

## 1. CAPITULO I – ANTECEDENTES

### 1.1 El Problema

El crecimiento poblacional de la Ciudad fronteriza de Bermejo y la falta de empleo en los sectores productivos han dado lugar a que gran parte de la población se refugie en el comercio informal, donde un pequeño capital y algo de conocimiento del mercado bastan para iniciarse. Esta actividad económica se caracteriza por el alto porcentaje de participantes de la población de Bermejo, ya que tienen características de comerciantes permanentes y eventuales, por ello los mercados de abastecimiento popular conforman una parte importante de la estructura económica del lugar.

#### 1.1.1 Planteamiento

Las principales actividades comerciales que se desempeñan en la localidad de Bermejo se caracterizan por el intenso comercio existente con la hermana República de Argentina, los comerciantes que ejercen esta actividad se encuentran asentados en espacios limitados los mismos que, debido al aumento de la población y a la ausencia de lugares adecuados, se ven obligados a aumentar la gran cantidad de asentamientos callejeros en áreas urbanas destinadas a otras actividades.

Las principales causas que generan el hacinamiento son:

- Crecimiento del sector gremialista.
- Asentamientos callejeros en concentraciones cada vez más preocupantes, para un adecuado desenvolvimiento comercial.
- Ocupación de áreas inadecuadas, sin servicios complementarios para la población beneficiaria.
- Insuficiente infraestructura para un adecuado desarrollo gremial campesino.

De mantenerse la situación actual se incrementara la incomodidad de la población como así la queja de la población por falta de un centro de comercio que rinda con las demandas de la población; por lo que hace necesario plantear soluciones.

A continuación presentamos dos alternativas de solución:

- Ampliación del mercado campesino de Bermejo.
- Construcción de La casa campesina en la ciudad de Bermejo.

### 1.1.2 Formulación

Las demás posibles alternativas de solución se descartan. De manera que la alternativa escogida es la “Construcción de la casa campesina en la ciudad de Bermejo”.

### 1.1.3 Sistematización

Establecido el análisis de alternativas en el perfil del proyecto, se eligió la alternativa factible, tanto económica, técnica y constructivamente.

La elección para el diseño estructural de la nueva edificación es la siguiente: Estructura aporticada como estructura de sustentación que contempla columnas y vigas. La losa alivianada de vigueta pretensada para el entrepiso, cercha de madera para la cubierta, y los cimientos serán de zapatas aisladas de H°A°.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural de la Casa Campesina en la Ciudad de Bermejo, utilizando la norma boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y aplicando el Manual de diseño para maderas del grupo andino.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar el diseño estructural de la cubierta que estará formada por cerchas de madera.
- Realizar el diseño estructural del entrepiso compuesto por losas alivianadas de vigueta pretensada.
- Realizar el estudio de suelos para así conocer las características y capacidad portante del suelo sobre el cual se va a construir la estructura.
- Realizar el diseño estructural de las cimentaciones y los pórticos que serán la estructura de sustentación.

### **1.3 Justificación**

#### **1.3.1 Académica**

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante en el análisis, planteamiento y diseño de estructuras de fundación, columnas, vigas, losas de entrepisos y elementos de cubiertas. Además de poner en práctica estos conocimientos.

#### **1.3.2 Metodológica**

Aplicar los programas computarizados SAP 2000 v16 para el análisis de la armadura de madera de la cubierta y CYPECAD v2014.p para diseñar los elementos estructurales de nuestro edificio aporticado.

#### **1.3.3 Técnica**

Aplicar la metodología y procedimientos propuestos en la bibliografía sobre el diseño de: cimentaciones, columnas, vigas, losas, verificando que estos elementos cumplan con la resistencia necesaria para contrarrestar a la carga que se tendrá en la estructura.

#### **1.3.4 Social - Institucional**

Contribuir en la solución del problema fundamental de la falta de una infraestructura adecuada para la comercialización de productos de la canasta familiar, con el diseño estructural y un presupuesto referencial del proyecto, el mismo que permitirá buscar financiamiento para su posterior construcción y con este mejorar las condiciones de comercialización de toda la producción procedente del área rural de la Segunda Sección de la Provincia Arce y dotar de un espacio destinado al descanso temporal de los campesinos.

### **1.4 Alcance del proyecto**

Es de vital importancia, definir las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

Primordialmente se destaca el diseño estructural de todos los elementos del edificio, como así también el de la cubierta, plasmando el diseño en planos estructurales, acompañado de sus especificaciones técnicas para la buena ejecución del proyecto.

También se realizará un presupuesto de la obra y el plazo de ejecución de la misma.

En lo que respecta a las instalaciones de agua potable y alcantarillado, se realizará sólo una estimación de los costos no llegando a elaborar el diseño final debido a que el proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad.

Así mismo, de manera referencial se incluye la instalación eléctrica y de gas en la parte del presupuesto final.

#### 1.4.1 Aporte académico del estudiante

Se realizara un análisis comparativo de del diseño de una viga rectangular mediante ACI 318-05 y CBH-87.

#### 1.5 Localización del proyecto

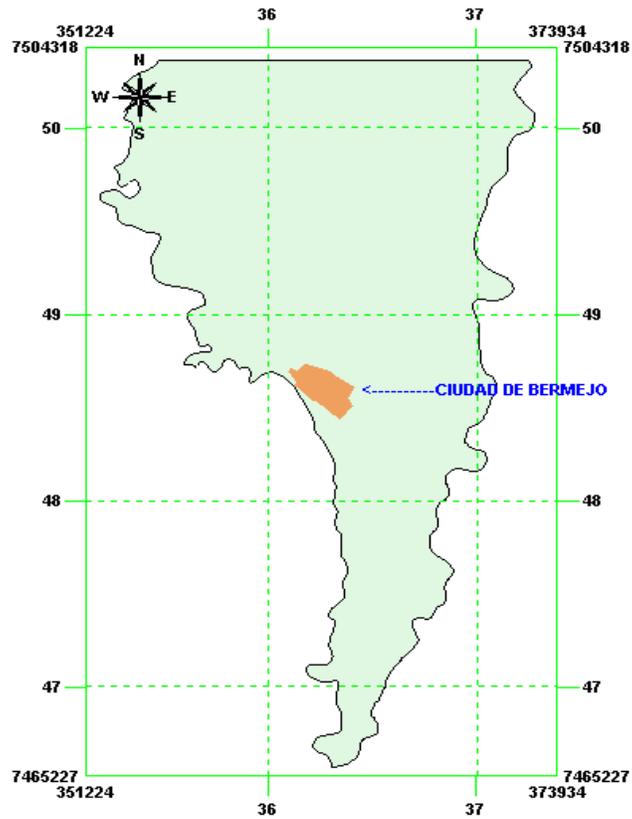
La ubicación de la Casa Campesina se encuentra en la ciudad de Bermejo, segunda sección de la provincia Arce del departamento de Tarija, entre las calles Bolivar y Potosi, sobre la Avenida Rene Barrientos Ortuño.



**Figura 1.1** Mapa de Bolivia



**Figura 1.2** Mapa de Departamento de Tarija



**Figura 1.3** Ubicación de la ciudad de Bermejo



**Figura 1.4** Localización del terreno

## 1.6 Información socioeconómica relativa al proyecto

Dentro de los aspectos económicos, se analizará la tenencia de la tierra y las actividades económicas de las familias, los mismos que se describen y analizan a continuación.

### 1.6.1 Tendencia de la tierra y uso de suelos

El espacio territorial se clasifica en: área urbana y no edificada, vías, áreas verdes, área productiva, equipamiento de educación, salud, deportivo, administrativo, comercio, transporte, industrial, servicios públicos y equipamiento diverso.

### 1.6.2 Principales actividades económicas de las familias

Las pequeños mercados cercanos a la Casa Campesina, se caracterizan por un comercio formal, es decir, que la venta de los productos es directa al consumidor, también se observan pequeñas tiendas de abarrotes, que abastecen con diversos productos a la población, que por lo general son compras realizadas al por menor.

## 1.7 Servicios básicos existentes

Entre los servicios a considerar que tienen relación con la sostenibilidad del proyecto se tiene lo siguiente: servicio de agua potable, saneamiento básico, energía eléctrica, salud, transporte y comunicaciones y centros de comercialización.

#### **1.7.1 Agua potable y alcantarillado sanitario**

El servicio y administración del sistema de agua potable y alcantarillado en la zona de emplazamiento y colindantes está a cargo de la Cooperativa EMMAB.

#### **1.7.2 Energía Eléctrica**

Al igual que el servicio de agua potable y alcantarillado sanitario existe un ente matriz encargado de regular y administrar el servicio de energía eléctrica el cual está a cargo de la empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

## CAPITULO II – MARCO TEORICO

El presente marco teórico contempla todo el fundamento teórico que se utilizará para elaborar la ingeniería del proyecto desarrollada en el capítulo III.

