni presupuesto de instalaciones (eléctricas, sanitario y gas.), siendo así, solo se realizara un cálculo aproximado que se incorpora al presupuesto general de la obra, en función a precios referenciales.

Solo se realizara las especificaciones técnicas de la obra gruesa.

### 1.4.3. Aporte académico

Se realizara un análisis económico entre una cubierta con losa reticular con una cubierta de estructura metálica con calamina ondulada y aislamiento térmico de poliuretano.

### 1.5. Localización

La infraestructura del centro productivo que se construirá se encuentra en el distrito quinto (Eustaquio Méndez), en la comunidad de Bordo Carachimayo, en el municipio de San Lorenzo, provincia Méndez, del departamento de Tarija.

El lugar de emplazamiento (bordo Carachimayo) se encuentra a 7,1 Km de san Lorenzo. Limita al norte con Carachimayo Centro, al sud con Lajas la Merced, al este con Sella Méndez y al oeste con Alto de Lajas.

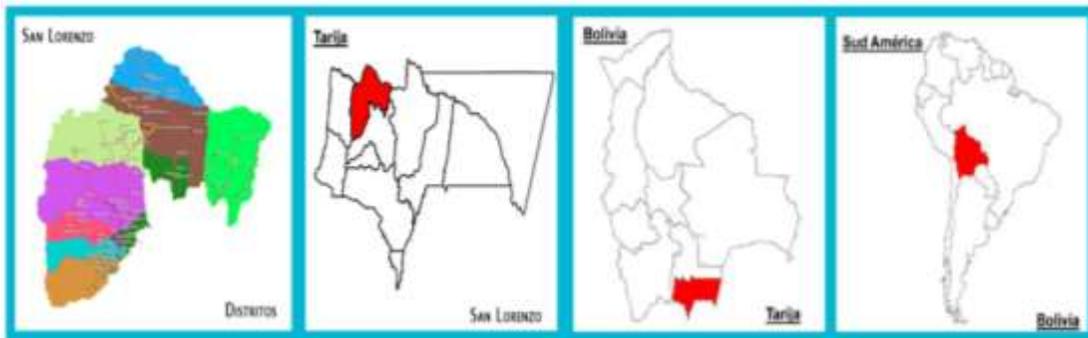
Las coordenadas de su ubicación se muestran en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 1Coordenadas del lugar de emplazamiento

<b>Latitud S</b>	<b>Longitud W</b>	<b>Altitud</b>
20° 55´ 52”	64° 42´09”	2078

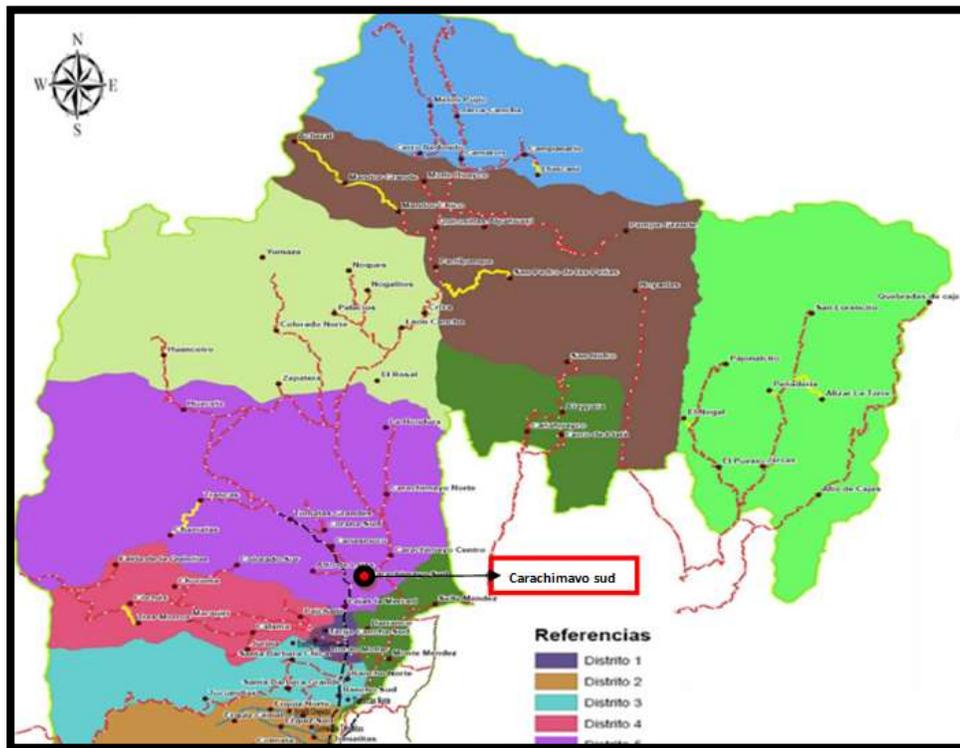
FUENTE: Elaboración propia

GRÁFICO N° 1 Ubicación geográfica



FUENTE: Asociación de municipios del departamento de Tarja

GRÁFICO N° 2 Ubicación geográfica



FUENTE: Asociación de municipios del departamento de Tarja

## **2.- MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Levantamiento topográfico**

Es el conjunto de procedimientos para determinar la posición de puntos sobre la superficie terrestre, por medio de los tres elementos del espacio (longitudes “x, y”, altitudes “z”), que representan una determinada área, para posteriormente representarlos gráficamente en un plano a escala determinada.

### **2.2. Estudio de suelos**

Cuando se trata de edificaciones, con el estudio de suelo se determina la capacidad máxima de carga que acepta el terreno y si es suficiente por la sobrecarga del edificio. Esto se lo realizara mediante un ensayo del suelo "en situ" utilizando el equipo de SPT (penetrometro dinámico estándar). Este ensayo permite determinar la densidad relativa del suelo.

Una vez realizado el ensayo en campo se procede al ensayo en laboratorio:

- Sacar su contenido de humedad de la muestra extraída, para determinar su condición saturada.
- Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTRBERG, para determinar su clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.
- Se realiza la metodología de cálculo.

Se tiene que normalizar el número de golpes y eso se realiza mediante Bowles. Una vez realizada la corrección, con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar en los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicara de inmediato los valores de capacidad de carga admisible.

### **2.3. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y lo funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, este, se lo realiza por medio de una representación grafica a escala en planos arquitectónico, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

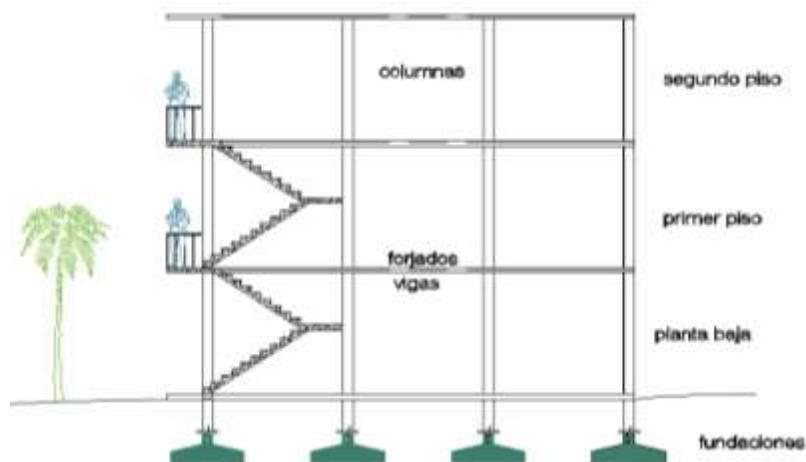
## 2.4. Idealización de la estructura

La idealización de la estructura se realiza de acuerdo al plano arquitectónico, estudio de suelos, topografía del terreno y criterio del ingeniero, para plantear la forma de la estructura de sustentación de la cubierta, edificación y fundación.

### 2.4.2. Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos. Los pórticos de la estructura están compuestos por columnas de sección cuadrada, rectangular y circular, con vigas de sección rectangular y las losas serán forjados reticulares.

GRÁFICO N° 3 Idealización de la edificación

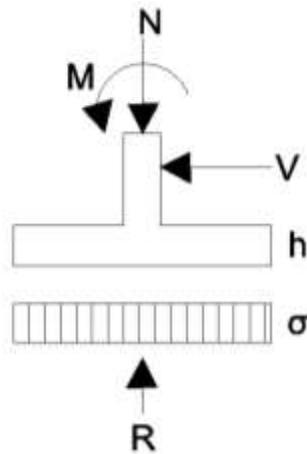


### 2.4.3. Fundaciones.

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas, debido a la magnitud de la obra, como así también el tipo de suelo es bueno para soportar las cargas.

En las zapatas de base cuadradas la armadura se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

GRÁFICO N° 4 Idealización de la fundación



## 2.5. Diseño estructural (normas, métodos, análisis de cargas, etc.)

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo las normas de construcción bolivianas CBH-87 para el hormigón armado; ANSI/AISC 360–10 (LRFD) para la estructura metálica de la cubierta; para la aplicación de poliuretano se empleara la norma UNE-12865:2003; sin embargo, para el análisis de carga del viento se tomara en cuenta las recomendaciones del reglamento argentino CIRSOC 102-1 (centro de investigación de los reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles) porque se adecua mejor a nuestra realidad climatológica al encontrarse cerca a nuestro país.

Guiándose en la teoría de aplicación de la norma boliviana (CBH) se señala:

Que se hará empleo del programa estructural Cypecad-version 2014 el mismo que si contempla en su diseño la norma boliviana.

### 2.5.2. Estructura de H° A°

#### 2.5.2.1. Cargas y combinación de carga para la estructura de H° A°

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se consideran las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso,

resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{HIPOTESIS I} \quad \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

$$\text{HIPOTESIS II} \quad 0,9 (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q) + 0,9 * \gamma_{fq} * W$$

Donde:

G= valor característico de las cargas permanentes, mas las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q= valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno, mas las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas

W= valor característico de la carga del viento.

$\gamma_{fg}$ = coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomara  $\gamma_{fg}=\gamma_f$  aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomara el valor ponderado  $\gamma_{fg}=0,9$ .

$\gamma_{fq}$ = coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomara  $\gamma_{fq}=\gamma_f$  y si el efecto es favorable se tomara  $\gamma_{fq} = 0$ .

$\gamma_f$ = coeficiente de ponderación que define el proyectista de acuerdo con su criterio, para los estados limites últimos no deberán ser menor que  $\gamma_f = 1,25$  pero si mayor.

Los coeficientes de ponderación  $\gamma$ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$  si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,5$  si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$  si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,6$  si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

Los siguientes cuadros presentan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y función que cumple la misma.

CUADRO N° 2 Cargas permanentes.

<b>Materiales</b>		<b>Peso específico (KN/m<sup>3</sup>)</b>
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	<b>Ladrillos con huecos</b>	<b>13</b>
	Ladrillo macizo	18
	Teja colonial	0,50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
		21
	Argamasa de arena y cemento	12,50
	Argamasa de yeso	23
	Hormigón simple	25
diversos	Alquitrán	12
	vidrio plano	26

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

CUADRO N° 3 Cargas accidentales.

<b>Lugar</b>		<b>Carga</b>
Voladizos, balcones	Vertical en su borde	2 KN/m
	Horizontal en el pasa manos	0,8 KN/m
Edificios residenciales	Dormitorios, salas, cocinas	1,5 – 2 KN/m <sup>2</sup>
Escaleras	Con acceso al publico	3 KN/m <sup>2</sup>
	Sin acceso al publico	2,5 KN/m <sup>2</sup>
colegios	Salas de clases	3 KN/m <sup>2</sup>
	Otras salas	2 KN/m <sup>2</sup>
hospitales		2 – 3 KN/m <sup>2</sup>
terrazas	Con acceso al publico	2 KN/m <sup>2</sup>
	Sin acceso al publico	3 KN/m <sup>2</sup>

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

CUADRO N° 4 Sobrecargas de uso.

Uso de elementos	sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )
<b>B. viviendas</b>	
Habitaciones de viviendas económicas	1,50
Habitaciones en otro caso	2,00
Escaleras y accesos públicos	3,00
Balcones volados	Según art 3,5
<b>D. oficinas y comercios</b>	
Locales privados	2,00
oficinas públicas, tiendas	3,00
galerías comerciales, escaleras y accesos	4,00
locales de almacén	Según su uso
balcones volados	Según art 3,5
<b>E. edificios docentes</b>	
Aulas, despachos y comedores	3,00
Escaleras y accesos	4,00
balcones volados	Según art 3,5
<b>F. iglesias, edificios de reuniones y de espectáculos</b>	
Locales asientos fijos	<b>3,00</b>
Locales sin asiento, tribunas y escaleras	<b>5,00</b>
balcones volados	Según art 3,5
<b>G. calzadas y garajes</b>	
Solo automóviles de turismo	4,00
camiones	10,00

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 12 edición

### 2.5.2.2. Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas

CUADRO N° 5 Coeficiente de minoración

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	corrección
acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		intenso	-0,05
hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido	+0,2
		Normal	0
		intenso	-0,1

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

CUADRO N° 6 Coeficiente de mayoracion

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		corrección
$\gamma_s = 1,6$	Nivel de control de ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		intenso	-0,10
	Daño posible en caso de accidentes	Reducido	-0,10
		Normal	1
		intenso	+0,20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

### 2.5.2.3. Losa casetonada de H° A°

**Condiciones geométrica de la losa nervada:** la instrucción española establece que

- **Los nervios:** son los elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función al diseño estructural, la separación máxima de 100 cm y el ancho del nervio de 10 cm y 15 cm (art. 37.2.4).
- **Capa de compresión:** no deberá ser inferior a 5 cm y colocar armadura de reparto en malla.
- **Canto de la losa:** el canto optimo de la losa aligerada deberá disponer de un canto total de espesor constante no inferior a  $L/28$ , siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes (art. 56.2)

Limitaciones de la losa nervada:

$$b_{\min} \geq 100\text{mm} \quad h \geq 3,5 \quad b_{\min} \leq 800\text{mm}$$

El espesor de la losa de hormigón (capa de compresión) debe ser:

$$h_f \geq 5 \text{ cm}$$

#### - Dimensionamiento de la sección del nervio en T o L

Las expresiones han verificado que las vigas se encuentran íntimamente ligadas a las losas arrastran en su deformación una parte de esta. De esta forma la sección de la viga no será rectangular sino en forma T o L.

### Determinación de la armadura

$$A_s = 0,85 * b * d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * f_{cd} * d^2}} \right)$$

### Determinación de la armadura mínima

En losas nervadas la cuantía mínima se calcula con la siguiente expresión:

$$\varphi_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad A_{\min} = \varphi_{\min} * b * d$$

### Verificación de la resistencia al cortante

De acuerdo a la experimentación que se basa la teoría (teoría de las líneas de rotura) cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniformemente distribuida que actúa en toda su superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

En un metro de losa se dispone de dos nervios de b cm de ancho (ancho total =2\*b cm), por lo que el esfuerzo cortante último es:

$$v_u = \frac{V_u}{\emptyset b d}$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$V_c = 0,5 * \sqrt{f_{ck}} \quad V_u < V_c$$

Cuando la sección transversal no es suficiente para resistir las fuerzas cortantes se dispondrá de armadura transversal, y se calculara igual que una viga.

#### 2.5.2.4. Vigas de H° A°

##### Cálculo a flexión simple

$$M_d = M * \gamma_s \quad \mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Calcular el valor de  $\mu_{\lim}$  del formulario de la norma boliviana del hormigón.

Si  $\mu_{\lim} > \mu_d$  no necesita armadura de compresión

Si  $\mu_{\lim} \leq \mu_d$  necesita armadura de compresión.

## Cálculo de armadura a tracción y compresión

Con el valor del momento reducido, se obtiene la cuantía mecánica de armadura.

Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

$$A_s = w * bw * d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

W= cuantía mecánica de armadura

As= área de la armadura de acero.