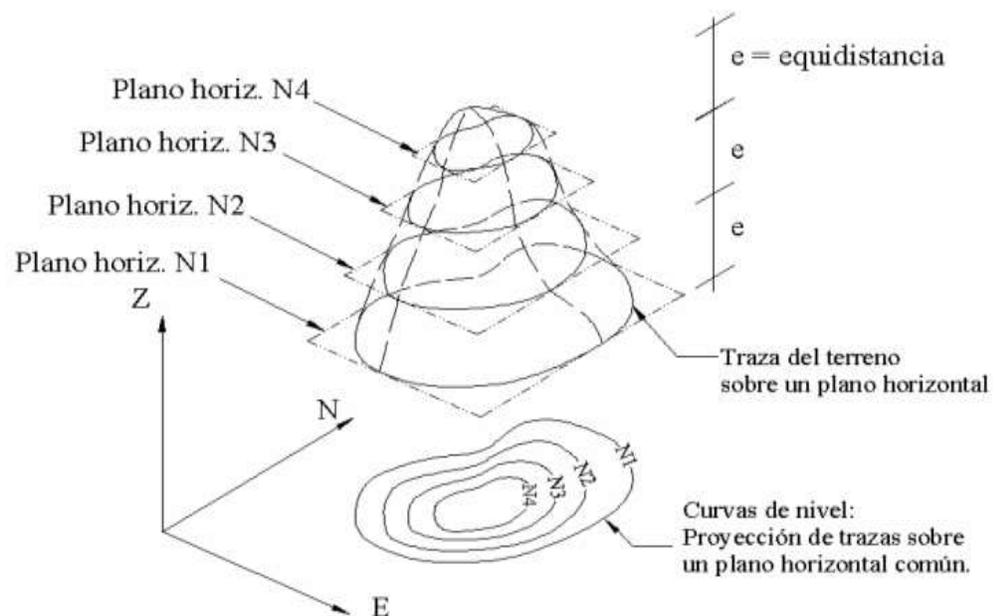
### 2.1 Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio. Se lo realiza con equipos topográficos como un Teodolito o una Estación total. **Curvas de Nivel.**

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura 2.



**Figura 2.1** Representación del concepto de curva de nivel

## **2.2 Estudio de suelos**

Cuando se trata de edificaciones, con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga que soporta el terreno y si es suficiente por la sobrecarga del edificio. Esto se lo realizara mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo de SPT a nivel del pozo excavado y toma de muestras para cada ensayo a las profundidades referidas.

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

- Sacar contenido de humedad de la muestra extraída, para calcular su condición saturada.
- Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTERBERG, para determinar su clasificación de suelos según AASHTO.

Los resultados obtenidos en laboratorio y campo permiten determinar el tipo de suelo encontrado y calcular la capacidad portante del suelo. La relación de numero de golpes a diferentes profundidades y el cálculo de las posibles fatigas admisibles, se obtienen utilizando tablas de procedimientos de sondeos de Jesús Puy Huarte - Dr. Ing. En minas; y gráficos según B.K. Hough “Basic Soil Engineering”.

## **2.3 Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico fue elaborado y proporcionado por el cuerpo técnico del Gobierno autónomo del departamento de Tarija Sección-Bermejo y todo el detalle de la Casa campesina se puede apreciar ampliamente en los planos de arquitectura. El edificio consta de los siguientes ambientes:

Planta baja: Tiendas, abarrotes, comederas, cafetería, refrescos, baño M, baño H y depósito.

Primer piso: Recepción, dormitorios, cocina y comedor.

Segundo piso: Oficinas, sala de espera Auditorio y depósito.

## **2.4 Idealización estructural**

### **2.4.1 Sustentación de cubierta**

Para poder realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes en una estructura reticulada se idealizara la misma tomando los nodos como articulaciones y las barras como elementos lineales, asimismo los apoyos en la cubierta serán fijos.

Una vez que se tiene ya establecidas 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: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Solo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección)

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

### **2.4.2 Sustentación de la edificación**

Para realizar el cálculo en la estructura de sustentación de la edificación se idealizara las columnas y vigas en pórticos, los cuales serán diseñados para soportar cargas muertas (su peso propio, la cubierta, losas y muros) y cargas vivas (sobrecarga de uso y carga de viento). Cuando ya se obtengan los resultados se deberá calcular las dimensiones de vigas y columnas para que puedan soportar los esfuerzos máximos transmitidos.

### **2.4.3 Idealización de la cimentación**

Para este proyecto se idealizara la cimentación como apoyos rígidos, debido a que nuestro nivel de fundación es mayor a 2 metros y los resultados que se obtienen de esta forma están muy cerca de la realidad, con las debidas limitaciones.

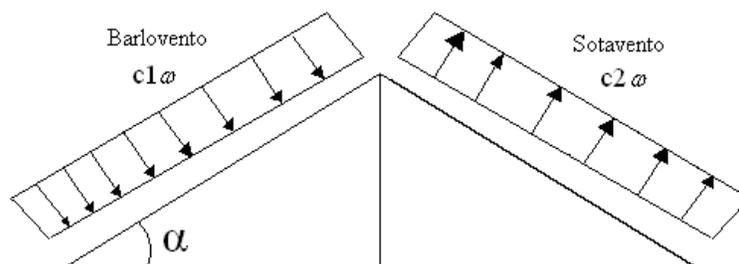
## 2.5 Diseño estructural

### 2.5.1 Estructura de sustentación de cubierta

Para el diseño de cubiertas se debe tomar en cuenta primeramente el material a emplear y sobre todo el tipo de cercha. En nuestro medio se emplea mucho las cerchas de madera, para lo cual se recurre a los criterios del “Manual de diseño para maderas del grupo andino” y el libro “Diseño de estructuras de madera” del Ing. José Rodrigo Lea Plaza.

#### 2.5.1.1 Carga de viento

La presión del viento sobre la superficie inclinada de un techo depende de su velocidad y dirección, además de la orientación y pendiente del techo. Varios estudios sobre modelos han demostrado que se presenta un efecto de succión en sotavento, es decir en la superficie contraria al viento y que en cubiertas con pendiente inferior a un ángulo de 30°, el viento en lugar de producir presión, produce succión en el lado del viento (barlovento).



**Figura 2.2** Efecto del viento en cubiertas

La presión (o succión) del viento, perpendicular a la superficie del techo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$P = C * q \quad q = 0.0484 * V^2$$

Dónde:

P = Presión del viento en (kg/m<sup>2</sup>)

Q = Presión en función del viento (kg/m<sup>2</sup>)

C = Coeficiente que depende de la inclinación de la cubierta

V = Velocidad del viento Km/h

El valor de C (C1 para barlovento o C2 para sotavento) se determina mediante la tabla 2.1 donde los valores negativos significan succión y para los ángulos intermedios se puede interpolar linealmente.

TABLA 2.1

VALORES DEL COEFICIENTE C

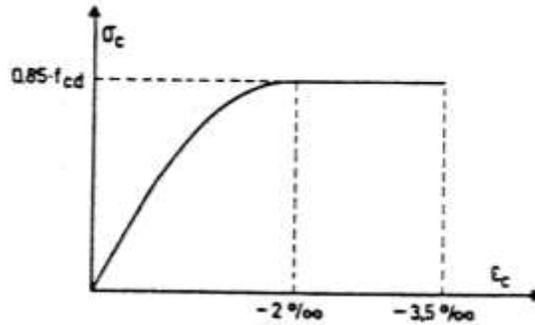
VALORES DEL COEFICIENTE C		
Valor de $\theta$ en grados	C1	C2
0	-0,5	-0,27
10	-0,5	-0,27
20	-0,5	-0,27
25	-0,1	-0,27
30	0,3	-0,27
35	0,36	-0,27
40	0,5	-0,27
45	0,65	-0,27
60	0,85	-0,27
70	0,85	-0,27
90	0,85	-0,27

Fuente: J. LEA PLAZA “Diseño de estructuras de madera” (pág. 111)

### 2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación

La estructura aporticada de hormigón armado se diseñará y analizará en base al código boliviano del hormigón CBH-87.

Para el diseño práctico de secciones rectangulares se hará el uso de tablas y ábacos que facilitan notablemente el cálculo. Corresponden al diagrama parábola-rectángulo.



**Figura 2.3** Diagrama parábola-rectángulo de cálculo

### 2.5.2.1 Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

#### 2.5.2.1.1 Proceso de cálculo a flexión simple

1. Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_f$  de acuerdo con la Norma Boliviana CBH 87.

$$M_d = M_{max} * \gamma_f$$

2. Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

$b_w$ = Ancho de la viga

$d$ = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamada canto útil).