Calcular la armadura mínima

$A_s = w * bw * h$  Esta ecuación es solo para sección rectangular

Determinar la cuantía mecánica para armadura a tracción y compresión

$$\zeta = \frac{r}{d} \quad ; \quad w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d \text{ lim}}}{1 - \zeta} \quad ; \quad w_{s1} = w_{\text{lim}} + w_{s2}$$

Donde:

Wlim = valor obtenido del formulario de hormigón armado

Ws1 = cuantía mecánica para armadura a tracción

Ws2 = cuantía mecánica para armadura a compresión

$\zeta$  = relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = recubrimiento geométrico

Determinación de la armadura de tracción y compresión.

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As1 = área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

As2= área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

Calculo de la armadura mínima, el valor de  $\mu$  se obtiene de tablas.

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * bw * h$$

## Diseño por corte

Para el cálculo de esfuerzo cortante, Jiménez Montoya dice: en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de resistencia de materiales.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

Donde:

$\tau$  = esfuerzo cortante

V=cortante en la sección que estamos verificando

m= momento elástico en la sección que estamos verificando la tensión de cizallamiento.

b= ancho de la pieza donde estamos verificando la tensión de cizallamiento.

I= momento de inercia respecto al centro de gravedad de la pieza en la dirección que estamos diseñando.

## Cálculo de la armadura transversal

El hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d \quad V_{cu} = f_{cv} * bw * d \quad f_{cv} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}(\text{kg/cm}^2)}$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_{cu} \geq V_d \quad V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplicado por t.

$$A_{st} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 4000kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.5.2.5. Columnas de H° A°

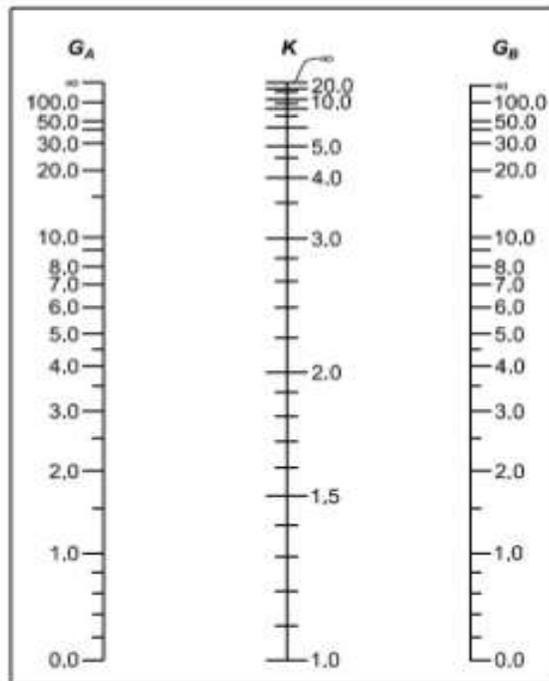
Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular. La armadura está constituida por barras longitudinales que son éstas las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta. Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación.

$$l_0 = k * l \quad (k \text{ se obtiene entrando con } \psi)$$

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{I}\right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{I}\right) \text{ de todas las vigas}} ; (\text{igual para } \psi_B)$$

GRÁFICO N° 5 Coeficiente de pandeo (con desplazamiento lateral)



FUENTE: Norma boliviana

### Columnas cortas y largas

Las Columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente.

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga. La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{esbeltez mecanica}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{k \cdot l}{h} \leq 10 \quad \text{esbeltez geometrica}$$

### **Compresión simple**

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

### **Excentricidad mínima de cálculo**

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \left\{ \frac{h}{20} \quad \text{o} \quad \frac{b}{20} \quad 2\text{cm} \right\}$$

### **Resistencia del hormigón**

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de

prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

### Excentricidad de primer orden

$$e_o = \frac{M}{Nd}$$

**Excentricidad ficticia.-** para piezas de sección rectangular viene dado por:

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{c + 20 * e_o}{c + 10 * e_o} * \frac{l_o^2}{h} * 10^{-4}$$

C= dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

### Excentricidad total

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

### Armadura longitudinal

#### Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial

En caso de secciones rectangulares con armadura simétrica y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

$$\gamma_m * Nd = 0,85 * f_{cd} * b * h + A_s * f_{yd} \quad \gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m * Nd - 0,85 * f_{cd} * b * h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

$$A_s = 0,008 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

### Armadura transversal

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:

$s \leq b$  o  $h$  (menor dimencion de la pieza)

$s \leq 15 * \phi$  de la armadura longitudinal

El diámetro del estribo ser:

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \text{ o } 6\text{mm}$$

### 2.5.2.6. Zapatas de H° A°

#### Zapatas aisladas dimensionamiento

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (Mx), Momento en el eje y (My), Cortante en el eje x (Vx), Cortante en el eje y (Vy), Carga vertical que llega a la zapata (N).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga N.  $P.P_{\text{zapata}} = 0,05 \cdot N$

Para estimar las dimensiones  $a$  y  $b$  de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de  $a$  y  $b$ , estos deben ser valores constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el  $\sigma_{min} \geq 0$

Armadura a flexión:

$$\rho_{max} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}} \right)$$

$$A_s = \rho b d \quad A_{smín} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} * b_w * d$$

Revisión por corte:

$$V_U \leq \phi V_C \quad V_C = 0,53 * B * d \sqrt{f'_c} \quad V_U = q_u \left( \frac{B-C}{2} - d \right) L \quad \phi = 0,85$$

Cortante por penetración:

$$V_U \leq 0,85(0,27) \left( 2 + \frac{4}{Bc} \right) \sqrt{f'_c} B * d$$

Asumimos recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto la altura de la zapata será igual a  $d + 5$  cm.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 15 cm.

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, calculamos el peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$P.P_{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Volumen$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flexor, y éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad.

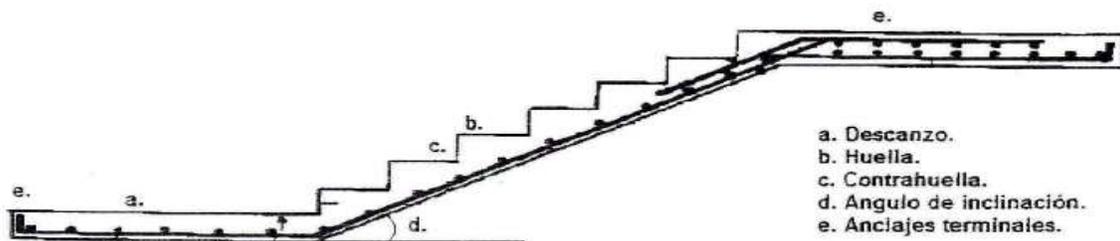
### 2.5.2.7. Escaleras

Las escaleras de hormigón armado, hoy en día siguen siendo una de las más utilizadas, porque resultan sencillas y económicas en su ejecución.

Una escalera de hormigón armado se comportará, a veces, como una losa bidireccional y además, la combinación de tramos, mesetas y sus apoyos, ofrece tantas alternativas que realmente hace que elegir la escalera adecuada sea más importante si cabe que su cálculo.

Los sistemas de escaleras deben brindar al usuario un alto grado de comodidad y de confiabilidad estos dos factores dependen en gran medida de la inclinación que se le dé a los tramos del sistema, se recomienda que el grado de inclinación de un sistema de escaleras varíe entre  $20^\circ$  y  $50^\circ$  siendo el límite superior no recomendado por cuestiones de seguridad del usuario, además para inclinaciones menores a las mencionadas se recomienda empleo de rampas.

GRAFICO N° 6 Partes de una escalera



**Dimensionamiento.-** Respecto de la huella y contra huella se recomienda que la sumatoria de dos veces la contrahuella más la huellas tenga una variación de entre 0,60 m a 0,64 m donde la huella mínima es de 0,25 m y la contrahuella variará según los siguientes parámetros: para escaleras monumentales la contrahuella deberá variar entre 0,13 m a 0,15m, para edificios o casas la contrahuella deberá variar entre 0,15 m a 0,175 m, para sistemas de escaleras secundarias (emergencia) la contrahuella deberá ser de 0,20m. Respecto del ancho del sistema, el código recomienda que para viviendas el ancho mínimo sea de 1,00 m, para sistema secundarios o de emergencia 0,80 m, para sistemas de caracol o helicoidales 0,60m y finalmente para sistemas de edificios 1,20 m en el caso de escaleras de uso cotidiano y de emergencia.

**Cargas.-** se toman tres tipos de cargas de acuerdo a la norma que son:

Sobrecargas: de acuerdo al uso ver reglamento nacional de construcción (R.N.C.)

- Escalera secundaria	2,00 kN/m <sup>2</sup>
- Viviendas y edificios residenciales	2,50 kN /m <sup>2</sup> – 3,00 kN /m <sup>2</sup>
- Edificios públicos	4,00 kN /m <sup>2</sup>
- Edificios de oficina	5,00 kN /m <sup>2</sup>
- Tribunas	5,00 kN /m <sup>2</sup>

Acabado: se usa 1,00 kN /m

Peso propio: se utiliza el peso de la estructura.

## **2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto**

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario, primero, determinar las especificaciones técnicas necesarios para la realización de la obra; seguidamente, se realizará los cálculos métricos con sus precios unitarios para la elaboración del presupuesto y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo.

### **2.6.1. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato.

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

### **2.6.2. Precios unitarios**

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 7%, Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09%.

### **2.6.3. Cómputos métricos**

Los cómputos métricos se calculan de manera general más o menos complejos para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitiva del proyecto.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por actividades deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no sólo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque éste es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.

### **2.6.4. Presupuesto**

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cómputo métrico referido en la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

### **2.6.5. Planeamiento y cronograma de obra**

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta

crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

El cronograma se lo realizó utilizando el método de barras Gantt utilizando los siguientes pasos:

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
3. Se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que no tienen predecesoras. Se sitúan de manera que el lado izquierdo de los bloques coincida con el instante cero del proyecto (su inicio).
4. A continuación, se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que sólo dependen de las tareas ya introducidas en el diagrama. Se repite este punto hasta haber dibujado todas las tareas.

En resumen, para la planificación de actividades relativamente simples, el gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización.

### **3. INGENIERÍA DEL PROYECTO**

### **3.1. Análisis del levantamiento topográfico**

Se pudo apreciar mediante el levantamiento topográfico que el terreno de emplazamiento del proyecto presenta pendientes muy mínimas y desniveles pequeños, para lo cual se deberá realizar la respectiva nivelación para su construcción. Esta topografía fue realizada con la ayuda de una estación total de la universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

### **3.2. Análisis del estudio de suelos**

El estudio de suelos fue realizado el terreno donde se emplazara la obra (Bordo Carachimayo) actualmente la sede de la comunidad. El estudio se realizó a una profundidad de 3,80 metros donde se determinó el esfuerzo admisible del terreno.

El informe de dicho análisis se encuentra en el ANEXO 2, el cual es un documento avalado por el laboratorio de suelos de la universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

Con la elaboración del ensayo de penetración estándar (S.P.T) y el trabajo de laboratorio donde se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg se identificó dos estratos, dando como resultados los siguientes tipos de suelos:

Resultado lo siguiente: Estrato superficial que varía entre 0,65 y 0,78 metros de profundidad el cual es un suelo arcilloso A-6-(11) y el segundo estrato es un suelo gravoso arenas limosas y arcillosas este último estrato con una resistencia admisible de  $0,035 \text{ KN/cm}^2$ , este esfuerzo se obtuvo a una profundidad de 3,80 m del nivel del suelo. Este esfuerzo se obtuvo de los ábacos.  $\sigma_{adm} = 0,35 \text{ MPa}$ .

### **3.3. Análisis del diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico toma en cuenta todos los requerimientos mínimos para un centro de capacitación comunal con salón para reuniones, batería de baños, el proyectista tiene que hacer un análisis de la arquitectura y modelar de acuerdo a la misma, los planos arquitectónicos correspondientes se lo puede apreciar detalladamente en la parte del ANEXO 10.

### **3.4. Planteamiento estructural**

Una vez obtenida la topografía el estudio de suelos y el diseño estructural se procederá a realizar el planteo estructural, de la edificación.

Con los criterios mencionados en el marco teórico se procederá a hacer la idealización de la estructura.

### **3.4.1. Estructura de la edificación**

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos. Los pórticos de la estructura están compuestos por columnas de sección cuadrada y rectangular, y vigas de sección rectangular las losas serán forjados reticulares.

Los pórticos están vinculados mediante vigas centradoras y las fundaciones son zapatas aisladas.

### **3.4.2. Fundaciones**

Las fundaciones estarán compuestas por zapatas aisladas debido a sus solicitaciones y su ubicación. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas, debido a la magnitud de la obra, como así también al tipo del suelo de fundación la fundación se encuentra a un nivel de -3 m.

## **3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural**

### **3.5.1. Estructura de sustentación de la edificación**

Para este punto es importante aclarar que solo se realizara todo el proceso de diseño para un solo elemento, y los demás resultados se los podrá apreciar en los respectivos anexos.

#### **3.5.1.1. Diseño de la losa casetonada de H° A°**

Cabe aclarar que la cubierta de la estructura también se trata de una losa casetonada.

### **Datos geométricos**

Espesor de la losa:  $h=25$  cm

Losa de compresión: 5 cm

Ancho del nervio: 10 cm

Recubrimiento:  $r=2$ cm

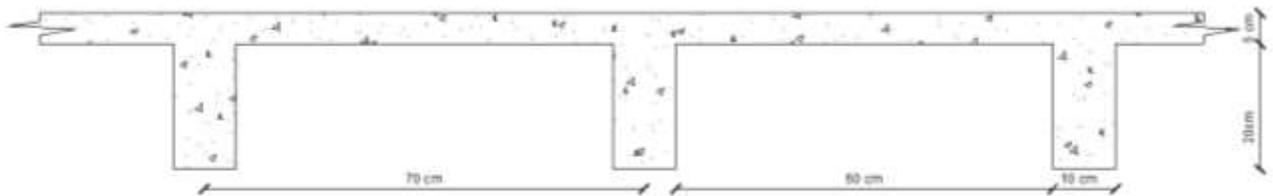
### Características de los materiales:

Peso específico del hormigón:  $\gamma_h = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Resistencia de diseño del hormigón:  $f_{cd} = 1,40$  kN/cm<sup>2</sup>

Resistencia de diseño del acero:  $f_{yd} = 34,78$  kN/cm<sup>2</sup>

Factor de mayoración:  $\gamma_f = 1,6$



### Determinación de las cargas de diseño en las losas del primer piso

Peso de la losa de compresión =  $1 * 1 * 0,05 * 25 = 1,25$  kN/m<sup>2</sup>

Peso de los nervios =  $(1 * 2 * 0,1 + 0,8 * 2 * 0,1) * 0,2 * 25 = 1,80$  kN/m<sup>2</sup>

Peso de la armadura 4% de los nervios y de la losa de compresión =  $0,12$  kN/m<sup>2</sup>