$f_{cd}$ = Resistencia de cálculo del hormigón

3.- Se adoptara el valor de  $\mu_{lim,} = 0.319$  recomendado por Pedro Jiménez Montoya.

*si  $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$  No necesita armadura a compresión*

*si  $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$  Necesita armadura a compresión*

### 2.5.2.1.2 Cálculo de las armaduras a tracción y compresión

1. Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción

Proceso de cálculo de la armadura a tracción:

- a) Con el valor del momento reducido, se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

Dónde:

w= Cuantía mecánica de la armadura (de tabla 2.2)

f<sub>yd</sub>= Resistencia de cálculo del acero

A<sub>s</sub>=Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

- c) Calcular la armadura mínima y el valor de w<sub>min</sub> se obtiene de la tabla 2.2.

$$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

- d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

2. Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura a compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, se deberá seguir los pasos que se mencionan

a continuación:

a) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\zeta = \frac{r}{d}$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \zeta}$$

$$w_{s1} = w_{lim} + w_{s2}$$

Dónde:

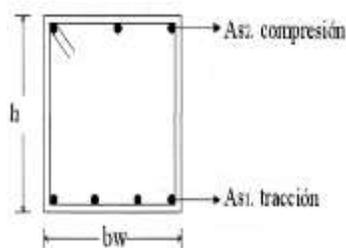
$w_{lim}$  = Valor recomendado por Pedro Jiménez Montoya 0,319

$w_{s1}$  = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

$w_{s2}$  = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

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

$r$  = Recubrimiento geométrico.



**Figura 2.4** Sección transversal de viga de hormigón armado

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

Dónde:

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.

c) Calcular la armadura mínima, y el valor de  $w_{min}$  se obtiene de la tabla 2.2.

$$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$$

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

TABLA 2.2

CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS (%o)

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana “CBH 87” (pág. 67)

TABLA 2.3

RECUBRIMIENTOS MINIMOS (mm)

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	Losas o laminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H 12,5	H 40
					H 15	H 45
					H 17,5	H 50
					H 20	H 55
15	25	35	± 10	- 5	+ 5	- 5

Fuente: Norma Boliviana “CBH 87” (pág. 236)

TABLA 2.4

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXION SIMPLE O COMPUESTA

ACEROS DE DUREZA NATURAL

$\xi$	$\mu$	$\omega$	$\frac{\omega}{I_{yd}} \cdot 10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		DOMINIO 2
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.1590	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	DOMINIO 3
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	
0.8119	0.37		0.3280	DOMINIO 4
0.8597	0.38		0.4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		5.9911	
			5000	
			4600	
			4200	
			4000	
			2400	
			2200	

Fuente: P. JIMÉNEZ MONTOYA, A. García Meseguer, F. Morán Cabré

“Hormigón Armado” (Tomo I, 13ª Edición, pág. 280)

### 2.5.2.1.3 Cálculo del esfuerzo cortante

Para el cálculo del 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 la resistencia de los materiales.

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

Dónde:

$\tau$ =Esfuerzo cortante

V=Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m=Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

b= Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I= Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza en la dirección en que estamos diseñando.

### 2.5.2.1.4 Calculo de la armadura transversal

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

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.

$$V_d > V_{cu}$$

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

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 multiplicada por t.

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

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será 4200kg/cm<sup>2</sup>.

## 2.5.2.2 Columnas

### 2.5.2.2.1 Introducción

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 las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

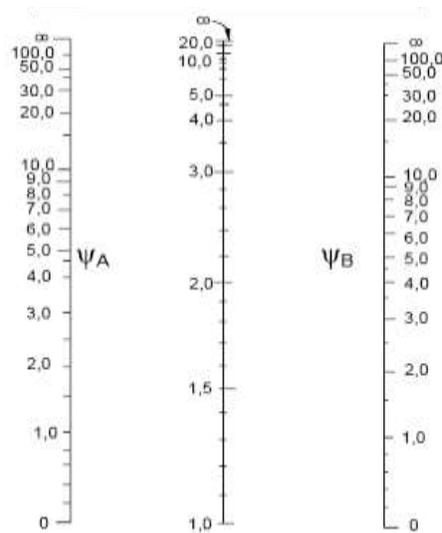
La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

Longitud de pandeo  $l_o = k * l$  ( $k$  se obtiene entrando con  $\psi$ )

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

Para obtener el valor de  $k$  recurrimos a la figura 2.4 que se muestra a continuación:



**Figura 2.5** Pórticos traslacionales

Fuente: Norma boliviana “CBH 87” (pág. 84)

#### 2.5.2.2.2 Método Aproximado de la Instrucción Española

Este método es aplicable piezas de sección constante cuya esbeltez mecánica no sea superior a 100 ( $\lambda < 100$ ). La sección deberá dimensionarse para una excentricidad igual a:

$$e_{total} = e_e + e_a \leq e_2 \text{ con}$$

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} * \frac{l_o^2}{50 i_c}$$

Con los siguientes significados:

$e_o$	= excentricidad de cálculo de primer orden equivalente: $e_o = 0,6 e_2 + 0,4 e_1$ para soportes intraslacionales, $e_o = e_1$ para soportes traslacionales;
$e_o$	= excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden;
$e_2$	= excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo;
$e_1$	= excentricidad de cálculo mínima de primer orden, tomada con el signo que le corresponda. Normalmente $e_2$ y $e_1$ son las excentricidades en los extremos. No se tomarán menores que la excentricidad accidental mínima
$l_o$	= longitud de pandeo del soporte;
$i$	= radio de giro de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada;
$\epsilon_s$	= $f_{yd}/E_s$ = deformación del acero para su resistencia de cálculo $f_{yd}$ ;
$\epsilon$	= parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia: $\epsilon = 0,003$ cuando el axil cuasipermanente no supera el 70 por 100 del axil total; $\epsilon = 0,004$ cuando el axil cuasipermanente es mayor del 70 por 100 del axil total;
$\beta$	= factor de armado: $\beta = 1,0$ para armaduras en las caras frontales (máxima eficacia frente al pandeo), $\beta = 3,0$ para armaduras en las caras laterales (mínima eficacia frente al pandeo), $\beta = 1,5$ para armaduras en las cuatro caras (caso intermedio);
$h$	= canto total medido paralelamente al plano de pandeo.

En el caso de sección rectangular el radio de giro  $i_c = h/3,464$  y la expresión anterior se reduce a la siguiente:

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\epsilon_y + \epsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} * \frac{l_o^2}{14,343 h}$$

1.- Proceso de cálculo

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.

1.-La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{I/A}}$$

Dónde:

$l_o$  = longitud de pandeo que es igual a  $(l*k)$

$k$  = coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo.

A= Área transversal de la columna

I = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

## 2.- 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:

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

## 3.- Resistencia del hormigón

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción; así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

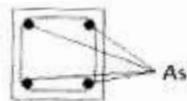
$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

## 4.- Cálculo de las armaduras

Armadura longitudinal para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial

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

$$\gamma_m * N_d = 0,85 * f_{cd} * b * h + A_s * f_{yd}$$



$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

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

La armadura mínima es:

$$A_s = 0,006 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

Se calculara la armadura longitudinal con la ayuda del ábaco que se muestra en la figura 2.5

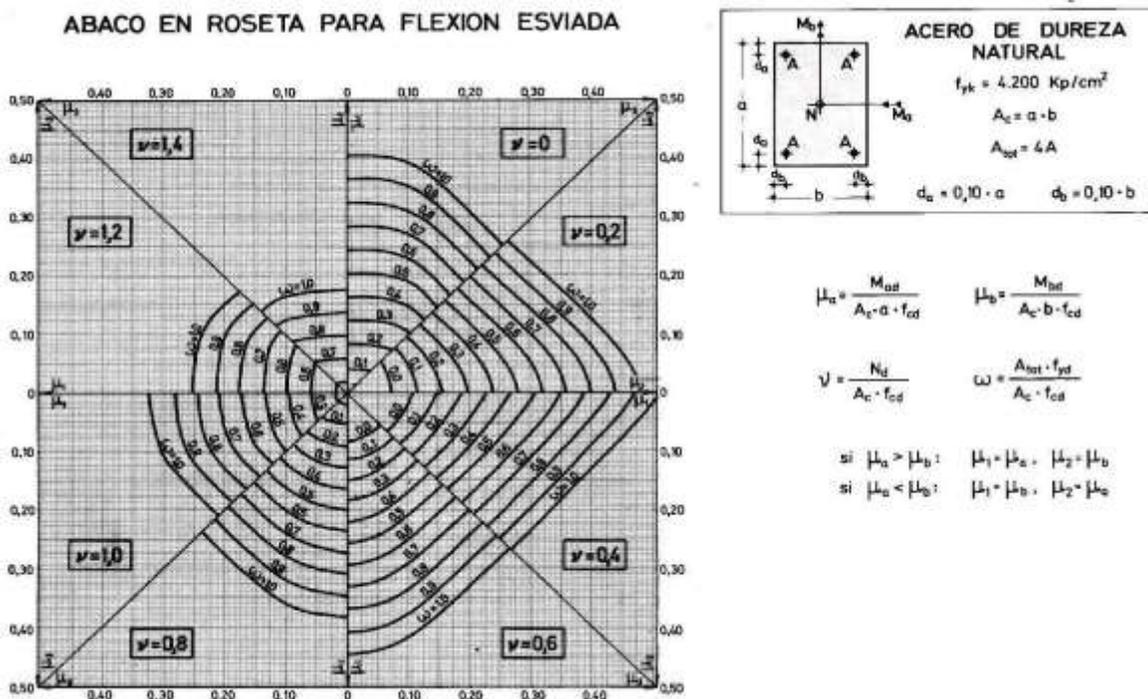


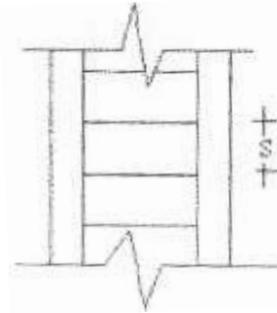
Figura 2.6 Abaco para flexión esviada

Fuente: P. JIMÉNEZ MONTOYA, A. García Meseguer, F. Morán Cabré

“Hormigón armado” (Tomo I, 13ª Edición, pág. 446)

Armadura transversal

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



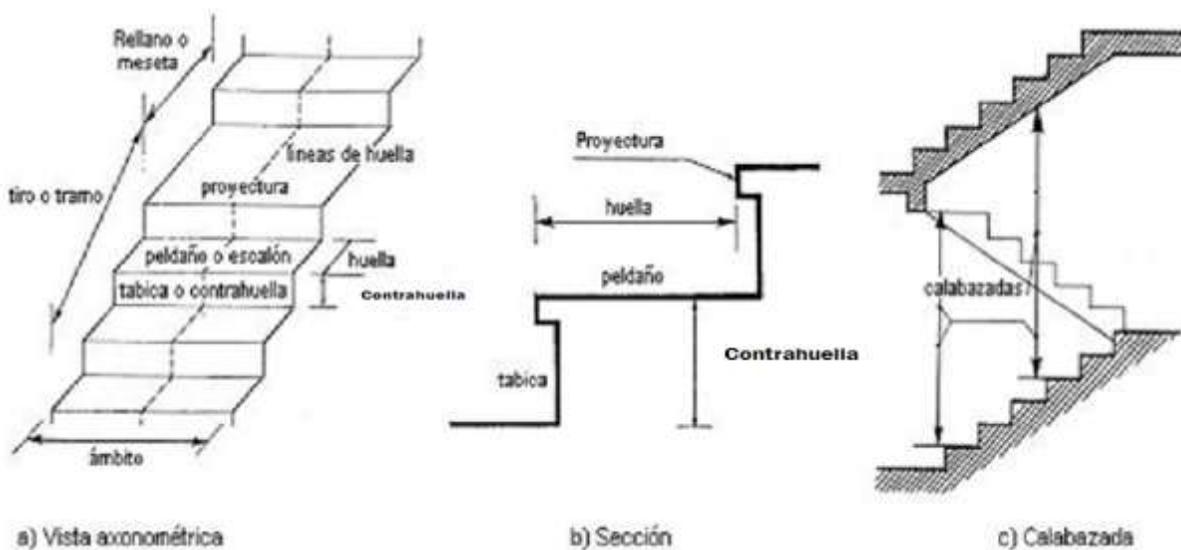
$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi \text{ de la armadura longitudinal} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi \text{ de la armadura longitudinal} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Para atender la necesidad del cálculo

### 2.5.3 Estructuras complementarias (escaleras)



**Figura 2.7** Representación de las partes de una escalera

### 2.5.3.1 Definición

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

### 2.5.3.2 Proceso de cálculo

$$p = \text{huella}$$

$$cp = \text{contra huella}$$

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{max}$$

Dónde:

$$\alpha = 0,8 - 1,0$$

Cálculo del espesor de la loza de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta} \quad h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Dónde:

t= Espesor de la loza de la escalera

$L_n$ = Longitud horizontal de la escalera

$h$ = Proyección vertical de  $t$

$h_m$ = Altura media

### **Cálculo de la carga última**

$$q_u = p_p + A_{cab} + s_c$$

Dónde:

$q_u$ = Carga última que actúa sobre la escalera

$p_p$ = Peso propio

$A_{cab}$ = Acabados

$s_c$ = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión

### **Cálculo del canto útil**

$$d = t - \left( r + \frac{\phi}{2} \right)$$

Dónde:

$t$ = Espesor de la losa de la escalera

$r$ = Recubrimiento

$\phi$ =Diámetro del hierro

### **Cálculo de la armadura positiva**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

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

Dónde:

$A_s$ = Área de armadura positiva

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y$ = Limite de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

### Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} * \pi * \phi^2}{4}$$

$$S = \frac{b - 2 * r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{min} 0,0018 < \rho < \rho_{max} 0,0133$$

Dónde:

S=espaciamiento entre barras

### Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \min} < (-)A_s$$

### **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0.0018 * b * t$$

$$S = \frac{A_\phi}{A_{st}}$$

Dónde:

$A_{st}$ =Área de armadura transversal

$A_\phi$ = Área de la barra de hierro

### **Refuerzo transversal en el descanso**

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{H}{Ln} \right)$$

$$S_L = \left( \frac{S}{\cos \beta} \right)$$

Dónde:

H= Altura de la escalera

Ln= Longitud horizontal de la escalera

$S_L$ = Espaciamiento entre barras en el descanso

## 2.5.4 Cimentaciones

### 2.5.4.1 Definición

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente, se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

### 2.5.4.2 Proceso de cálculo

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

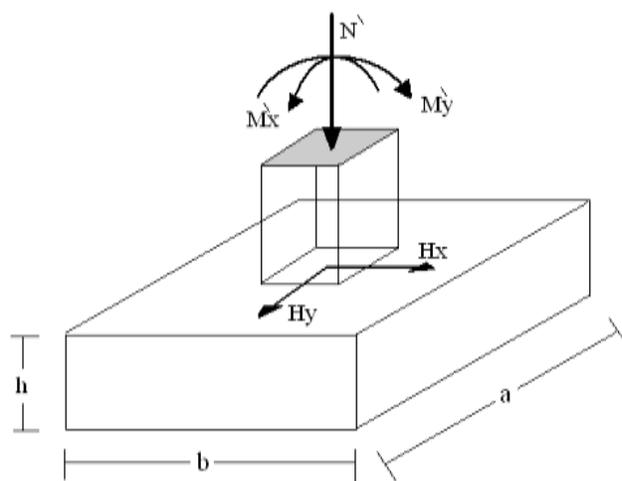
Momento en el eje x ( $M_x$ )

Momento en el eje y ( $M_y$ )

Cortante en el eje x ( $H_x$ )

Cortante en el eje y ( $H_y$ )

Carga vertical que llega a la zapata ( $N$ ).



**Figura 2.8** Solicitaciones presentes en una zapata aislada

1.-Se calculará el peso propio de la zapata, asumiendo un valor igual al 5% del total de la carga  $N$ :

$$pp_{zapata} = 1.05 * N$$

2.-Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima necesaria que deberá tener y en función a esta área se encuentra los valores de a2 y b2

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

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:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

3.-Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas (que llevan en cuenta las sollicitaciones por punzonamiento y el corte)

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} \pm \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(a_1 + b_1)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_1)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

$$\gamma_f = 1,6$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{max}$  o el  $\sigma_{adm}$

Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a  $d + 5\text{cm}$

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 40 cm.

4.-Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$pp_{zapata} = \gamma_H * Volumen$$

Los esfuerzos cortantes en la base de la columna generan momentos flectores en la base de la zapata.

Dichos momentos serán:

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

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

### 2.5.4.3 Verificaciones

#### Verificación de la resistencia del suelo

$$\sigma_{max} = \frac{N + PP}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} \leq \sigma_{adm} (suelo)$$

#### Verificación al vuelco

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

### **Verificación para la dirección X-X**

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_y + V_x * h)} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

### **Verificación para la dirección Y-Y**

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_x + V_y * h)} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Dónde:

$N_{pl}$ = Es la carga de servicio transmitida al soporte.

$M_x$  y  $M_y$ =Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

$H_x$  y  $H_y$ =Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

$a$  y  $b$ = Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

$N_{c1}$  = El peso propio de la zapata medianera.

$h$ =Altura total del elemento de cimentación.

Esta verificación se realizará para la zapata centrada, de la misma manera que se realiza para la zapata medianera.