Peso propio de la losa =  $3,17 \approx 3,18$  kN/m<sup>2</sup>

Peso del sobrepiso =  $0,50$  kN/m<sup>2</sup>

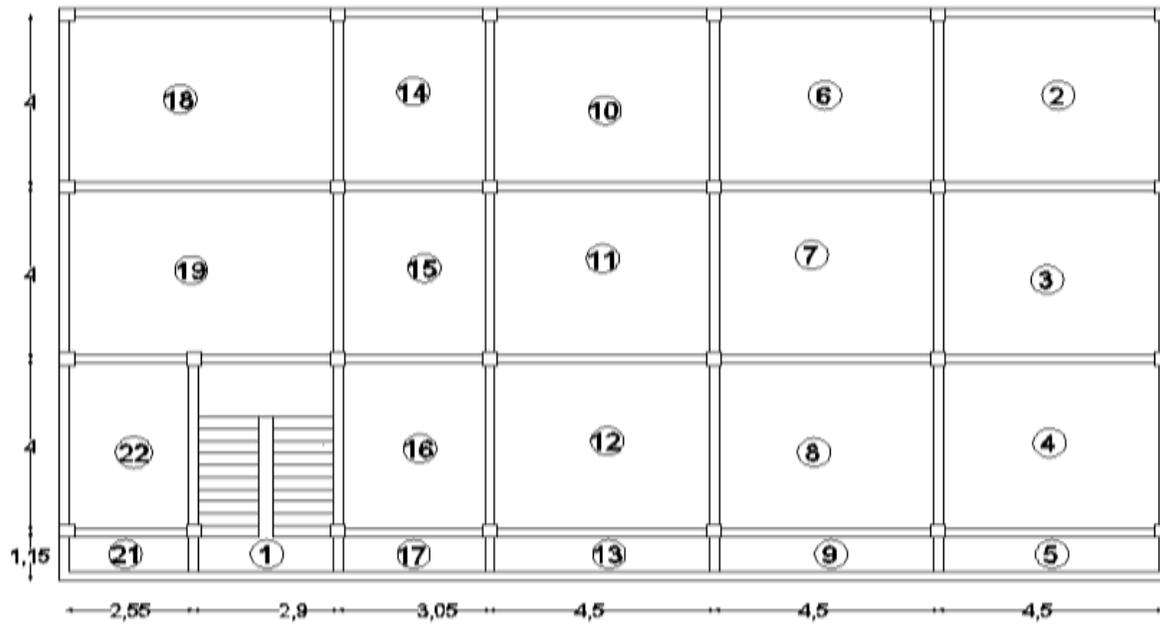
Tabiquería =  $2,00$  kN/m<sup>2</sup>

Carga permanente  **$2,50$  kN/m<sup>2</sup>**

Sobrecarga de uso =  **$3,00$  kN/m<sup>2</sup>**

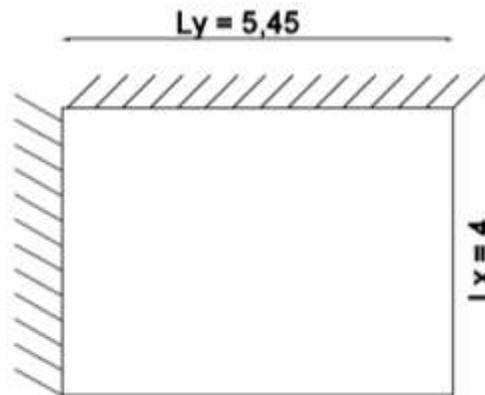
$$q_d = 1,6(G) + 1,6Q = 1,6(2,50+3,18) + 1,6(3,00) = 13,89 \text{ kN/m}^2$$

Panel de losas del la planta 2



Analizando la grafica del panel de las losas del segundo piso, se puede notar que los paños 2 y 18 tienen más lados sin continuidad por lo que son los más críticos, de manera que se calculara el paño N° 18

El coeficiente  $m_i$  para el cálculo de los momentos flectores se obtiene de las tablas para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes (ANEXO 1 TABLA N°6)



### Clasificación de la losa

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{5,45}{4} = 1,36 \text{ donde } 1,29 < 2 \rightarrow \text{losa bidireccional}$$

De acuerdo con las condiciones de continuidad que tiene esta losa, según las tablas para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes (ANEXO 1 TABLA 6), la losa en estudio pertenece al CASO N° 1

Con  $\frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{5,45} = 0,73$  ingresamos a la tabla de donde obtenemos los coeficientes.

$$m_{y-} = 1204$$

$$m_{y+} = 679,1$$

$$m_{x-} = 834,5$$

$$m_{x+} = 327,7$$

$$M = 0,0001 * m * q_d * (L_x)^2$$

$$M_{U_{y-}} = 0,0001 * 1204 * 13,89 * 4^2 = 26,75 \text{ KN} * \text{m/m} = 2675 \text{ KN} * \text{cm/m}$$

$$M_{U_{y+}} = 0,0001 * 679,1 * 13,89 * 4^2 = 15,09 \text{ KN} * \text{m/m} = 1509 \text{ KN} * \text{cm/m}$$

$$M_{U_{x-}} = 0,0001 * 834,5 * 13,89 * 4^2 = 18,54 \text{ KN} * \text{m/m} = 1854 \text{ KN} * \text{cm/m}$$

$$M_{U_{x+}} = 0,0001 * 327,7 * 13,89 * 4^2 = 7,28 \text{ KN} * \text{m/m} = 728 \text{ KN} * \text{cm/m}$$

### Calculo de la armadura:

Asumiendo un diámetro de 12 mm

$$d = h - r - \Phi / 2 = 25 - 2 - 1,2 / 2 = 22,40 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 * b * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

$$A_{sy-} = 0,85 * 20 * 22,4 * \frac{1,40}{34,78} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2675}{0,425 * 20 * 1,40 * 22,4^2}} \right] = 3,94 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sy+} = 0,85 * 20 * 22,4 * \frac{1,40}{34,78} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{1509}{0,425 * 20 * 1,40 * 22,4^2}} \right] = 2,08 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sx-} = 0,85 * 20 * 22,4 * \frac{1,40}{34,78} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{1854}{0,425 * 20 * 140 * 22,4^2}} \right] = 2,60 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sx+} = 0,85 * 20 * 23 * \frac{1,40}{34,78} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{728}{0,425 * 20 * 1,40 * 22,4^2}} \right] = 0,96 \text{ cm}^2/m$$

### Determinación de la armadura mínima

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * h = 0,0033 * 20 * 25 = 1,65 \text{ cm}^2/m$$

Se puede ver que en todos los casos la armadura mínima es menor, excepto en el ultimo por lo que se tomara en cuenta la armadura calculada y en para el último caso se tomara la mínima.

Esta armadura se tiene que dividir entre los dos nervios que corresponden a un metro de franja en las 2 direcciones “X” (longitudinal) y “Y” (transversal).

### Determinación de la armadura a flexión

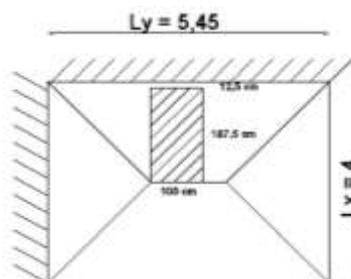
$A_{sy} (-)$ cm <sup>2</sup> /m	$A_{sy} (+)$ cm <sup>2</sup> /m	$A_{sx} (-)$ cm <sup>2</sup> /m	$A_{sx} (+)$ cm <sup>2</sup> /m	$A_{sy} (-)$ cm <sup>2</sup> /nervio		$A_{sy} (+)$ cm <sup>2</sup> /nervio		$A_{sx} (-)$ cm <sup>2</sup> /nervio		$A_{sx} (+)$ cm <sup>2</sup> /m	
3,94	2,08	2,60	1,65	1,97	2 $\phi$ 12	1,04	1 $\phi$ 10 +1 $\phi$ 8	1,3	1 $\phi$ 10 +1 $\phi$ 10	0,83	1 $\phi$ 10 +1 $\phi$ 8

### Verificación de la resistencia al cortante

Se toma como ancho unitario (un metro de ancho). La carga última superficial es:

$$q_u = 14,69 \text{ kN/m}^2$$

La sección de diseño está ubicada en la cara de la viga exterior está ubicada a 12,5 cm del eje de la viga.



La fuerza cortante que actúa sobre 1 m de ancho de la zona crítica a cortante es:

$$V_d = 1 * 1,875 * 13,89 = 26,04 \text{ kN}$$

El esfuerzo virtual del cálculo del hormigón.

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 * \sqrt[3]{21^2} = 1 \text{ MPa} = 0,10 \text{ kN/cm}^2$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$V_{cu} = f_{cv} * b * d = 0,1 * 20 * 22,40 = 44,80 \text{ kN}$$

$$V_d = 26,04 \text{ kN/cm}^2 < V_{cu} = 44,80 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{El hormigón resiste} \quad \text{OK}$$

### **Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado**

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por conceptos de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las fisuras:

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * h = 0,0018 * 100 * 5 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tomando un diámetro de 6mm para la malla

$$\#barras = \frac{0,9}{0,283} = 3,18 = 4 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

**USAR:  $\Phi 6\text{mm}$  c/25 cm (a media altura de la loseta de compresión)**

#### **3.5.1.2. Diseño de vigas de H° A°**

El cálculo de las vigas que componen la estructura del proyecto, se calcularon con el paquete estructural CYPECAD – v2014.p, introduciendo los datos generales que se indicaron anteriormente. En esta etapa se realizara el cálculo de la viga cargada y armada de la más crítica (entre la columna C5 y C6 en el segundo piso), para demostrar: el cálculo, el funcionamiento del programa, la sección obtenida por el mismo, etc.

La norma CBH-87 hace referencia sobre el canto de la viga dando una recomendación de usar un canto de  **$h = \text{luz}/12$** , se puede usar otras dimensiones siempre y cuando el proyectista justifique que trabajara bien. En este caso verificaremos la viga con los datos que se especificaran a continuación.

Canto de la viga:  $h=35 \text{ cm}$

Base de la viga:  $b_w = 25 \text{ cm}$

Recubrimiento:  $r = 2 \text{ cm}$

Luz de la viga:  $L = 5,6 \text{ m} = 560 \text{ cm}$

Resistencia de diseño del hormigón:  $f_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de diseño del acero:  $f_{yd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$

Factor de minoración  $\gamma_c = 1,5$  (hormigón)                       $\gamma_s = 1,15$  (acero)

Factor de mayoracion:  $\gamma_f = 1,6$

Distancia de verificación del cortante:  $e = 100 \text{ cm}$

<b>Esfuerzos mayorados de diseño en la viga</b>			
	<b>Columna C5</b>	<b>centro</b>	<b>Columna C6</b>
<b>Momento flector (kN*cm)</b>	-5786	4564	-3443
<b>Cortantes (kN)</b>	97,05	0	-83,88
<b>Flecha maxima (cm)</b>	0,609		

#### **Verificación de la flecha máxima**

$$f_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad 0,609 \text{ cm} \leq \frac{560 \text{ cm}}{500}$$

$$0,609 \text{ cm} \leq 1,12 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

#### **Determinación de la armadura positiva**

Asumiendo un diámetro de 16 mm y 6mm del estribo

$$d = h - r - \Phi / 2 - \Phi e = 35 - 2 - 1,6 / 2 - 0,6 = 31,60 \text{ cm}$$

Calculamos la altura del bloque de compresión

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

$$y = 31,60 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4564}{0,425 * 25 * 1,40 * 31,60^2}} \right] = 5,30 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 * b * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * y = 0,85 * 25 * \frac{1,40}{34,78} * 5,30 = 4,53 \text{ cm}^2$$

### Armadura mínima

$W_{\min.} = 0,0033$  (de tabla ANEXO 1 TABLA 3, de acuerdo al tipo de acero usado AE-40)

$$A_{s,\min} = W_{\min.} * b * d = 0,0033 * 25 * 31,60 = 2,61 \text{ cm}^2.$$

Se toma la cuantía mayor que es  $A_s = 4,53 \text{ cm}^2$

$$\text{Para: } 2\phi 16\text{mm} + 1 \phi 10\text{mm} = 4,81 \text{ cm}^2 \qquad 4,81 \text{ cm}^2 > 4,53 \text{ cm}^2 \qquad \text{OK}$$

**USAR: 2 $\phi$ 16mm + 1  $\phi$ 10mm**

### Determinación de la armadura negativa cerca de la columna C5

Asumiendo un diámetro de 16 mm y 6mm del estribo

$$d = h - r - \Phi / 2 - \Phi e = 35 - 2 - 1,6 / 2 - 0,6 = 31,60 \text{ cm}$$

Calculamos la altura del bloque de compresión

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * fcd * d^2}} \right]$$

$$y = 31,60 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{5786}{0,425 * 25 * 1,40 * 31,60^2}} \right] = 6,91 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 * b * \frac{fcd}{f_yd} * y$$

$$A_s = 0,85 * 25 * \frac{1,40}{34,78} * 6,91 = 5,91 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$W_{\min.} = 0,0033$  (de tabla ANEXO 1 TABLA 3, de acuerdo al tipo de acero usado AE-40)

$$A_{s,\min} = W_{\min.} * b * d = 0,0033 * 25 * 31,60 = 2,61 \text{ cm}^2.$$

Se toma la cuantía mayor que es  $A_s = 5,91 \text{ cm}^2$

Para:  $2\phi 16\text{mm} + 3 \phi 10\text{mm} = 6,37 \text{ cm}^2$        $6,37 \text{ cm}^2 > 5,91 \text{ cm}^2$       **OK**

**USAR:  $2\phi 16\text{mm} + 3 \phi 10\text{mm}$**

### **Determinación de la armadura negativa cerca de la columna C6**

Asumiendo un diámetro de 12 mm y 6mm del estribo

$$d = h - r - \Phi / 2 - \Phi e = 35 - 2 - 1,2 / 2 - 0,6 = 31,80 \text{ cm}$$

Calculamos la altura del bloque de compresión

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

$$y = 31,80 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{3443}{0,425 * 25 * 1,40 * 31,80^2}} \right] = 3,88 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 * b * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * y = 0,85 * 25 * \frac{1,40}{34,78} * 3,88 = 3,32 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$W_{\min.} = 0,0033$  (de tabla ANEXO 1 TABLA 3, de acuerdo al tipo de acero usado AE-40)

$$A_{s,\min} = W_{\min.} * b * d = 0,0033 * 25 * 31,80 = 2,62 \text{ cm}^2.$$

Se toma la cuantía mayor que es  $A_s = 3,32 \text{ cm}^2$

Para:  $2\phi 12\text{mm} + 2 \phi 10\text{mm} = 3,83 \text{ cm}^2$        $3,83 \text{ cm}^2 > 3,32 \text{ cm}^2$       **OK**

**USAR:  $2\phi 12\text{mm} + 2 \phi 10\text{mm}$**

### Cálculo de la armadura transversal cerca de la columna C5

El cortante mayorado máximo en el extremo de la viga es:  $V_d = 97,05 \text{ kN}$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 * \sqrt[3]{21^2} = 1 \text{ MPa} = 0,10 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$d = 31,60 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = f_{cv} * b * d = 0,10 * 25 * 31,60 = 79 \text{ kN}$$

$$V_d = 97,05 \text{ kg} \leq V_{cu} = 79,00 \text{ kg} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Como no cumple la condición necesita armadura transversal en este sector.

Corte último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b * d = 0,3 * 1,40 * 25 * 31,6 = 331,80 \text{ kN}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{u1}$$

$$79 \text{ kN} < 97,05 \text{ kN} < 331,80 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Contribución de la armadura transversal del alma, a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 97,05 - 79,00 = 18,05 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * e}{0,9 * d * f_{yd}} = \frac{18,05 * 100}{0,9 * 31,60 * 34,78} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo de la armadura mínima.

$$A_{st.min} = 0,02 * b * e * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{1,40}{34,78 * 2} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la mayor  $A_{st} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$N^{\circ}_{\text{barras}} = \frac{A_{\text{st}}}{A_{\Phi 6\text{mm}}} = \frac{1,82}{0,283} = 6,43 \approx 7 \text{ barras}$$

$$A_{\text{st,prov.}} = N^{\circ}_{\text{barras}} * A_{\Phi 6\text{mm}} = 7 * 0,283 = 1,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,98 \text{ cm}^2 > 1,82 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Separación entre estribos:

$$S = \frac{e}{N^{\circ}_{\text{barras}}} = \frac{100}{6} = 16,6 \approx 15 \text{ cm}$$

La longitud donde el cortante está actuando con mayor intensidad a una distancia de 100 cm de la columna C5, de donde tendría un total de número de estribos:

**USAR: 7Φ6mm c/15cm (100 cm del pilar 5)**

### **Cálculo de la armadura transversal cerca de la columna C6**

El cortante mayorado máximo en el extremo de la viga es:  $V_{\text{max}} = 83,88 \text{ kN}$

Resistencia virtual de calculo del hormigon a esfuerzo cortante:

$$f_{\text{cv}} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{\text{cd}}^2} = 0,131 * \sqrt{21^2} = 1 \text{ MPa} = 0,10 \text{ kN/cm}^2$$

Contribucion del hormigon a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{\text{cu}} = f_{\text{cv}} * b * d = 0,10 * 25 * 31,6 = 79,00 \text{ kN}$$

$$V_d = 83,88 \text{ kN} \leq V_{\text{cu}} = 79,00 \text{ kg} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Como no cumple la condicion necesita armadura transversal en este sector.