### **Verificación al deslizamiento**

Como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

#### **Para suelos sin cohesión (arenas)**

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

**Para suelos cohesivos (arcillas)**

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Dónde:

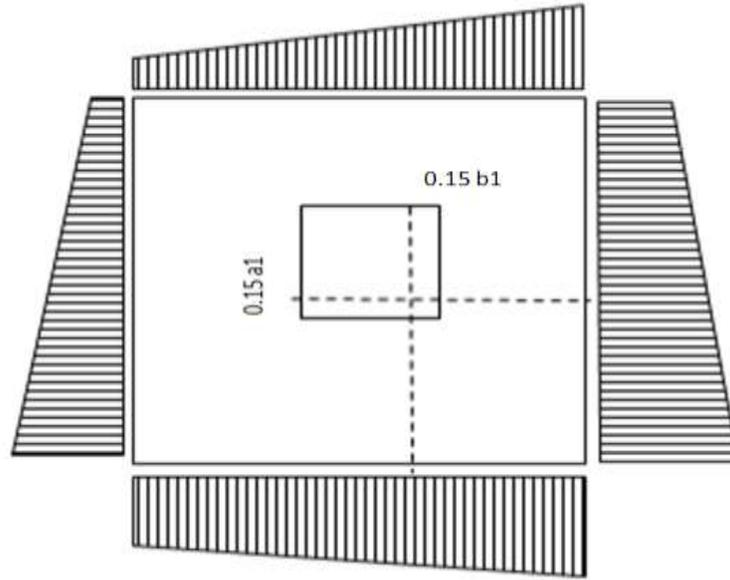
A=Área de la base de la zapata medianera.

$\varphi_d=(2*\varphi/3)$ =Valor de cálculo del Angulo de rozamiento interno.

$C_d=0,50*C$ =Valor de cálculo de la cohesión.

#### **2.5.4.4 Cálculo de la armadura**

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.



**Figura 2.9** Vista en planta de una zapata

Luego encontramos el momento ( $M_e$ ) a una distancia de 0.15 de la cara de la columna del bloque más comprimido.

El momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 * M_e$$

$$\mu_d = \frac{M_{ed}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$w = \mu_d * (1 + \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Con la cuantía mínima  $w_{min}$  se determinará la armadura mínima necesaria en la pieza.

**Para calcular la armadura longitudinal:**

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

Dónde:

$A_s$ = Área de la armadura

$A_{s1}$ = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (5 cm)

**Para calcular la armadura transversal:**

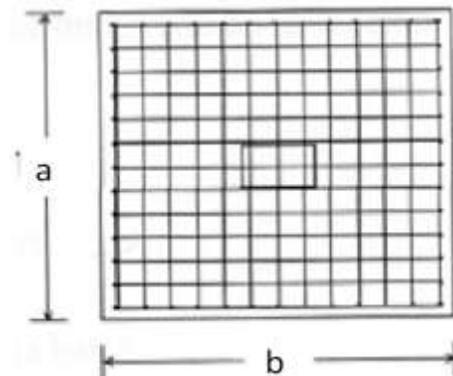
Se trabaja con  $A_{smin}$  para completar la armadura de la zapata:

$$N^{\circ}barras = \frac{A_{s\ min}}{A_{s2}}$$

$A_{s\ min}$ = Área de la armadura mínima

$A_{s2}$ = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (5 cm)



**Figura 2.10** Armadura de la zapata centrada

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan

una separación máxima de 30 cm y de separación mínima de 10cm.

### Verificación de la adherencia en dirección x-x

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[ \left( \frac{a - a_1}{2} \right) + 0,15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

Dónde:

T<sub>b</sub>= Tensión tangencial de adherencia

τ<sub>bd</sub>=Resistencia de cálculo para adherencia

V<sub>d1</sub> =Fuerza cortante mayorada en la sección.

d=Canto útil

n= Número de barras

u=Perímetro de cada barra

σ<sub>t1</sub>- Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera

f<sub>cd</sub>= Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm<sup>2</sup>)

γ<sub>t1</sub> =Coeficiente de mayoración de cargas.

k=Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h

### Verificación de la adherencia en dirección y-y

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[ \left( \frac{b - b_1}{2} \right) + 0,15 * ab_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rígida)} \end{cases}$$

### 2.5.5 Losas con viguetas de hormigón pretensado

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de

flexión.

Las losas de entrepisos están conformadas por viguetas pretensadas con complemento de plastoform y una capa de hormigón de compresión.

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

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario, primero, determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra; seguidamente, se realizará los cálculos métricos con sus análisis precios unitarios para la elaboración del presupuesto general 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. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

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

### **2.6.2 Análisis de 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 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

### **2.6.3 Cálculos métricos**

Los cálculos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos

complejas 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.

#### **2.6.4 Presupuesto general**

El presupuesto general de la obra se lo determina de acuerdo a los análisis de 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 cálculo del presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

#### **2.6.5 Planeamiento y cronograma**

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.

### **CAPITULO III – INGENIERÍA DEL PROYECTO**

En este capítulo se presenta el análisis, dimensionamiento y cálculos aplicando normativas y metodologías mencionadas en el Capítulo II (Marco Teórico).

### 3.1 Análisis del levantamiento topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la Gobernación Sección-Bermejo, el terreno cuenta con una superficie útil de 1045,2m<sup>2</sup> que es en su mayoría topográficamente plano con desniveles que no son de mucha de consideración, siendo el máximo desnivel de 35 cm. En visitas al lugar se pudo observar que el terreno prácticamente es plano, por lo tanto el plano topográfico otorgado es de fuente confiable.

### 3.2 Análisis del estudio de suelos

Los ensayos de suelos realizados fueron los siguientes: Granulometría, Límites de Atterberg y el ensayo de carga directa S.P.T.

Es importante señalar que se realizaron la perforación de dos pozos a diferentes profundidades. Se encontró que a mayor profundidad el tipo de suelo de los pozos continua siendo el mismo, aunque presenta un pequeño aumento de su capacidad portante. En general se sugiere usar el menor valor de tensión admisible para el diseño.

Los resultados obtenidos de la capacidad portante del terreno se muestran en la tabla 3.1.

TABLA 3.1  
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

Sondeo	Prof. (m)	$\sigma_N$ ( Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$
			(Kg/cm <sup>2</sup> )
Pozo 01	2,00 – 2,45	1,39	<b>1,2</b>
	4,00 – 4,45	1,75	<b>1,5</b>
Pozo 02	2,00 – 2,45	1,51	<b>1,3</b>
	4,00 – 4,45	2.01	<b>1,7</b>

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de la cimentación se utilizaran los resultados más desfavorables:

- Altura de cimentación = 2,00m
- Capacidad portante del suelo  $\sigma_{adm} = 1,2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

La clasificación del suelo se la realizo por la normativa AASHTO, clasificando al suelo en estudio para ambos pozos como A-6, tratándose de un suelo arcilloso de color marrón rojizo, textura fina y de consistencia media. Los resultados se muestran en la tabla 3.2.

TABLA 3.2  
CARACTERISTICAS DE LOS SONDEOS SPT Y TIPOS DE SUELOS

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Pozo 01	2,00 – 2,45	7,53	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	8,02	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
Pozo 02	2,00 – 2,45	7,07	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	7.78	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(10)

Fuente: Elaboración propia

Los ensayos realizados, tablas y sus correspondientes resultados se encuentran en la sección de ANEXOS.

### 3.3 Análisis del diseño arquitectónico

Al igual que lo mencionado en el Capítulo II (Marco Teórico), el diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Departamental de Tarija Sección Bermejo (Departamento de Obras Publicas) y consta de los siguientes ambientes:

Planta baja: Tiendas, abarrotes, comederas, cafetería, refrescos, baño M, baño H y depósito.

Primer piso: Recepción, dormitorios, cocina y comedor.

Segundo piso: Oficinas, sala de espera Auditorio y depósito.