Corte ultimo por agotamiento, por compresion oblicua del hormigon:

$$V_{\text{u1}} = 0,30 * f_{\text{cd}} * b * d = 0,3 * 1,40 * 25 * 31,6 = 331,80 \text{ kN}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{u1}$$

$$79 \text{ kN} < 83,88 \text{ kN} < 331,80 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Contribucion de la armadura transversal del alama, a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 83,88 - 79,00 = 4,88 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * e}{0,9 * d * f_{yd}} = \frac{4,88 * 100}{0,9 * 33 * 34,78} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculo de la armadura mínima.

$$A_{st.min} = 0,02 * b * e * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{1,40}{34,78 * 2} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la mayor  $A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{st}}{A_{\emptyset 6mm}} = \frac{1,01}{0,283} + 1 = 4,6 \approx 5 \text{ barras}$$

$$A_{st.provista} = N^{\circ}_{barras} * A_{\emptyset 6mm} = 5 * 0,283 = 1,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,42 \text{ cm}^2 > 1,01 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Separación entre estribos:

$$S = \frac{e}{N^{\circ}_{barras}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Pero la separación máxima entre estribos es de 12 veces el diámetro de la armadura longitudinal, que es 18cm. Entonces se usara la misma separación que en el primer tramo anteriormente calculado.

$$S = 17 \text{ cm}$$

**USAR: 5Φ6mm c/17cm (100 cm del pilar 6)**

### **Cálculo de la armadura transversal en la parte central de la viga**

Como en el tramo cerca del pilar C6 se verifico con la armadura mínima entonces el tramo central también verificara con la mínima porque el cortante de diseño es mucho menor.

Entonces:

**USAR:  $\Phi 6\text{mm}$  c/17cm (en todo el tramo central)**

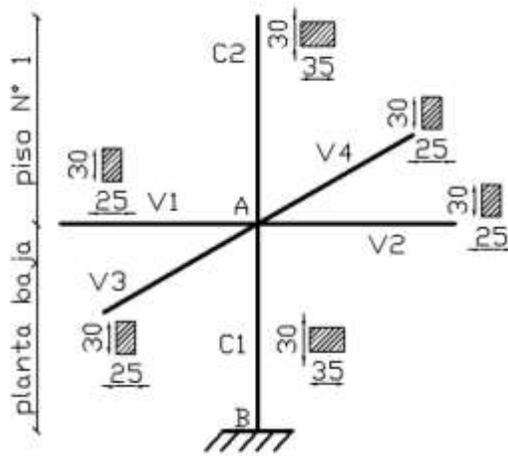
### **3.5.1.3. Diseño de columnas de H° A°**

Se realizara el cálculo de una columna, la columna C9 de la planta baja, que es una de las más críticas del proyecto, para demostrar el cálculo, el funcionamiento del programa CYPECAD – v2014.p, la sección obtenida por el mismo, etc.

#### **Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:**

Base de la columna (C1)	b = 30 cm
Altura de la columna (C1)	h = 35 cm
Longitud de la columna analizada (C1)	L = 360 cm
Base de las vigas (V1;V2)	b = 25 cm
Altura de las vigas (V1;V2)	h = 35 cm
Longitud de las vigas (V1;V2)	L = 400 cm
Base de las vigas (V3;V4)	b = 25 cm
Altura de las vigas (V3;V4)	h = 35 cm
Longitud de las vigas (V3;V4)	L = 450 cm
Esfuerzo normal de cálculo (kN)	Nd = 909,60 kN
Momento de cálculo en X	Mdx = 0 kN*m

Momento de cálculo en Y	$M_{dy} = 3 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Cortante de cálculo en X	$V_{dx} = 0 \text{ kN}$
Cortante de cálculo en Y	$V_{dy} = -2,4 \text{ kN}$
Resistencia característica del H°	$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$
Resistencia característica del acero	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$



### Momento de inercia en columnas

$$I_{xc1} = I_{xc2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{yc1} = I_{yc2} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{35 \cdot 30^3}{12} = 78750 \text{ cm}^4$$

### Momento de inercia en columnas

$$I_{xv1} = I_{xv2} = I_{xv3} = I_{xv4} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25 \cdot 35^3}{12} = 89322,92 \text{ cm}^4$$

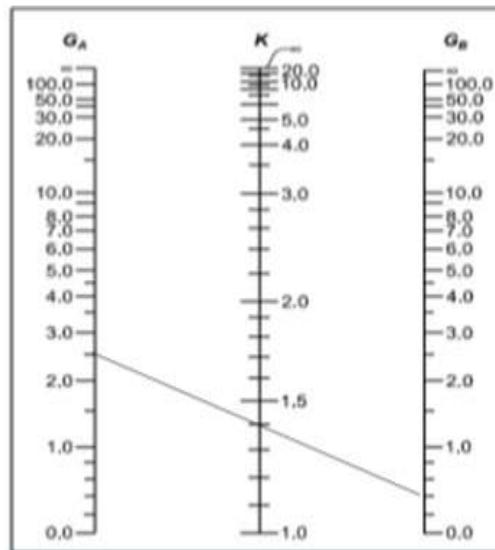
$$I_{yv1} = I_{yv2} = I_{yv3} = I_{yv4} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{35 \cdot 25^3}{12} = 45572,92 \text{ cm}^4$$

### Determinación del coeficiente de pandeo

$$\Psi_{AX} = \frac{\sum I_{xc}/L}{\sum I_{xv}/L} = \frac{2 * \frac{107187,5}{360}}{2 * \frac{89322,92}{400} + 2 * \frac{89322,92}{450}} = 0,71$$

$$\Psi_{AY} = \frac{\sum I_{yc}/L}{\sum I_{yv}/L} = \frac{2 * \frac{78750}{360}}{2 * \frac{45572,92}{400} + 2 * \frac{45572,92}{450}} = 1,02$$

$$\Psi_{BX} = \Psi_{BY} = 0$$



Ingresando al monograma para pórticos traslacionales, obtenemos los coeficientes de pandeo

$$K_x = 1,1 \quad K_y = 1,15$$

### Esbeltez en la columna

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{K_x * L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1,1 * 360}{\sqrt{\frac{107187,5}{1050}}} = 39,19$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{K_y * L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1,15 * 360}{\sqrt{\frac{78750}{1050}}} = 47,80$$

Como:  $\lambda_x$  y  $\lambda_y$  están dentro del intervalo de 35 y 100, entonces se trata de una columna intermedia. Por lo tanto es necesario verificar el pandeo.

### Reducción de resistencia de materiales.

$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 * \frac{2,10}{1,5} = 1,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$$

### Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{3 * 100}{909,6} = 0,33 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{0 * 100}{91390} = 0 \text{ cm}$$

### Excentricidad accidental

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 \text{ cm} \quad \text{se tomara } \mathbf{2 \text{ cm}} \text{ que es el valor minimo segun CBH - 87}$$

### Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{x.fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{i} * 10^{-4}$$

$$e_{x.fic} = \left( 3 + \frac{34,78}{3500} \right) \frac{30 + 20 * 0,33}{30 + 10 * 0,33} * \frac{(1,1 * 360)^2}{\sqrt{\frac{107187,5}{1050}}} * 10^{-4} = 5,13 \text{ cm}$$

$$e_{y.fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \frac{h + 20 * e_{oy}}{h + 10 * e_{oy}} * \frac{l_{oy}^2}{i} * 10^{-4}$$

$$e_{y.fic} = \left( 3 + \frac{34,78}{3500} \right) \frac{35 + 20 * 0}{35 + 10 * 0} * \frac{(1,15 * 360)^2}{\sqrt{\frac{78750}{1050}}} * 10^{-4} = 5,96 \text{ cm}$$

### Excentricidad total.

$$e_{x.t} = e_a + e_{x.fic} = 2 + 5,13 = 7,13 \text{ cm}$$

$$e_{y,t} = e_a + e_{y, \text{fic}} = 2 + 5,96 = 7,96 \text{ cm}$$

### Valores reducidos.

$$v = \frac{N_d}{h * b * f_{cd}} = \frac{909,6}{35 * 30 * 1,26} = 0,69$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{x,t}}{h * A_c * f_{cd}} = \frac{909,6 * 7,13}{35 * 1050 * 1,26} = 0,14$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{y,t}}{b * A_c * f_{cd}} = \frac{909,6 * 7,96}{30 * 1050 * 1,26} = 0,16$$

Con los valores obtenidos se entra en el ábaco en roseta para flexión esviada (ANEXO 1 TABLA 5), con armadura en las cuatro esquinas y en las cuatro caras, de las cuales se obtuvo los siguientes valores:

$$\text{Para } v = 0,6 \rightarrow w = 0,41$$

$$\text{Para } v = 0,8 \rightarrow w = 0,72$$

Interpolando para  $v = 0,69$  se obtuvo la cuantía mecánica de:  **$w = 0,551$**

### Determinación de la armadura total longitudinal ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{W_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,551 * 30 * 35 * 1,40}{34,78} = 23,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0,008 * b * h = 0,008 * 30 * 35 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Entonces tomamos la mayor área de acero requerida:

$$\mathbf{A_{s,\text{req.}} = 23,29 \text{ cm}^2}$$

Si tomamos 4 barras de 25 mm y 2 de 16 mm tenemos:  **$A_{s,\text{provista}} = 23,656 \text{ cm}^2$**

$$A_{s,\text{provista}} > A_{s,\text{req.}} \quad \text{OK}$$

**USAR: 4Ø25mm + 2Ø16mm**

### **Cálculo de la armadura transversal de la columna**

$$V_d = 2,4 \text{ kN}$$

$$L = 360 \text{ cm}$$

$$d = h - r - \Phi/2 - \Phi_e = 35 - 2 - 2,5/2 - 0,6 = 31,15 \text{ cm}$$

$$f_{vd} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 * \sqrt[3]{21^2} = 1 \text{ MPa} = 0,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b * d = 0,1 * 30 * 31,15 = 93,45 \text{ kN}$$

$$V_d = 2,4 \text{ kN} < V_{cu} = 93,45 \text{ kN} \quad \text{OK} \quad \text{entonces usar armadura minima}$$

$$A_{s,\text{min.}} = \frac{0,02 * b * L * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,02 * 30 * 360 * 1,40}{34,78} = 8,69 \text{ cm}^2$$

El diámetro de los estribos tomaremos 8mm. Y una separación de 20 cm, ya que esta separación entre estribos cumple lo recomendado por la norma CBH-87.

Diámetro del estribo = **8mm**

$$S \leq b \quad 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \text{OK} \quad ; \quad S \leq 15 * \phi_L = 15 * 25 \text{ mm} \quad 20 \text{ cm} \leq 37,5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Entonces: **S= 20 cm**

$$N^{\circ}_{\text{barras}} = \frac{L}{S} = \frac{360}{20} + 1 = 19 \text{ barras}$$

$$A_{s,\text{provista}} = N^{\circ}_{\text{barras}} * A_{\phi 8 \text{ mm}} = 19 * 0,503 = 9,557 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$9,557 \text{ cm}^2 > 8,694 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

### USAR: 19Φ8mm c/20cm (en toda la columna)

#### 3.5.1.4. Diseño de zapatas aisladas de H° A°

Se realizara el cálculo de una zapata, bajo la columna C11, que es una de las más críticas del proyecto, para demostrar el cálculo, el funcionamiento del programa CYPECAD – v2014.p, la sección obtenida por el mismo, etc.

Datos:

Esfuerzo normal total	$N = 768,25 \text{ kN}$
Momento flector en X	$M_x = - 659,00 \text{ kN*cm}$
Momento flector en Y	$M_y = 19,00 \text{ Ng*cm}$
Esfuerzo cortante en X	$V_x = - 6,75 \text{ kN}$
Esfuerzo cortante en Y	$V_y = 0,17 \text{ kN}$
Resistencia característica del hormigón	$F_{ck} = 2,10 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia característica del acero	$F_{yk} = 40,00 \text{ kN/cm}^2$
Lado de la columna en X	$l = 30 \text{ cm}$
Lado de la columna en Y	$b = 30 \text{ cm}$
Recubrimiento de la zapata	$r = 5\text{cm}$
Capacidad admisible del suelo	$\sigma_{adm} = 0,35\text{MPa} = 0,035 \text{ kN/cm}^2$
Factor de minoración (hormigón)	$\gamma_c = 1,5$
Factor de minoración (acero)	$\gamma_s = 1,15$

Factor de mayoracion

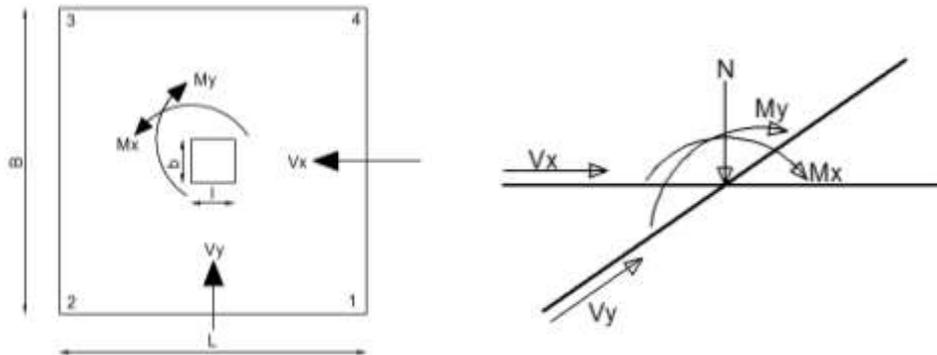
$$\gamma_f = 1,6$$

Resistencia de diseño del hormigón

$$F_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$$

Resistencia de diseño del acero

$$F_{yd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$$



### Cálculo del área mínima necesaria

$$\sigma = \frac{N}{A} \rightarrow A = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{768,25}{0,035} = \mathbf{21950 \text{ cm}^2} \quad \text{si: } L = B$$

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{21950} = 148,15 \text{ cm} \quad \text{entonces tomaremos} \quad \mathbf{L = B = 160 \text{ cm}}$$

### Determinación del canto útil

El canto útil “d” debe ser el mayor valor de cualquiera de las siguientes expresiones.