### 3.4 Planteamiento estructural y parámetros de diseño

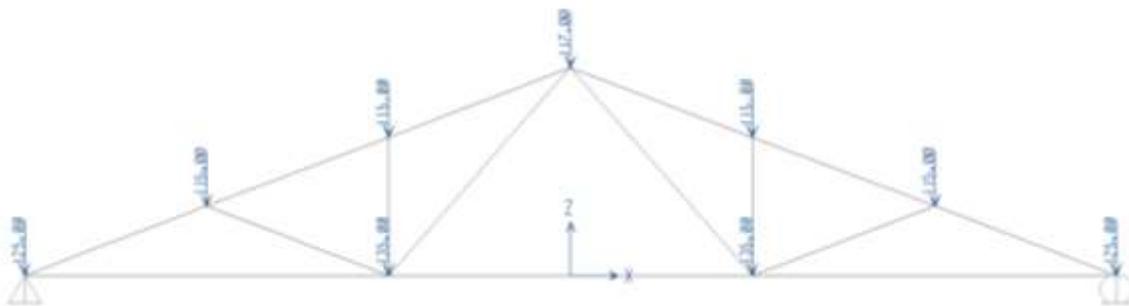
Para el planteamiento estructural de los diferentes elementos que componen la estructura se utilizaron los siguientes datos generales:

- Normas y métodos a utilizar:
  - Estructura H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>: Código Boliviano del Hormigón CBH-87
  - Cubierta : Manual de diseño para maderas del grupo andino
- Resistencias características de los materiales para Hormigón Armado:
  - $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$  (Resistencia característica del Hormigón)
  - $f_{yck} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (Límite de fluencia del Acero)

- Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales:
  - $\gamma_c = 1,5$  Para el hormigón.
  - $\gamma_s = 1,15$  Para el acero.
- Coeficientes de mayoración de las cargas:
  - $\gamma_f = 1,6$
- Nivel de control en la ejecución:
  - El nivel de control en la ejecución de los elementos de Hormigón Armado para el proyecto es el CONTROL NORMAL.
- Velocidad del viento:
  - Para determinar la sobrecarga del viento se tomó una velocidad de viento de 100km/hora lo que significa aproximadamente 28m/s.
- Capacidad portante del suelo:
  - $\sigma_{adm} = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$

### 3.4.1 Estructura de la cubierta

El diseño de las cubiertas se las realizo con cerchas de madera simplemente apoyadas con un apoyo fijo en un extremo y un apoyo móvil en el otro extremo. Las reacciones de las cerchas obtenidas en el programa SAP2000 v16 fueron introducidas como cargas puntuales sobre las vigas en las que se apoya.

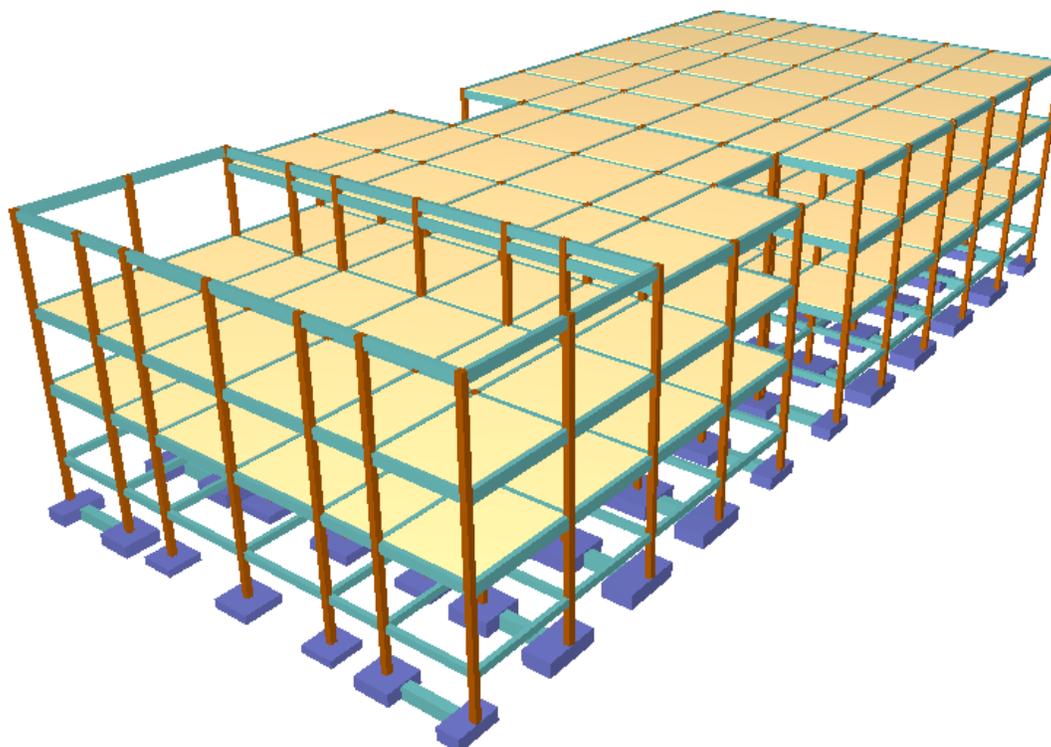


**Figura 3.1** Idealización de la estructura de la cubierta

### 3.4.2 Estructura de la edificación

La estructura de sustentación se trata una estructura aporticada con elementos estructurales de Hormigón Armado. El cálculo de las columnas, vigas y zapatas se las realizo con ordenador, verificando manualmente los elementos más solicitados.

El programa de ordenador a utilizar es CYPECAD 2014p, en la figura 3.2 se muestra la estructura en una vista 3D.



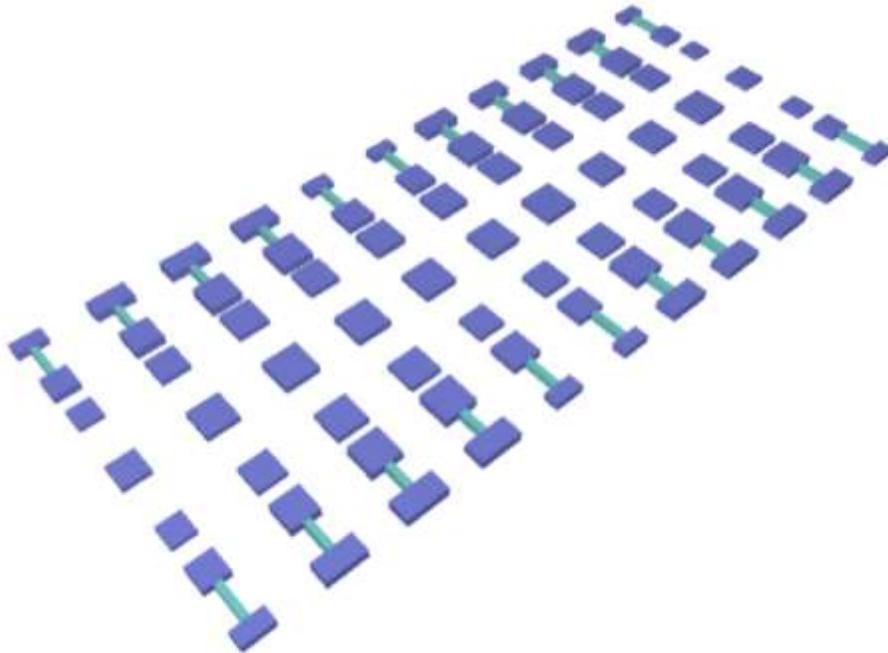
**Figura 3.2** Modelado de la estructura de sustentación

### 3.4.3 Cimentaciones

La estructura de edificación de la Casa Campesina cuenta con tres plantas, por lo que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas, y la capacidad portante del suelo es relativamente bueno. Por lo que se definió utilizar zapatas aisladas.

Además las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de cimentación son reducidos en comparación con otros tipos de fundación como ser las losas de fundación o cimentaciones profundas.

Después de realizar un estudio de suelos, se adoptó una cota de fundación a un nivel de 2 m por debajo de la cota del terreno tal y como se observa en la siguiente imagen de las zapatas aisladas presentes en el cálculo estructural de la Casa Campesina.



**Figura 3.3** Modelado de la estructura de cimentación

#### **3.4.4 Junta de dilatación**

Se consideró también una junta de dilatación, tomando en cuenta que es una región húmeda, con variaciones de temperaturas superiores a los 10°C y que presenta elementos mayores a 25 m, para un  $\alpha = 1.0E-5/^\circ\text{C}$ .

De acuerdo a los registros meteorológicos de SENAMHI tenemos:

Temperatura media = 21,8 °C.

Temperatura máxima = 43 °C.

$$\Delta T = 21,2 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

$$\Delta L = L_o * \alpha * \Delta T$$

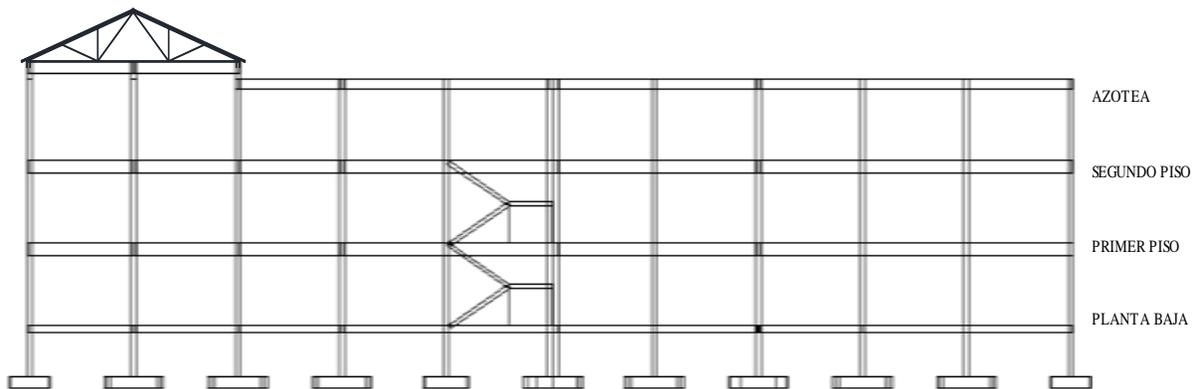
$$\Delta L = 25 * 1,0e-5 * 21,2 = 0.0053 \text{ m} = 0,53 \text{ cm}$$

La dilatación térmica total de la estructura es 0,53cm, dividiendo la estructura en dos secciones se tiene 0,27cm que es una dilatación muy pequeña. Por lo tanto adoptamos un espesor de 3 cm.