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5,92}{1,6 * 3,5} = 4,23$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{l * b}{4} + \frac{L * B}{2 * k - 1}} - \frac{l + b}{4} = \sqrt{\frac{30 * 30}{4} + \frac{160 * 160}{2 * 4,23 - 1}} - \frac{30 + 30}{4} = 45 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 * (L - l)}{4 + k} = \frac{2 * (160 - 30)}{4 + 4,23} = 31,59 \text{ cm}$$

Entonces la altura será:  $h = d_1 + r = 45 + 5 = \mathbf{50 \text{ cm}}$

Asumiendo un diámetro de 16 mm el canto útil será:  $d = h - r - \Phi/2 = 50 - 5 - 1,6/2 = 44,20 \text{ cm}$

### Esfuerzos en la zapatas y verificación

$$M_{xt} = M_x + V_x * h = 659 + 6,75 * 50 = 996,50 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$M_{yt} = M_y + V_y * h = 19 + 0,17 * 50 = 27,50 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$\sigma'_1 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_{xt}}{B * L^2} - \frac{6 * M_{yt}}{L * B^2} = \frac{768,25}{25600} - \frac{6 * 996,50}{160 * 160^2} - \frac{6 * 27,50}{160 * 160^2} = 0,0285 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_{xt}}{B * L^2} - \frac{6 * M_{yt}}{L * B^2} = \frac{768,25}{25600} + \frac{6 * 996,50}{160 * 160^2} - \frac{6 * 27,50}{160 * 160^2} = 0,0314 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_3 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_{xt}}{B * L^2} + \frac{6 * M_{yt}}{L * B^2} = \frac{768,25}{25600} + \frac{6 * 996,50}{160 * 160^2} + \frac{6 * 27,50}{160 * 160^2} = 0,0315 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_4 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_{xt}}{B * L^2} + \frac{6 * M_{yt}}{L * B^2} = \frac{768,25}{25600} - \frac{6 * 996,50}{160 * 160^2} + \frac{6 * 27,50}{160 * 160^2} = 0,0286 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = 0,0315 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 0,035 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{OK}$$

### Esfuerzos de diseño en la zapatas

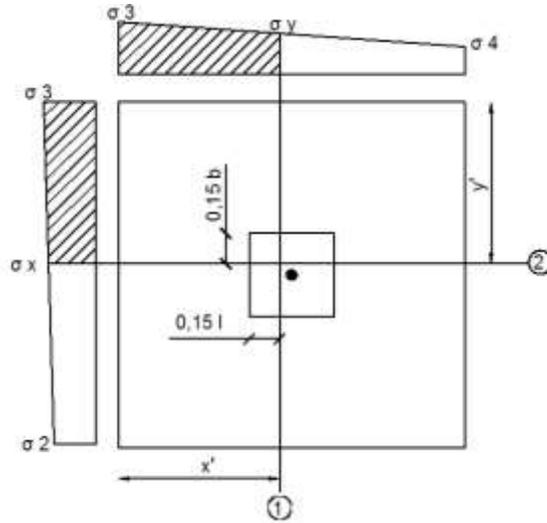
$$\sigma_1 = \gamma_f * \sigma'_1 = 1,6 * 0,0285 = 0,0456 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma_f * \sigma'_2 = 1,6 * 0,0314 = 0,0503 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \gamma_f * \sigma'_3 = 1,6 * 0,0315 = 0,0504 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \gamma_f * \sigma'_4 = 1,6 * 0,0286 = 0,0457 \text{ kN/cm}^2$$

### Determinación de la armadura a flexión



$$x' = \frac{L - l}{2} + 0,15 * l = \frac{160 - 30}{2} + 0,15 * 30 = 69,5 \text{ cm}$$

$$y' = \frac{B - b}{2} + 0,15 * b = \frac{160 - 30}{2} + 0,15 * 30 = 69,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \frac{(\sigma_3 - \sigma_2)(B - x')}{B} + \sigma_2 = \frac{(0,0504 - 0,0503)(160 - 69,5)}{160} + 0,0503$$

$$= 0,05036 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{(\sigma_3 - \sigma_4)(L - y')}{L} + \sigma_4 = \frac{(0,0504 - 0,0457)(160 - 69,5)}{160} + 0,0457$$

$$= 0,04839 \text{ kg/cm}^2$$

### Armadura para la sección 1

$$M_{d1} = \frac{\sigma_y * B * x'^2}{2} + \frac{(\sigma_3 - \sigma_y) * B * x'^2}{3}$$

$$M_{d1} = \frac{0,0484 * 160 * 69,5^2}{2} + \frac{(0,0504 - 0,0484) * 160 * 69,5^2}{3} = 19217,95 \text{ kN * cm}$$

$$y_1 = d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d1}}{0,425 * B * d^2 * fcd}} \right)$$

$$y_1 = 44,2 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{19217,95}{0,425 * 160 * 44,2^2 * 1,40}} \right) = 2,34 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = \frac{0,85 * B * fcd * y_1}{f_yd} = \frac{0,85 * 160 * 1,40 * 2,34}{34,78} = 12,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,\text{min}} = 0,0018 * d * B = 0,0018 * 45 * 160 = 12,96 \text{ cm}^2$$

En este caso tomamos la mayor  $A_{s1} = 12,96 \text{ cm}^2$

Numero de barra, asumiendo un diámetro de 16mm

$$N^{\circ}b = \frac{A_{s1}}{A_{s\phi 16}} = \frac{12,96}{2,01} = 6,45 \text{ barras} \approx 7 \text{ barras}$$

$$A_{s1} = 12,96 \text{ cm}^2 \leq A_{s,\text{real}} = 7 * 2,01 = 14,07 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

**USAR: 7Φ16mm c/21cm**

**Armadura para la sección 2**

$$M_{d2} = \frac{\sigma_x * L * y^2}{2} + \frac{(\sigma_3 - \sigma_x) * L * y^2}{3}$$

$$M_{d2} = \frac{0,0504 * 160 * 69,5^2}{2} + \frac{(0,0504 - 0,05036) * 160 * 69,5^2}{3} = 19498,75 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$y_2 = d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d2}}{0,425 * L * d^2 * fcd}} \right)$$

$$y_2 = 44,2 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{19498,75}{0,425 * 160 * 44,2^2 * 1,40}} \right) = 2,38 \text{ cm}$$

$$A_{s2} = \frac{0,85 * L * fcd * y_2}{f_yd} = \frac{0,85 * 160 * 1,40 * 2,38}{34,78} = 13,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1.min} = 0,0018 * d * L = 0,0018 * 45 * 160 = 12,96 \text{ cm}^2$$

En este caso tomamos la mayor  $A_{s1} = 13,03 \text{ cm}^2$

Numero de barra, asumiendo un diámetro de 16mm

$$N^{\circ}b = \frac{A_{s1}}{A_{s\phi 16}} = \frac{13,03}{2,01} = 6,48 \text{ barras} \approx 7 \text{ barras}$$

$$A_{s1} = 13,03 \text{ cm}^2 \leq A_{s,provista} = 7 * 2,01 = 14,07 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

**USAR: 7Φ16mm c/21cm**

### Verificación al punzonamiento

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 * \sqrt[3]{21^2} = 1 \text{ MPa} = 0,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_c = 2[(b + d) + (l + d)] = 2[(30 + 45) + (30 + 45)] = 300 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 2 * f_{cv} * d * P_c = 2 * 0,1 * 44,20 * 300 = 2652 \text{ kN}$$

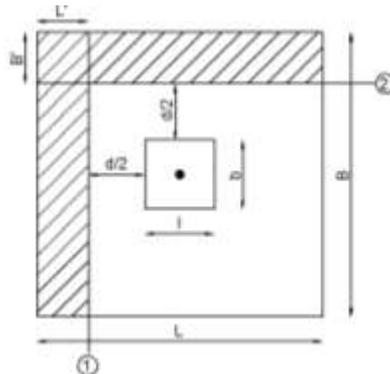
$$A_p = L * B - (l + d)(b + d) = 160 * 160 - (30 + 45)(30 + 45) = 19975 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} = \frac{0,0504 + 0,0456}{2} = 0,048 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_d = \sigma_t * A_p = 0,048 * 19975 = 958,80 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad 958,80 \text{ kg} \leq 2652 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

### Verificación al corte



$$L' = \frac{L - l}{2} - 0,5 * d = \frac{160 - 30}{2} + 0,5 * 45 = 42,5 \text{ cm}$$

$$B' = \frac{B - b}{2} - 0,5 * d = \frac{160 - 30}{2} + 0,5 * 45 = 42,5 \text{ cm}$$

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 * \sqrt[3]{21^2} = 1 \text{ MPa} = 0,1 \text{ kN/cm}^2$$

### En el corte 1

$$V_{d1} = \sigma_{\max} * (L' * B) = 0,0504 * (42,5 * 160) = 342,72 \text{ kN}$$

$$V_{cu1} = f_{cv} * d * B = 0,1 * 44,2 * 160 = 707,20 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = 342,72 \text{ kN} \leq V_{cu1} = 707,20 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

### En el corte 2

Como es una zapata cuadrada la verificación en la sección dos será igual que el de la sección uno.

### 3.5.1.5. Diseño de escaleras de H° A°

Se realizara el cálculo de una escalera, que va de la planta baja al piso N°1, para demostrar el cálculo, el funcionamiento del programa CYPECAD – v2014.p, la sección obtenida por el mismo, etc.

#### Datos

Resistencia característica del hormigón  $F_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,10 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia característica del acero  $F_{yk} = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$

Barandillas: 0,60 kN/m

Solado: 0,50 kN/m<sup>2</sup>

Sobrecarga de uso: 5,00 kN/m<sup>2</sup>

Ancho: 120 cm



### Cálculo de la carga permanente (CM)

$$VOL_{esc} = \frac{\text{huella} * \text{contra huella}}{2} * \text{ancho} = \frac{0,28 * 0,18}{2} * 1,2 = 0,03024m^3$$

$$PESO_{esc} = VOL_{esc} * \gamma_{H^{\circ}} * N^{\circ}_{esc} = 0,03024 * 25,00 * 10 = 7,56 \text{ kN}$$

$$q_{esc} = \frac{PESO_{esc}}{\text{ancho}} = 7,56/1,20 = 6,30 \text{ kN/m}$$

$$q_{rampa} = t * \gamma_{H^{\circ}} * \text{ancho} = 0,15 * 25,00 * 1,20 = 4,50 \text{ kN/m}$$

$$q_{baranda} = 0,60 \text{ kN/m}$$

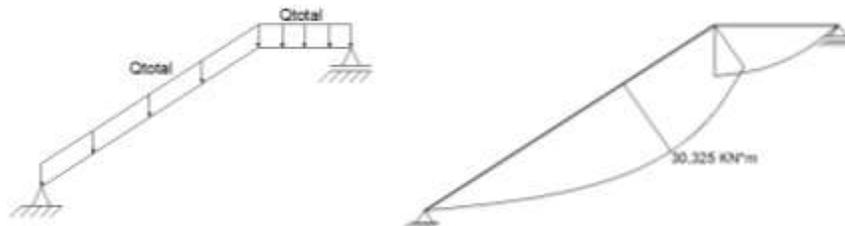
$$q_{solado} = \text{solado} * \text{ancho} = 0,50 * 1,20 = 0,60 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{CM} = q_{esc} + q_{ram} + q_{bara} + q_{solado} = 6,30 + 4,50 + 0,60 + 0,60 = 12,00 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{CV} = 5,00 * 1,20 = 6,00 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{Q_{total} = 6,00 + 12,00 = 18,00 \text{ kN/m}}$$

### Cálculo de la armadura positiva



$$M_d = 30,325 * 1,6 = 48,52 \text{ kN*m}$$

$$M_d = 4852,00 \text{ kN*cm}$$

Asumiendo una barra de 12mm de diámetro entonces:

$$\mathbf{d = h - r - \Phi / 2 = 15 - 3 - 1,2 / 2 = 11,40 \text{ cm}}$$

$$y = d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * d^2 * fcd}} \right)$$

$$y = 11,4 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4852}{0,425 * 120 * 11,4^2 * 1,40}} \right) = 3,53 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * b * f_{cd} * y}{f_{yd}} = \frac{0,85 * 120 * 1,40 * 3,53}{34,78} = 14,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0018 * d * L = 0,0018 * 11,4 * 120 = 2,46 \text{ cm}^2$$

En este caso tomamos la mayor  $A_s = 14,48 \text{ cm}^2$

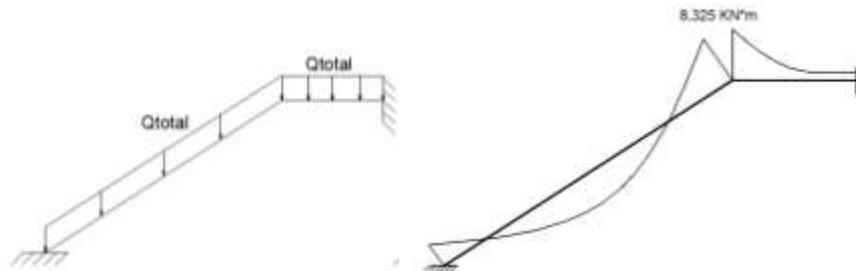
Numero de barra, asumiendo un diámetro de 12mm

$$N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{s\phi 12}} = \frac{14,48}{1,13} = 12,81 \text{ barras} \approx 13 \text{ barras}$$

$$A_s = 14,48 \text{ cm}^2 \leq A_{s,\text{provista}} = 13 * 1,13 = 14,69 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

**USAR: 13Φ12mm c/10cm**

**Cálculo de la armadura negativa**



$$M_d = 8,325 * 1,6 = 13,32 \text{ kN*m}$$

$$M_d = 1332,00 \text{ kN*cm}$$

Asumiendo una barra de 8mm de diámetro entonces:

$$d = h - r - \Phi/2 = 15 - 3 - 0,8/2 = 11,60 \text{ cm}$$

$$y = d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right)$$

$$y = 11,6 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1332}{0,425 * 120 * 11,6^2 * 1,40}} \right) = 0,83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * b * fcd * y}{f_y d} = \frac{0,85 * 120 * 1,40 * 0,83}{34,78} = 3,425 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0018 * d * L = 0,0018 * 11,6 * 120 = 2,51 \text{ cm}^2$$

En este caso tomamos la mayor  $A_s = 3,425$

Numero de barra, asumiendo un diámetro de 8 mm

$$N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{s\phi 12}} = \frac{3,425}{0,503} = 6,81 \text{ barras} \approx 7 \text{ barras}$$

$$A_s = 3,425 \text{ cm}^2 \leq A_{s,\text{provista}} = 7 * 0,503 = 3,521 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

**USAR: 7Φ8 mm c/20cm**

### 3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

#### 3.6.1. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver en detalle en el ANEXO 3.

#### 3.6.2. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realizo para cada ítem, se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el ANEXO 4.

### **3.6.3. Presupuesto**

El presupuesto total de la obra se calculo, primeramente, realizando los cálculos métricos y obteniendo la cantidad de ítem; posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada uno de ellos y sumándolos estos así se llego a un presupuesto total de la obra que dio un valor estimado de **1.899.789,05 Bs. Son: Un Millón Ochocientos Noventa y Nueve Mil Setecientos Ochenta y Nueve con 05/100 bolivianos**, que sería el precio de construcción de la obra.

Por lo tanto el metro cuadrado de la construcción es de **6.326,30 bs/m<sup>2</sup> (Seis Mil Trescientos Veintiséis con 30/100 Bolivianos)**.

El costo de la cubierta de losa reticular (incluyendo las vigas) es de **196.241,16 Bs. Son: Ciento Noventa y Seis Mil Doscientos Cuarenta y Uno con 16/100 Bolivianos**. Mientras que la cubierta de estructura metálica llega a **181.706,11 Bs. Son: Ciento Ochenta y Un Mil Setecientos Seis con 11/100 Bolivianos**.

El detalle del presupuesto general se lo puede apreciar mejor en el ANEXO 5.

### **3.6.4. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico y normativa empleada, las cuales están a detalle en el ANEXO 6.

### **3.6.5. Plan y cronograma de obra**

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barra Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en los ANEXOS 7. Con lo cual se determino la duración de toda la obra que es de **324 días calendarios**.

## 4. APORTACIONES DEL ESTUDIANTE

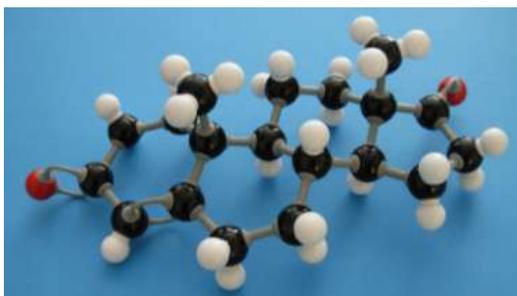
### 4.1. Marco conceptual del aporte

Como el aporte se trata de aislamiento térmico mediante el poliuretano lanzado entonces se dará el concepto del mismo.

#### 4.1.1. Poliuretano

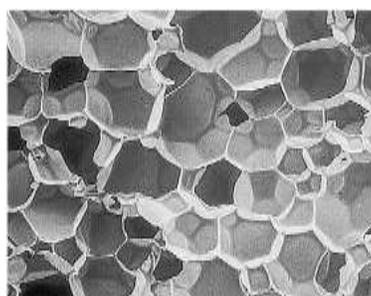
El poliuretano se origina con Las materias primas proceden de dos productos: el petróleo y el azúcar, para obtener, después de un proceso químico de transformación, dos componentes básicos, llamados genéricamente ISOCIANATO y POLIOL. La mezcla en las condiciones adecuadas de estos dos componentes nos proporcionará, según el tipo de cada uno de ellos y los aditivos que se incorporen, un material macizo o poroso, rígido o flexible, de celdas abiertas o cerradas, etc.