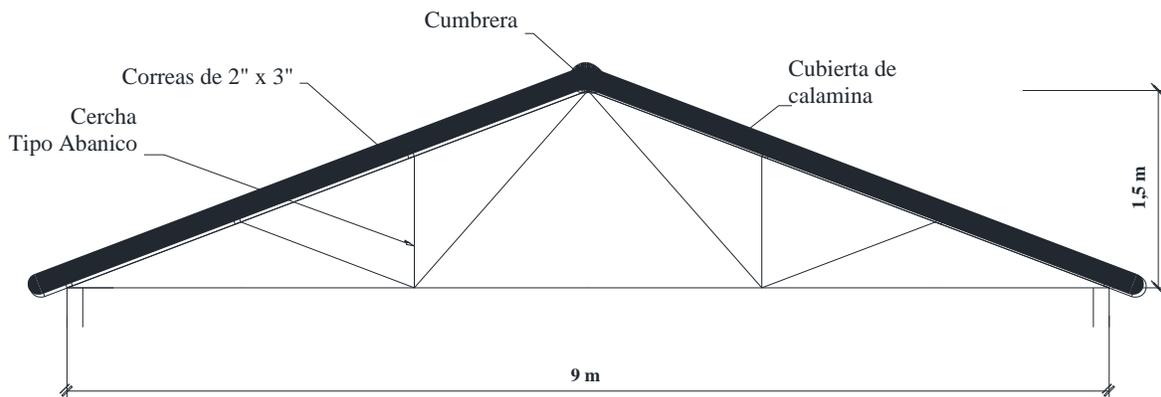
### 3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

De acuerdo a los planos arquitectónicos se procedió al respectivo análisis, cálculo y diseño estructural de la infraestructura, por lo que a continuación se demostrará dicho procedimiento en sus tres fases:

- Estructura de sustentación de la cubierta (cerchas de madera).
- Estructura de sustentación de la edificación (columnas y vigas).
- Cimentaciones (zapatas aisladas).

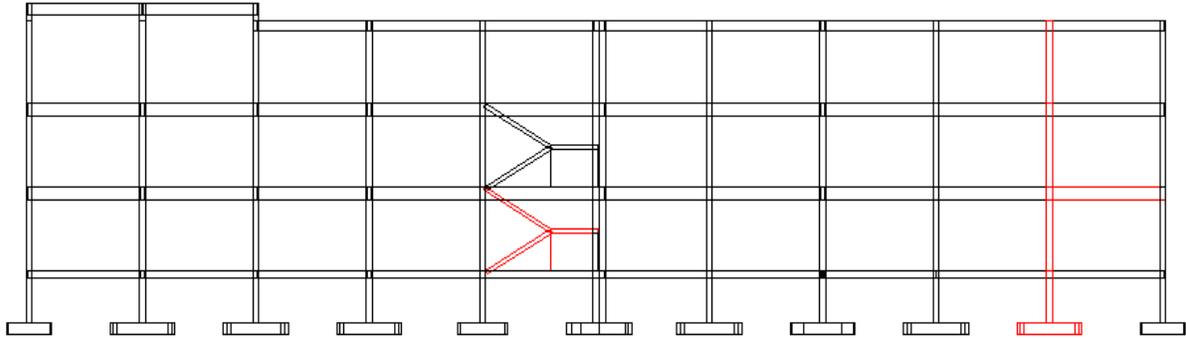


**Figura 3.4** Vista lateral del edificio



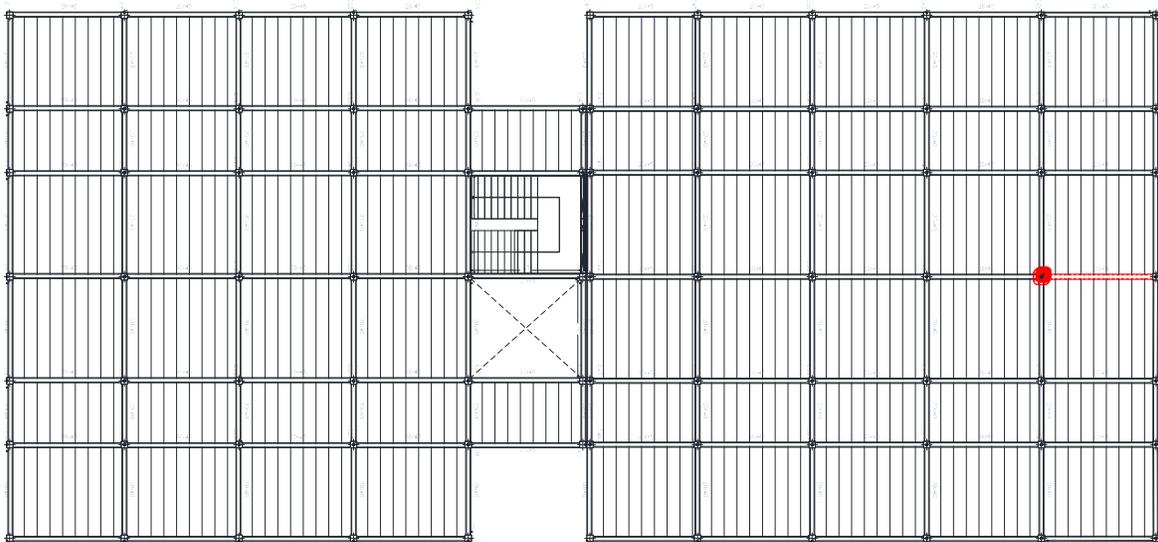
**Figura 3.5** Estructura de sustentación de la cubierta

Se realizara una verificación manual de los elementos estructurales más solicitados, ya que los resultados de todos los elementos se podrán observar en los planos estructurales. Dicho lo anterior se muestran los elementos más solicitados en las figura 3.6.



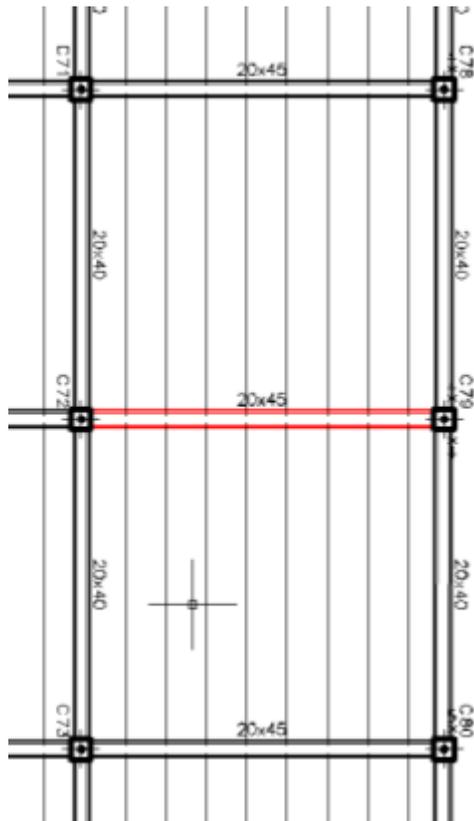
**Figura 3.6** Elementos estructurales más solicitados (Vista lateral)

La viga más solicitada de nuestro edificio se encuentra entre las columnas 72 y 79, esta viga se encuentra en el primer piso, y su verificación manual se muestra a detalle en el apartado 3.5.2, en la figura 3.7 y 3.8 podemos observar la viga vista en planta.