GRÁFICO N° 7 a



Vista atómica del poliuretano

GRÁFICO N° 7 b



Vista microscópica de las celdas cerradas de la espuma de poliuretano.

FUENTE: Libro Blanco del Poliuretano Proyectado e Inyectado

#### 4.1.2. Espuma rígida de poliuretano

Es un material sintético duro plástico, altamente reticulado espacialmente y no fusible. En las densidades habituales, para aislamiento térmico, la espuma contiene solamente una pequeña parte del volumen de materia sólida (con una densidad de  $35 \text{ kg/m}^3$ , sólo el 3% del volumen es materia sólida).

### 4.1.3. Poliuretano proyectado

Espuma rígida de poliuretano aplicada in situ por proyección, o poliuretano proyectado, que se obtiene mediante pulverización simultánea de los dos componentes (Isocianato y Polioliol) sobre una superficie.

GRÁFICO N° 8 Poliuretano Proyectado



Fuente: Libro Blanco del Poliuretano Proyectado e Inyectado

### Esquema de una máquina para proyectar espuma de poliuretano:

A- Componente Isocianato

B- Componente Polioliol

1- Máquina de proyección

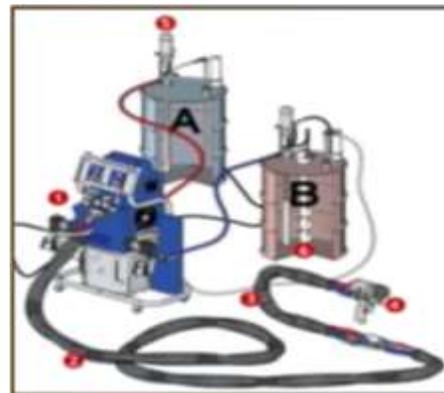
2- Manguera calefactora

3- Empalme de manguera

4- Pistola

5- Bombas de trasiego

6- Agitador



## 4.2. Marco teórico o alcance del proyecto

### 4.2.1. Poliuretano

#### 4.2.1.1. Ventajas y propiedades del poliuretano

- **Densidad del poliuretano.-** La densidad del poliuretano varía en función de la exigencia del proyecto, variación que abarca desde los 0,30 KN/m<sup>3</sup> y 0,50 KN/m<sup>3</sup>. Para el proyecto se utilizara una densidad de **0,38 kN/m<sup>3</sup>**.
- **Aislamiento térmico.-** La alta capacidad aislante del poliuretano no se consigue en la construcción con ningún otro de los materiales aislantes comúnmente empleados. Esta característica especial se debe a la estructura de pequeñas celdas que forma la espuma, y a la composición del gas aislante ocluido en el interior de dichas celdas.

**La conductividad termica.-** El poliuretano es uno de los materiales que tiene el mejor valor de conductividad termica, los valores se pueden observar en el siguiente cuadro (N° 7)

CUADRO N°7  
Densidad y conductividad térmica a 20 -25 °C de aislantes de poliuretano

Tipo	Densidad (kN/m <sup>3</sup> )	Conductividad térmica (W·m <sup>-1</sup> ·°C <sup>-1</sup> )/(kcal·h <sup>-1</sup> ·m <sup>-1</sup> ·°C <sup>-1</sup> )
Espuma de poliuretano	0,30	0,026/0,0224
Plancha rígida de poliuretano expandido	0,30	0,02-0,025/0,0172-0,0215 promedio: 0,0225/0,0193
Plancha rígida de poliuretano expandido	0,40	0,023/0,02
Plancha rígida de poliuretano expandido	0,80	0,04/0,34
Poliuretano expandido in situ	0,24-0,40	0,023-0,026/0,0198-0,0224 promedio: 0,0245/0,0211

Fuente: FAO, 1989.

La ecuación que satisface la conductividad termica es:

$$\lambda = \frac{Q}{A * \tau * G} \quad \text{donde:} \quad G = \frac{t_i - t_f}{e}$$

donde:

$\lambda$  = conductividad termica (**W/m\*°C**)

Q = cantidad de calor que pasa (**cal**).

A= seccion del aislante en (**m<sup>2</sup>**).

$\tau$  = tiempo durante el cual se esta transmitiendo (**s**).

G = gradiente o caida de temperatura (**°C/m**).

e = espesor del aislante (**m**).

según la Norma UNE-12865:2003 debe cumplir la siguiente condiciones.

Etapa inicial  $\lambda \leq 0,022 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$

Envejecido  $\lambda = 0,006 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$

Para diseño se tomara  $\lambda \leq 0,028 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$

- **Aislamiento acustico.**- El sellado provoca una mejora del aislamiento acustico o ruido aereos.

Las espumas de celdas abiertas, ademas, suman un efecto de absorcion acustica.

Podemos señalar como muy positivo el efecto de sellado que realiza en los cerramientos por ser un Sistema Continuo Estanco, aportando por esta razón un buen resultado en cuanto al aislamiento al ruido aéreo, incrementando este aislamiento, según los casos, entre 7 y 9 dB.

Poliuretano proyectado de celda cerrada: **Hasta 58 dB**

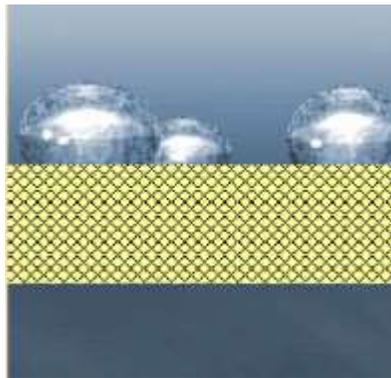
Poliuretano proyectado de celda abierta: Hasta 60 Db

- **Impermeabilidad y resistencia al agua de lluvia.-** Con posterioridad se publicó la Norma UNE-12865:2003, Comportamiento higratérmico de componentes y elementos de construcción. Determinación de la resistencia al agua de lluvia de muros exteriores bajo impulsos de presión de aire. Por ello, en junio de 2006 se realizó un ensayo en CIDEMCO según dicha norma.

Como resultado elevando la presión sobre la cara mojada del muro hasta los 1800 Pa, sin que se produjesen en ningún momento penetraciones de agua. De esta forma se llegó a simular una velocidad de viento de casi **200 km/h** sin penetración alguna de agua.

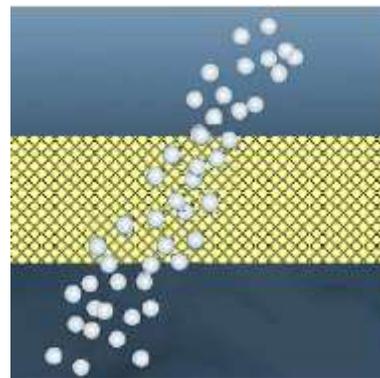
El comportamiento del poliuretano frente a la humedad se puede describir como se observa en la imagen.

GRÁFICO N° 8 a



Impermeable al agua

GRÁFICO N°8 b



Permeable frente al vapor

Fuente : Libro Blanco del Poliuretano Proyectado e Inyectado

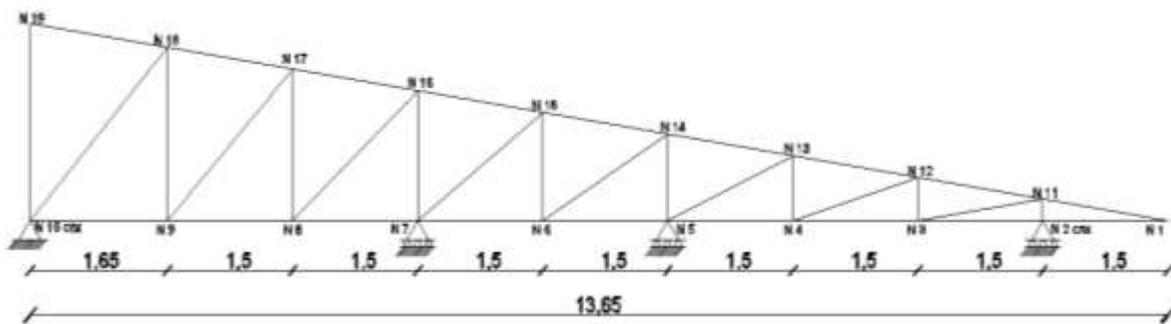
#### 4.2.2. Estructura metálica

Una vez que se tiene ya establecido las cargas actuantes sobre las cerchas, surge lo que se llama:

- Cercha real: en la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.
- Cercha ideal: solo tiene la carga aplicada en los nudos. Es decir que solo tienen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección transversal).

Las obtenciones de las fuerzas internas en cada barra nos permiten realizar el dimensionamiento de las mismas.

GRÁFICO N° 9 Esquema de la cercha idealizada



#### 4.2.2.1. Cargas actuantes en la cubierta

##### Sobre carga de viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de cada construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $W$  ( $\text{kN/m}^2$ ) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C \cdot P$$

Donde:

$C$  = coeficiente eólico, para el proyecto se tomara  $C1 = -0,04$  (succión), para la cubierta.

$P$  = presión dinámica del viento ( $\text{kN/m}^2$ )

$W$  = sobrecarga unitaria del viento ( $\text{kN/m}^2$ )

Presión dinámica del viento

$$P = \frac{V^2}{16}$$

Donde:

V= velocidad del viento (m/s).

P= presión dinámica del viento ( $\text{kN/m}^2$ )

Para el diseño se tomara una velocidad del viento de **2,1 m/s**. este dato se obtuvo de la estación pluviométrica de Sella Quebradas, que es la más cercana al lugar del proyecto.

### Carga de granizo

Para la carga de granizo no existen registros hidrológicos que nos demuestren la altura de granizo caído en la zona pero asumiremos una carga de **0,30  $\text{kN/m}^2$**  ya que la pendiente de la cubierta no dejara que se acumule en exceso

### Carga viva o de uso

Las cargas de uso en la cubierta se describen en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 8 Factores de reducción

OCUPACIÓN DE USO	CARGA UNIFORME ( $\text{KN/m}^2$ )
<b>CUBIERTAS</b>	
Cubiertas plana, inclinadas y curvas	<b>1,0</b>
Cubiertas destinadas para área de paseo	3,0
Cubiertas destinadas en jardinería o pasos de reunión	4,8
Toldos y carpas	i
Todas las demás	1,0

FUENTE: ASCE/SEI 7 – 10 (LRFD)

La carga viva en la estructura metálica se refiere al uso que se le dará por reparación o mantenimiento de la misma. Asumiendo la situación más crítica de que una persona bien robusta de 85 kg de masa se pare en  $1 \text{ m}^2$  de cubierta con 15 kg de masa de sus herramientas.

Haciendo un total de **100  $\text{kg/m}^2$**  igual a: **1 $\text{kN/m}^2$** .

### Carga permanentes

La carga permanente que actuara en la estructura metálica es el peso de la calamina, el peso del poliuretano y el peso del cielo falso.

CUADRO N° 9 Especificaciones de calaminas en el mercado

<b>Espesor (mm)</b>	<b>Peso (kN/m<sup>2</sup>)</b>
0,17	0,0151
0,2	0,0176
0,22	0,0191
0,25	0,0215
0,27	0,0231
<b>0,35</b>	<b>0,0254</b>
0,60	0,0490

El peso de la calamina por m<sup>2</sup> es de **0,0254 kN** con un espesor de 0,3 mm.

El poliuretano tiene un peso específico de 0,38 kN/m<sup>3</sup>

Por unidad de área entonces dará un peso de **0,02 kN/m<sup>2</sup>**.

El cielo raso que estará conformado por plaquetas prefabricadas de yeso el cual tiene un peso por unidad de área de **0,20 kN/m<sup>2</sup>**

#### **4.2.2.2. Combinación de carga para la cubierta**

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones

$$1,4D \quad (1)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (2)$$

Donde:

D: carga muerta

L: carga viva

Lr: carga viva en techos

S: carga de nieve

R: carga inicial de agua, lluvia o hielo sin incluir el encharcamiento

Si comprende las fuerzas de viento (W) y sismo (E) es necesario realizar las siguientes combinaciones.

$$1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W) \quad (3)$$

$$1,2D + 1,3W + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + 0,5L \quad (4)$$

$$1,2D + 0,5L + 0,2S + o - 1,0E \quad (5)$$

Es necesario considerar solo la carga de impacto en la combinación (3) de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para L en la combinación (3), (4), (5) cuando se trata de garajes, áreas de reunión públicas, y en todas las áreas donde la sobrecarga exceda 100 psi. En tal caso se debe utilizar el valor de 1 y las combinaciones son:

$$1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0L \text{ o } 0,8W) \quad (3)$$

$$1,2D + 1,3W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (4)$$

$$1,2D + 1,0L + 0,2S + o - 1,0E \quad (5)$$

Es necesario considerar otra combinación para tomar en cuenta la posibilidad de levantamiento. Esta combinación se incluye en los casos donde se contienen las fuerzas de tensión debido a momentos de volteo, que regirá en edificios altos con fuertes cargas laterales.

$$0,9D + o - (1,3 W \text{ o } L \text{ o } E) \quad (6)$$

#### 4.2.2.3. Factores de reducción de resistencia.

CUADRO N° 9 Factores de reducción

FACTOR DE REDUCCIÓN ( $\Phi$ )	SITUACIÓN
--------------------------------	-----------

1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortantes en tornillos en juntas tipo fricción
0,9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldadura de ranura en el metal de base, fluencia en la sección total de miembros a tensión.
0,85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0,80	Cortante en el área efectiva de soldadura de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0,75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0,65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0,60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

FUENTE: ANSI/AISC 360 – 10 (LRFD)

#### 4.2.2.4. Propiedades del acero

##### ➤ Módulo de elasticidad (E):

El rango típico para los aceros relativamente independiente de la resistencia de fluencia es de 193000 a 207000 MPa el valor de diseño se adopta como **200000 MPa**. Las propiedades del acero usado se muestran en la siguiente tabla.

CUADRO N°10 Propiedades del acero

Material		E	v	G	f <sub>y</sub>	α <sub>t</sub>	γ
Tipo	Designación	(MPa)		(MPa)	(MPa)	(m/m°C)	(kN/m <sup>3</sup> )
Acero laminado	A36	200000	0,300	80000	250	0,000012	77,01

Material		E (MPa)	v	G (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	α.t (m/m°C)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
Tipo	Designación						
Notación:							
E: Módulo de elasticidad							
v: Módulo de Poisson							
G: Módulo de cortadura							
f <sub>y</sub> : Límite elástico							
α.t: Coeficiente de dilatación							
γ: Peso específico							

#### 4.2.2.5. Diseño de miembros sometidos a tracción

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a tracción se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

**Pr** = carga real obtenida de los estados de carga (la mayor).

**Fy** = esfuerzo mínimo de fluencia.

**Fu** = esfuerzos de tensión mínima o ruptura.

**l** = longitud del elemento

#### Pasos a seguir

1<sup>ero</sup>.- Definir la sección del perfil.

2<sup>do</sup>.- definir tipo de acero (**Fu; Fy**).

3<sup>ero</sup>.- área mínima necesaria

$$Pu = 0,9 * Fy * A_{bruta} \rightarrow A_{bruta \text{ min nec}} = \frac{Pu}{0,90 * Fy} \quad I$$

$$Pu = 0,75 * Fu * A_{efectiva} \rightarrow A_{neta \text{ min nec}} = \frac{Pu}{0,75 * Fu * U} \quad II$$

$$A_{efectiva} = U * A_{neta}$$

Escoger el área mínima entre I y II, entrar a tablas y escoger el perfil comercial más adecuado.

4<sup>to</sup>.- verificación

$$Pu = 0,9 * Fy * A_{bruta} \geq Pr$$

$$Pu = 0,75 * Fu * A_{efectiva} \geq Pr$$

$$\frac{l}{r} \leq 300$$

#### 4.2.2.6. Diseño de miembros sometidos a compresión

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometida a compresión se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

**Pr** = carga real obtenida de los estados de carga (la mayor).

**Fy** = esfuerzo mínimo de fluencia.

**l** = longitud del elemento

#### Pasos a seguir

1<sup>ero</sup>.- Definir la sección del perfil y tipo de acero.

2<sup>do</sup>.- asumir un valor para:

$\frac{Kl}{r}$  con este valor entrar a la tabla 3 – 36 del manual LRFD y obtener  $0,85 * F_{cr}$

3<sup>ro</sup>.- Esfuerzos y áreas necesarias

$$A_{nec} = \frac{Pr}{0,85 * F_{cr}} \quad \frac{Kl}{200} = r_{min nec}$$

4<sup>to</sup>.- Se obtiene los valores de las tablas: A= Área, rx= radio en x, ry= radio de giro y.

5<sup>to</sup>.- Se procede a realizar las tentativas.

6<sup>to</sup>.- Condiciones a cumplir:

$$Pu = 0,85 * A_{bruta} * F_{cr} \leq Pr \quad ; \quad \frac{Kl}{r} \leq 200$$

7<sup>mo</sup>.- Relación de esbeltez

$$\frac{Kl}{rx} \leq 200 \quad \frac{Kl}{ry} \leq 200$$

$$\lambda_{cx} = \frac{Kl}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_{cy} = \frac{Kl}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

8<sup>vo</sup>.- Esfuerzo critico

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1,5 \rightarrow F_{crit} = 0,658 \lambda_c^2 \quad \lambda_c > 1,5 \rightarrow F_{crit} = \left( \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) * F_y$$

#### 4.2.2.7. Diseño de miembro sometido a flexo tracción

Pasos a seguir:

1.- definir el perfil y tipo de acero a usar.

2.- condición a cumplir.

Verificación a flexión asimétrica o esviada  $q =$  Carga sobre el elemento.

$$\frac{P_u}{2 * P_n * \phi_t} + \frac{M_{ux}}{M_{nx} * \phi_b} + \frac{M_{uy}}{M_{ny} * \phi_b} \leq 1,0$$

3.-calculo de la fuerza nominal

$$P_n = \Phi_t * P_t = \Phi_t * f_y * A$$

4.- Fuerza interna de la cercha calculada ( $P_u$ )

5.- cálculo del momento nominal ( $M_{nx}$ ) y ( $M_{ny}$ ).

$$M_{nx} = \Phi_b * f_y * Z_x$$

$$M_{ny} = \Phi_b * f_y * Z_y$$

6. - verification a flexotraccion

$$\frac{P_u}{2 * P_n * \phi_t} + \frac{M_{ux}}{M_{nx} * \phi_b} + \frac{M_{uy}}{M_{ny} * \phi_b} \leq 1,0$$

Tiene que cumplir esta condición muy importante.

Verificación a la flecha para los distintos miembros.

$$\Delta_{cal} \leq \frac{L}{300} \quad \Delta_{cal} \leq \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I_x}$$

### 4.3. Producto – aporte

#### 4.3.1. Dimensionamiento del espesor del poliuretano

Para verificar el espesor del poliuretano que se colocara tomaremos un espesor que se comercializa. En este caso tomaremos el espesor de 1 pulgada, para un metro cuadrado de área y 68100 calorías en una hora estos datos lo proporciona la norma UNE-12865:2003.

El parámetro (ti) es la temperatura mínima o máxima (-1,5°C; 37°C) del ambiente (ANEXO 1 tabla N°7). Y (tf) es la temperatura deseada dentro del ambiente en este caso una temperatura adecuada tanto en invierno como en verano es de 20°C.

Verificando para la máxima temperatura 37°C.

$$G = \frac{t_i - t_f}{e} = \frac{37 - 20}{0,025} = 680 \text{ } ^\circ\text{C/m}$$

$$\lambda = \frac{Q}{A * \tau * G} = \frac{68100}{1 * 3600 * 680} = \mathbf{0,0278 \text{ W/m} * ^\circ\text{C}}$$

$$\lambda_d \leq \mathbf{0,028 \text{ W/m} * ^\circ\text{C}}$$

$$\mathbf{0,0278 \text{ W/m} * ^\circ\text{C} \leq 0,028 \text{ W/m} * ^\circ\text{C} \quad \mathbf{OK}}$$

Verificando para la mínima temperatura -1,5 °C.

$$G = \frac{t_i - t_f}{e} = \frac{-1,5 - 20}{0,025} = -860 \text{ } ^\circ\text{C/m}$$

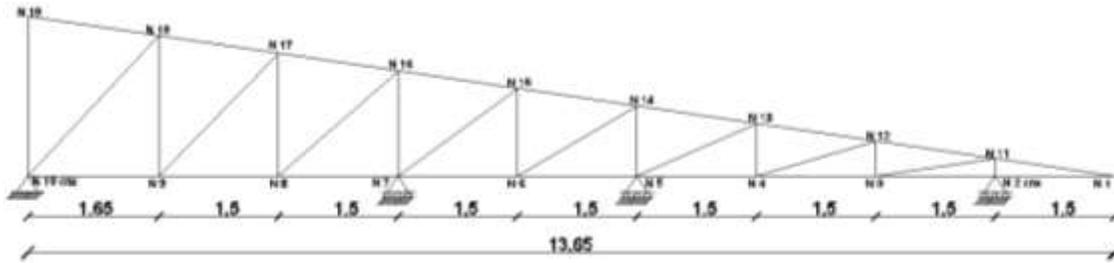
$$\lambda_d = \frac{Q}{A * \tau * G} = \frac{68100}{1 * 3600 * (-680)} = \mathbf{-0,0219 \text{ W/m} * ^\circ\text{C}}$$

$$\lambda_d \leq \mathbf{0,028 \text{ W/m} * ^\circ\text{C}}$$

$$\mathbf{-0,0219 \text{ W/m} * ^\circ\text{C} \leq 0,028 \text{ W/m} * ^\circ\text{C} \quad \mathbf{OK}}$$

#### 4.3.2. Diseño estructural de sustentación de la cubierta

La cercha metálica tiene un apoyo fijo y tres apoyos móviles, las uniones serán soldadas. La cercha idealizada es como se muestra en el grafico.



#### 4.3.2.1. Análisis de carga

Para realizar un adecuado análisis, de carga vamos a tomar en cuenta como base bibliográfica la norma LRFD.

Pendiente de la cubierta 15%

#### Combinaciones según la norma LRFD

$$U = 1,4D$$

D: carga muerta

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

L: carga viva

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W)$$

Lr: carga viva en techos

$$U = 1,2D + 1,3W + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + 0,5L$$

S: carga de nieve

$$U = 1,2D + 0,5L + 0,2S + o - 1,0E$$

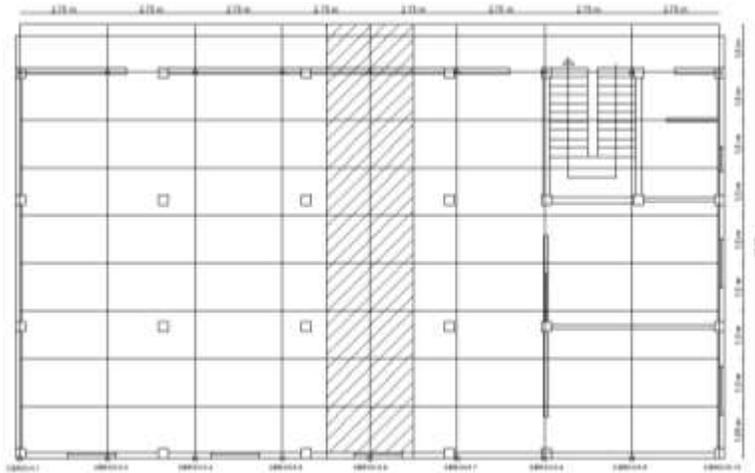
R: carga de granizo

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0L \text{ o } 0,8W)$$

U: Carga última.

Como se puede observar en la imagen las cerchas 2, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 son las que tienen mayor área de influencia.

$A_2=A_3=A_4=A_5=A_6=A_7=A_8= 37,54 \text{ m}^2$ . Para el desarrollo tomaremos la cercha N°5 como la tipo ya que es la más desfavorable.



Después de una iteración con el programa CYPECAD – v2014.p, se determinaron las secciones óptimas que se van a utilizar en las cerchas:

CUADRO N° 11 Resumen de medición de la cercha

Resumen de medición						
Material		Serie	Perfil	Longitud	Volumen	Peso
Tipo	Designación			(m)	(m <sup>3</sup> )	(kN)
Acero laminado	A36	C	C 80x40	52,231	0,019	1,497
			C100x50	27,500	0,010	0,911
TOTAL				79,731	0,029	2,408

**Peso propio de la cercha mas correas:**

$$\text{Área de influencia} = 13,65 * 2,75 = 37,54 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso por unidad de área} = 0,064 \text{ kN/ m}^2$$

**Peso propio de la chapa ondulada de N° 28 de espesor:**

$$\text{Peso por unidad de área} = 0,025 \text{ kN/m}^2$$

**Peso del poliuretano lanzado espesor de 2,5 cm:**

$$\text{Peso específico de } 0,38 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Peso por unidad de área} = 0,020 \text{ kN/m}^2$$

**Peso por sobre carga de servicio recomendado por la norma LRFD:**

Peso por unidad de área =  $0,100 \text{ kN/m}^2$

**Peso del granizo asumiendo que se almacena 3 cm de espesor sobre la cubierta:**

Peso por unidad de área =  $0,270 \text{ kN/m}^2$

**Peso del viento (succión) tomando en cuenta la velocidad media máxima registrada en el senami (7,7 km/h)**

Peso por unidad de área =  $-0,012 \text{ kN/m}^2$

**Peso de las plaquetas prefabricadas de yeso:**

Peso por unidad de área =  $0,200 \text{ kN/m}^2$

CUADRO N° 12 Combinación de cargas

COMBINACION DE CARGA	MUERTA (D) $\text{kN/m}^2$	SOBRECARGA (Lr) $\text{kN/m}^2$	VIENTO (W) $\text{kN/m}^2$	GRANIZO (R) $\text{kN/m}^2$	ULTIMA (U) $\text{kN/m}^2$
1,4D	0,309	0,100	-0,012	0,270	0,433
1,2D + 0,5Lr					0,423
1,2D + 1,6Lr + 0,8W					<b>1,961</b>
1,2D + 1,6R + 0,8W					0,793
1,2D					0,371
0,9D + 1,3W					0,262

Las envolventes se determinaron según una serie de iteraciones del programa CYPECAD – v2014.p. Por la dificultad que se tiene en resolver la cercha hiperestática.

CUADRO N° 13 Esfuerzo en la cercha

Barra	Descripción de la barra	Esfuerzos pésimos					
		N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
N1/N2 (CNX)	Cuerda infe.	-17,414	0,000	1,852	0,000	-1,170	0,000
N2 (CNX)/N3	Cuerda infe.	-9,536	0,000	-3,604	0,000	-2,430	0,000
N3/N4	Cuerda infe.	94,650	0,000	-0,072	0,000	0,650	0,000
N4/N5	Cuerda infe.	132,534	0,000	0,026	0,000	0,470	0,000
N5/N6	Cuerda infe.	134,019	0,000	0,006	0,000	0,540	0,000
N6/N7	Cuerda infe.	119,712	0,000	-0,045	0,000	0,540	0,000
N7/N8	Cuerda infe.	96,827	0,000	1,496	0,000	-0,610	0,000
N8/N9	Cuerda infe.	68,725	0,000	1,577	0,000	-0,730	0,000
N9/N10 (CNX)	Cuerda infe.	37,535	0,000	1,733	0,000	-0,990	0,000
N1/N11	Cuerda sup.	17,975	0,000	2,548	0,000	-2,190	0,000
N11/N12	Cuerda sup.	-93,552	0,000	-6,832	0,000	-5,210	0,000
N12/N13	Cuerda sup.	-135,579	0,000	-0,336	0,000	1,510	0,000
N13/N14	Cuerda sup.	-136,044	0,000	0,046	0,000	1,000	0,000
N14/N15	Cuerda sup.	-121,193	0,000	0,472	0,000	1,100	0,000
N15/N16	Cuerda sup.	-97,876	0,000	0,780	0,000	1,140	0,000
N16/N17	Cuerda sup.	-69,406	0,000	0,972	0,000	1,150	0,000
N17/N18	Cuerda sup.	-37,726	0,000	1,465	0,000	1,290	0,000
N18/N19	Cuerda sup.	0,044	0,000	0,499	0,000	0,730	0,000
N10 (CNX)/N19	vertical	-6,691	0,000	-0,034	0,000	0,010	0,000
N18/N10 (CNX)	vertical	34,174	0,000	0,024	0,000	-0,010	0,000
N9/N18	vertical	26,871	0,000	-0,065	0,000	0,080	0,000
N17/N9	vertical	18,913	0,000	-0,108	0,000	0,100	0,000
N8/N17	vertical	10,394	0,000	-0,253	0,000	0,180	0,000
N16/N8	vertical	0,836	0,000	-0,582	0,000	0,300	0,000
N7/N16	vertical	-10,507	0,000	-1,556	0,000	0,530	0,000
N15/N7	vertical	-22,356	0,000	3,080	0,000	0,760	0,000
N6/N15	vertical	-56,757	0,000	7,878	0,000	-0,870	0,000
N14/N6	diagonal	-55,524	0,000	0,629	0,000	-0,660	0,000
N5/N14	diagonal	-45,104	0,000	0,382	0,000	-0,270	0,000
N13/N5	diagonal	-37,589	0,000	0,293	0,000	0,540	0,000
N4/N713	diagonal	-28,507	0,000	0,370	0,000	0,720	0,000
N12/N4	diagonal	-16,660	0,000	0,632	0,000	0,010	0,000

N3/N12	diagonal	2,140	0,000	0,270	0,000	1,010	0,000
N11/N3	diagonal	41,149	0,000	-0,173	0,000	1,330	0,000
N2 (CNX)/N11	diagonal	103,115	0,000	-6,338	0,000	-4,930	0,000
CORREA	correa	0,053	-0,002	5,102	0,000	-3,090	0,000

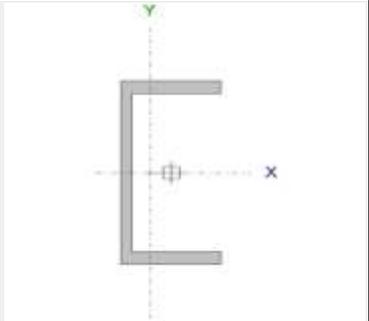
#### 4.3.2.2. Diseño de las correas

##### Datos del perfil

Perfil escogido: **C100x50**      **acero A36**

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	x <sub>g</sub> (mm)	y <sub>g</sub> (mm)
correa		2,75	4,50	67,20	10,42	0,08	-13,16	0,00

Barra	Esfuerzos pésimos					
	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>t</sub> (kN·m)	M <sub>y</sub> (kN·m)	M <sub>z</sub> (kN·m)
correa	-0,18	-0,011	-4,288	0,00	-2,30	-0,01



##### Verificación a flexión eje X

Determinación de la fluencia

S<sub>x</sub> = modulo resistente elastico respecto al eje x    13,44 cm<sup>3</sup> (dato del perfil)

$$M_n = M_p = F_y * S_x = \mathbf{3,36 \text{ kN} * \text{m}}$$

Resistencia de diseño a flexión

$$\phi_b = \text{Factor de resistencia a compresión } 0,9$$

$$M_c = \phi_b * M_n = \mathbf{3,02 \text{ kN} * \text{m}}$$

Condición que se debe satisfacer

$M_r$  = resistencia requerida según las combinaciones de carga 2,30 kN\*m

$$\frac{M_r}{M_c} \leq 1 \quad \mathbf{0,761 \leq 1} \quad \mathbf{OK}$$

### Verificación a corte en el eje Y

Comprobación de rigidizador transversal

**h:** Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo 96 mm

**t<sub>w</sub>:** Espesor del alma 2,6 mm

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \mathbf{36,92 < 69,58} \quad \mathbf{OK} \quad \text{no es necesario rigidizador transversal.}$$

Resistencia nominal a cortante.

Si:  $\frac{h}{t_w} < 260$   $36,92 < 260$  entonces  $\mathbf{K_v = 5}$  según la LRFD (cap. G2 – b)

Si:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad 36,92 < 69,57 \quad \text{entonces} \quad \mathbf{C_v = 1} \quad \text{según la LRFD (cap. G2 – b1)}$$

$$A_w = d * t_w = 2,60 \text{ cm}^2$$

d = canto total del perfil 100 mm

$$V_n = 0,6 * C_v * A_w * F_y = \mathbf{39,00 \text{ kN}}$$

Resistencia de diseño a cortante

$$\phi_v = 0,9 \quad \text{Factor de resistencia a cortante.}$$

$$V_c = \phi_v * V_n = \mathbf{35,10 \text{ kN}}$$

Condición que se debe satisfacer

$V_r$  =resistencia requerida según las combinaciones de carga 4,29 kN

$$\frac{V_r}{V_c} \leq 1 \quad \mathbf{0,122 \leq 1} \quad \mathbf{OK}$$

**PERFIL A USAR: C100x50 aceros A36**

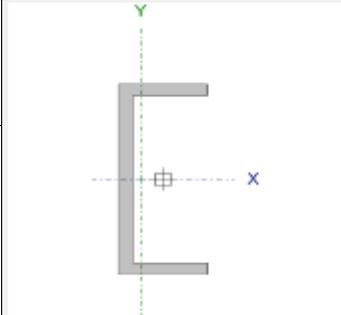
#### 4.3.2.2. Diseño de la cuerda superior

##### Datos del perfil

Perfil escogido: **C80x40 acero A36**

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )	$x_g$ (mm)	$y_g$ (mm)
N1	N11	1,512	3,65	34,22	5,27	0,07	-10,48	0,00

Barra	Esfuerzos pésimos					
	N (kN)	$V_y$ (kN)	$V_z$ (kN)	$M_t$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)	$M_z$ (kN·m)
N12/N13	25,93	0,000	0,655	0,00	-0,85	0,00



##### Verificación a la tracción

Resistencia nominal a compresión

$$P_n = A * F_y = \mathbf{91,30 \text{ kN}}$$

Resistencia de diseño a compresión

$$\phi_p = \text{Factor de resistencia a tracción } 0,9$$

$$P_c = \phi_p * P_n = \mathbf{82,17 \text{ kN}}$$

Condición que se debe satisfacer

$P_r$  =resistencia requerida según las combinaciones de carga 25,93 kN

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 1 \qquad \mathbf{0,312 \leq 1} \qquad \mathbf{OK}$$

**Verificación a flexión eje X**

Determinación de la fluencia

$S_x$  = modulo resistente elastico respecto al eje x 8,55 cm<sup>3</sup> (dato del perfil)

$$M_n = M_p = F_y * S_x = \mathbf{2,14 \text{ kN} * \text{m}}$$

Resistencia de diseño a flexión

$\phi_b$  = Factor de resistencia a compresión 0,9

$$M_c = \phi_b * M_n = \mathbf{1,92 \text{ kN} * \text{m}}$$

Condición que se debe satisfacer

$M_r$  =resistencia requerida según las combinaciones de carga 0,85 kN\*m

$$\frac{M_r}{M_c} \leq 1 \qquad \mathbf{0,44 \leq 1} \qquad \mathbf{OK}$$

**PERFIL A USAR: C80x40 aceros A36**

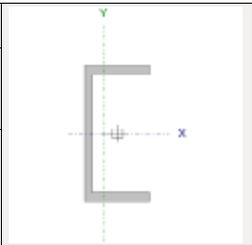
### 4.3.2.2. Diseño de la cuerda inferior

#### Datos del perfil

Perfil escogido: **C80x40 acero A36**

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )	x <sub>g</sub> <sup>(3)</sup> (mm)	y <sub>g</sub> <sup>(3)</sup> (mm)
N1	N2	1,500	3,65	34,22	5,27	0,07	-10,48	0,00

Barra	Esfuerzos pésimos					
	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>t</sub> (kN·m)	M <sub>y</sub> (kN·m)	M <sub>z</sub> (kN·m)
N5/N6	-25,56	0,000	-1,193	0,00	-0,89	0,00



#### Verificación de la esbeltez

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,2\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = 125$$

K = 0,11 según el cap. C3 de la norma AISC (LRFD 2010)

$$\lambda_y \leq 200 \quad \mathbf{125 \leq 200} \quad \mathbf{OK}$$

#### Verificación a la compresión

Se calcula la crítica elástica de pandeo tomando la menor de los ejes y, x.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,2\text{cm} \quad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 3,06\text{cm}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_x}\right)^2} = 822,01 \text{ MPa} \quad F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_y}\right)^2} = 126,66 \text{ MPa} \quad \text{entonces:}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2} \quad \mathbf{126,66 \text{ MPa}}$$

Tensión de pandeo por flexión tomada como:

$$\frac{F_y}{F_e} < 2,25 \quad \text{entonces tomar el segundo caso de la norma LRFD (cap. E – E3 – A)}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] * F_y = \left[0,658^{\frac{250}{126,66}}\right] * 250 = \mathbf{109,44 \text{ MPa}}$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n = A * F_{cr} = \mathbf{39,95 \text{ kN}}$$

Resistencia de diseño a compresión

$$\phi_p = \text{Factor de resistencia a compresión } 0,9$$

$$P_c = \phi_p * P_n = \mathbf{35,95 \text{ kN}}$$

Condición que se debe satisfacer

$P_r$  =resistencia requerida según las combinaciones de carga 25,56 kN

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad \mathbf{0,711 \leq 1} \quad \mathbf{OK}$$

**Verificación a flexión eje X**

Determinación de la fluencia

$S_x$  = modulo resistente plástico respecto al eje x  $8,55 \text{ cm}^3$  (dato del perfil)

$$M_n = M_p = F_y * S_x = 2,14 \text{ kN} * \text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión

$$\phi_b = \text{Factor de resistencia a compresión } 0,9$$

$$M_c = \phi_b * M_n = 1,92 \text{ kN} * \text{m}$$

Condición que se debe satisfacer

$M_r$  = resistencia requerida según las combinaciones de carga 0,89 kN\*m

$$\frac{M_r}{M_c} \leq 1 \quad 0,46 \leq 1 \quad \text{OK}$$

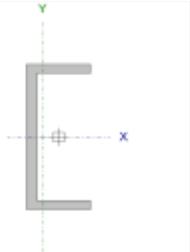
**PERFIL A USAR: C80x40 aceros A36**

#### 4.3.2.2. Diseño de las diagonales

##### Datos del perfil

Perfil escogido: **C130x13 acero A36**

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	$I_x^{(1)}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_y^{(1)}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t^{(2)}$ (cm <sup>4</sup> )	$x_g^{(3)}$ (mm)	$y_g^{(3)}$ (mm)
N5	N13	1,639	3,65	34,22	5,27	0,07	-10,48	0,00

Barra	Esfuerzos p <sup>o</sup> simos de la barra						
	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)	
N5/N13	-21,744	0,000	-0,163	0,00	-0,130	0,00	

##### Verificación de la esbeltez

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,20 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = 136,00$$

K = 1 según el cap. C3 de la norma AISC (LRFD 2010)

$$\lambda_y \leq 200 \quad \mathbf{136 \leq 200} \quad \mathbf{OK}$$

### Verificación a la compresión

Se calcula la tensión crítica elástica de pandeo tomando la menor de los ejes y, x.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,20 \text{ cm} \quad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 3,06 \text{ cm}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_x}\right)^2} = 688,90 \text{ MPa} \quad F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_y}\right)^2} = 106,16 \text{ MPa} \quad \text{entonces:}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2} \quad \mathbf{106,16 \text{ MPa}}$$

Tensión de pandeo por flexión tomada como:

$$\frac{F_y}{F_e} < 2,25 \quad \text{entonces tomar el segundo caso de la norma LRFD (cap. E – E3 – A)}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] * F_y = \left[0,658 \frac{250}{106,16}\right] * 250 = \mathbf{93,30 \text{ MPa}}$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n = A * F_{cr} = \mathbf{34,05 \text{ kN}}$$

Resistencia de diseño a compresión

$$\phi_p = \text{Factor de resistencia a compresión } 0,9$$

$$P_c = \phi_p * P_n = \mathbf{30,65 \text{ kN}}$$

Condición que se debe satisfacer

Pr =resistencia requerida según las combinaciones de carga 21,74 kN

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 1 \quad \mathbf{0,709 \leq 1} \quad \mathbf{OK}$$

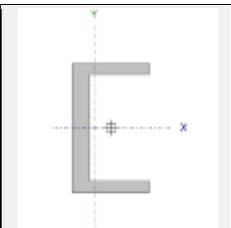
**PERFIL A USAR: C80x40 acero A36**

#### 4.3.2.2. Diseño de las verticales

##### Datos de la barra

Perfil escogido: **C80x40** aceros **A36**

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )	x <sub>g</sub> <sup>(3)</sup> (mm)	y <sub>g</sub> <sup>(3)</sup> (mm)
N2	N11	0,220	3,65	34,22	5,27	0,07	-10,48	0,00

Barra	Esfuerzos pésimos de la barra						
	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>t</sub> (kN·m)	M <sub>y</sub> (kN·m)	M <sub>z</sub> (kN·m)	
N2 /N11	-20,497	0,000	4,552	0,00	-0,77	0,00	

##### Verificación de la esbeltez

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,20 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = 18$$

K = 1 según el cap. C3 de la norma AISC (LRFD 2010)

$$\lambda_y \leq 200 \quad \mathbf{18 \leq 200} \quad \mathbf{OK}$$

## Verificación a la compresión

Se calcula la crítica elástica de pandeo tomando la menor de los ejes y, x.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,06\text{cm} \quad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 2,75\text{cm}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_x}\right)^2} = 38289,54 \text{ MPa} \quad F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r_y}\right)^2} = 5900,12 \text{ MPa} \quad \text{entonces:}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2} \quad \mathbf{5900,12 \text{ MPa}}$$

Tensión de pandeo por flexión tomada como:

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \quad \text{entonces tomar el primer caso de la norma LRFD (cap. E – E3 – A)}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] * F_y = \mathbf{245,61 \text{ MPa}}$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n = A * F_{cr} = \mathbf{92,93 \text{ kN}}$$

Resistencia de diseño a compresión

$$\phi_p = \text{Factor de resistencia a compresión } 0,9$$

$$P_c = \phi_p * P_n = \mathbf{83,64 \text{ kN}}$$

Condición que se debe satisfacer

$P_r$  = resistencia requerida según las combinaciones de carga 20,50 kN

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 1 \qquad \mathbf{0,245 \leq 1} \qquad \mathbf{OK}$$

### Verificación a flexión eje X

Determinación de la fluencia

$S_x =$  modulo resistente plástico respecto al eje x  $8,55 \text{ cm}^3$  (dato del perfil)

$$M_n = M_p = F_y * S_x = \mathbf{2,14 \text{ kN} * \text{m}}$$

Resistencia de diseño a flexión

$\phi_b =$  Factor de resistencia a compresión  $0,9$

$$M_c = \phi_b * M_n = \mathbf{1,92 \text{ kN} * \text{m}}$$

Condición que se debe satisfacer

$M_r =$  resistencia requerida según las combinaciones de carga  $0,77 \text{ kN} * \text{m}$

$$\frac{M_r}{M_c} \leq 1 \qquad \mathbf{0,401 \leq 1} \qquad \mathbf{OK}$$

### Verificación a corte en el eje y

Comprobación de rigidizador transversal

**h:** Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo  $76,00 \text{ mm}$

**t<sub>w</sub>:** Espesor del alma  $2,70 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \mathbf{28,15 < 69,58} \qquad \mathbf{OK} \text{ no es necesario rigidizador transversal.}$$

Resistencia nominal a cortante.

Si:

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad 28,15 < 260 \quad \text{entonces} \quad K_v = 5 \text{ segun la LRFD (cap. G2 - b)}$$

Si:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad 28,15 < 69,57 \text{ entonces} \quad C_v = 1 \text{ segun la LRFD (cap. G2 - b1)}$$

$$A_w = d * t_w = 2,16 \text{ cm}^2$$

d = canto total del perfil 80 mm

$$V_n = 0,6 * C_v * A_w * F_y = \mathbf{32,40 \text{ kN}}$$

Resistencia de diseño a cortante

$$\phi_v = 0,9 \quad \text{Factor de resistencia a cortante.}$$

$$V_c = \phi_v * V_n = \mathbf{29,16 \text{ kN}}$$

Condición que se debe satisfacer

$V_r$  =resistencia requerida según las combinaciones de carga 4,55 kN

$$\frac{V_r}{V_c} \leq 1 \quad \mathbf{0,156 \leq 1} \quad \mathbf{OK}$$

**PERFIL A USAR: C80x40 aceros A36**

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez finalizado con el diseño estructural del CENTRO PRODUCTIVO COMUNAL ubicado en Bordo Carachimayo se llega a las siguientes conclusiones:

- Se pudo conocer las normas adecuadas para el diseño estructural tanto como para el hormigón armado (norma Boliviana del hormigón armado CBH-87), el estudio de suelos (Asociación Americana de Ensayo de Materiales ASTM), poliuretano (norma americana UNE 92310-16) y la estructura metálica (ANSI/AISC 360-10 LRFD).
- De acuerdo con el estudio de suelos que se realizó en dentro del terreno de la sede comunal “Bordo Carachimayo” (lugar de emplazamiento) de donde se obtuvo la capacidad portante de compresión 0,35 MPa y la magnitud de la estructura, fueron los parámetros preponderantes que definieron el tipo de fundación que se utilizó: zapatas aisladas.
- Con el levantamiento topográfico se identificó la planimetría del terreno ya que es plano y se pudo realizar el emplazamiento de la obra.
- Los elementos estructurales (zapatas, columnas, vigas, losas y estructura metálicas) se realizó con el programa CYPECAD – v2014.p, este nos dio valores más elevados (entre 5% y 10% con relación al cálculo manual) debido a que este programa toma otros aspectos, como los constructivos y disposición de armadura, lo que no se toma en cuenta en el cálculo manual, por lo que se optimizó algunas armaduras y

espaciamiento, también el cálculo de esfuerzos el programa usa elementos finitos lo cual es más preciso que el cálculo manual.

- El costo estimado del proyecto según el presupuesto que contempla obra gruesa y obra fina es de **1.899.789,05 Bs.**. Teniendo un costo aproximado por metro cuadrado de **6.326,30 bs/m<sup>2</sup>**. Este presupuesto no contempla supervisión, equipamiento ni las instalaciones (eléctrica, sanitaria y agua potable).
- El tiempo estimado de ejecución de la obra es de 324 días calendarios según el planeamiento y cronograma de ejecución, lo cual puede variar en la construcción.
- Según la comparación de costos entre la cubierta de losa casetonada y la cubierta de estructura metálica con recubrimiento de poliuretano, existe una diferencia de costo de 14.535,05 Bs. Siendo la losa reticular la más cara con **196.241,16 Bs.** Y la cubierta de estructura metálica tiene un costo de **181.706,11 Bs.**

Como recomendaciones se puede decir:

- El costo de la obra no contempla equipamiento, supervisión ni instalaciones (eléctrica, agua potable y sanitaria). Para usar el costo como referencial implementar estas últimas mencionadas.
- El proyecto no contempla un estudio ambiental ni social. Es solo estructural.
- Para la licitación de la construcción del “centro productivo comunal Bordo Carachimayo” se recomienda contemplar el proyecto con un estudio ambiental, diseño de instalaciones sanitarias, instalaciones de agua potable e instalaciones eléctricas.