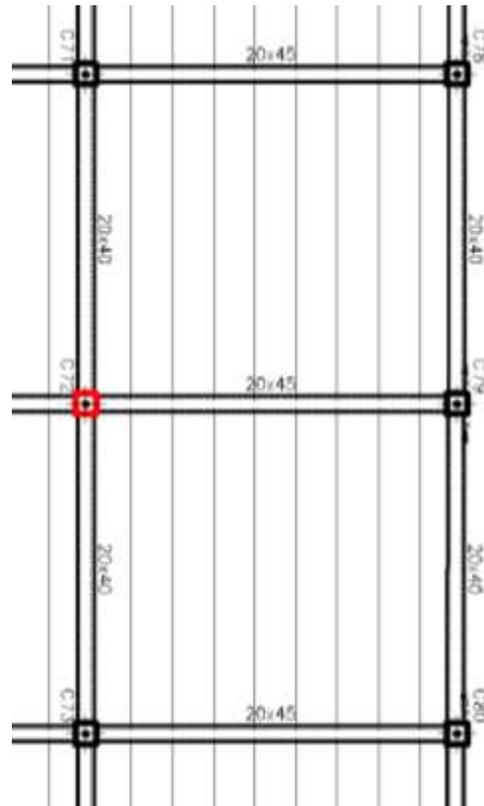


**Figura 3.7** Elementos estructurales más solicitados (Vista en planta)

La columna más solicitada de nuestro edificio es la columna 72, y su verificación manual se muestra a detalle en el apartado 3.5.3, en la figura 3.7 y 3.9 podemos observar la viga vista en planta.

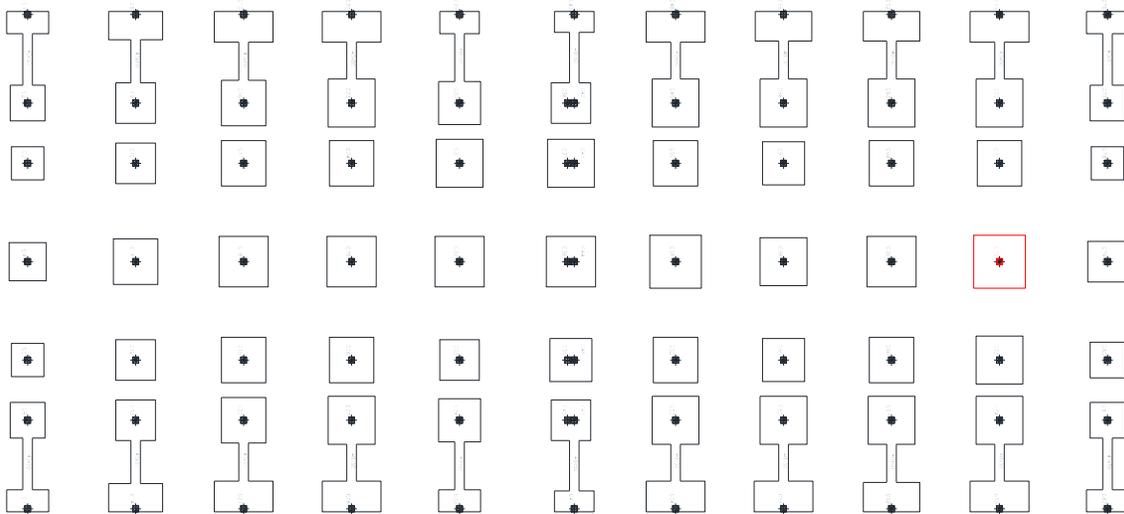


**Figura 3.8** Viga más solicitada



**Figura 3.9** Columna más solicitada

La zapata más solicitada de nuestro edificio es la que soporta a la columna 72, y su verificación manual se muestra a detalle en el apartado 3.5.3, en la figura 3.7 y 3.10 podemos observar la viga vista en planta.



**Figura 3.10** Zapata aislada más solicitada

### 3.5.1 Resultado del diseño de la cubierta

Se diseñará la armadura del techo del edificio, la cual presenta una luz de 9 m, dicha armadura sustentará las correas, las cuales a su vez sustentarán la cubierta a utilizar (Calamina).

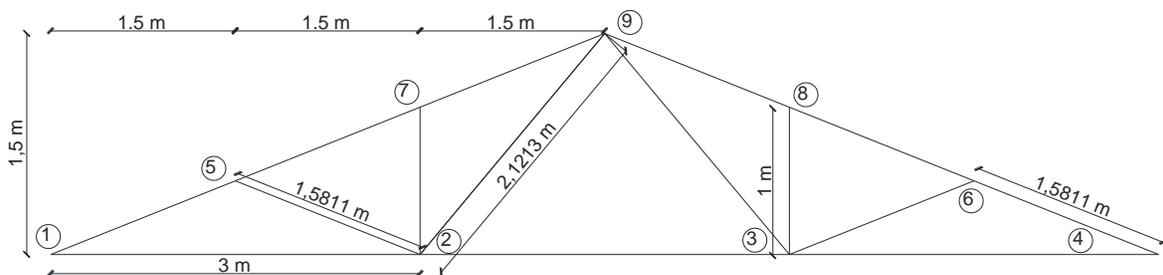
Finalmente las armaduras se apoyarán sobre las vigas de Ho Ao, las cuales transmitirán las cargas a las columnas.

Según la pendiente de instalación de la calamina de (33%) y la longitud a cubrir, se eligió una armadura tipo ABANICO, recomendada para las luces entre 6 - 12 m y pendientes de 1/3 - 1/2.

La misma se la obtuvo del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino.

La altura de la armadura encontrada con la pendiente, es  $h = 1,5$  m.

Para resolver esta armadura se modeló los apoyos y nudos, haciendo actuar las cargas en los nudos. La geometría de la armadura se muestra en la armadura en la figura 3.11.



**Figura 3.11** Geometría de la armadura

#### Datos

L =	9,00 [m]	Luz de la armadura
S =	1,00 [m]	Separación entre cerchas, (más apropiada para esta luz)
l =	1,58 [m]	Distancia entre cada correa
P =	8,00 [kg/m <sup>2</sup> ]	Peso de la calamina

#### Madera Grupo B

$E_{mín} =$	75000 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad mínimo de la madera
$f_c =$	110 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo admisible a compresión
$f_t =$	105 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo admisible a tracción
$f_v =$	12 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo admisible de corte

## 1. Estimación de la carga muerta

Peso del material de cobertura (Calamina):

$$l = 1,58 \text{ [m]} \quad \text{Longitud de aporte del tramo, cuerda superior}$$

$$P_1 = P * A_{\text{aporte}}$$

$$P_1 = 12,649 \text{ [kg]}$$

Peso propio de la armadura:

Para estimar esta carga se hace uso de la siguiente expresión. La misma que toma en cuenta de manera segura el peso propio de cada elemento de la armadura.

$$W = 2.40 * S * L + 1.20 * S * L^2 = 118,80 \text{ [kg]}$$

Esta carga se la debe dividir por N (número de tramos en la cuerda superior).

$$N = 6$$

$$P_2 = \frac{W}{N} = 19,80 \text{ [kg]}$$

Peso de las correas:

Se suponen correas de 2" x 3"

$$Q = \gamma * b * h$$

$$b = 4 \text{ cm}$$

$$h = 6,5 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$Q = 2,6 \text{ [kg/m]} \quad \text{Peso por metro lineal, para la sección adoptada}$$

$$P_3 = Q * S$$

$$P_3 = 2,60 \text{ [kg]}$$

Peso de cielo raso:

$$Q_1 = 25 \text{ [kg/m}^2\text{]} \quad \text{Peso del cielo raso de yeso}$$

$$Q_2 = 20 \text{ [kg/m}^2\text{]} \quad \text{Peso de instalaciones en Gral.}$$

$$N = 3 \quad \text{Número de tramos en la cuerda inferior}$$

$$P_{\text{cordon\_inf}} = \frac{(Q_1 + Q_2) * L * S}{N}$$

$$P_{\text{cor inf}} = 135 \text{ [kg]}$$

## 2. Estimación de la carga viva

Peso debido al granizo:

Se considera esta carga, actuando en la cubierta con un espesor de 4 cm, esto debido a la pendiente que se tiene de 33%.

$$\gamma_w = 1000 \text{ [kg/m}^3\text{]} \text{ Peso específico del agua}$$

$$e = 0,04 \text{ [m]} \text{ Espesor de capa de granizo sobre la cubierta}$$

$$l = 1,58 \text{ [m]} \text{ Longitud del tramo, cuerda superior}$$

$$q = \gamma_w * e$$

$$q = 40 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$P_4 = q * l * S$$

$$P_4 = 63,244 \text{ [kg]}$$

Peso de personal en etapa de construcción:

Se considera un peso de 50 kg/m<sup>2</sup>

$$P_5 = 50 * A_{\text{aporte}}$$

$$P_5 = 79,055 \text{ [kg]}$$

Debido a que estas dos cargas nunca actuarán al mismo tiempo, para el diseño solo escogemos la mayor.

Carga debido al viento:

Para la estimar de las cargas debido al viento, se considera el mismo actuando a la izquierda y a la derecha, es decir en (Barlovento y Sotavento).

$$V = 100 \text{ [Km/h]} \text{ Velocidad del viento}$$

$$\alpha = 18,43 \text{ Angulo de inclinación de la cubierta}$$

$$C_1 = -0,50 \text{ Coeficiente eólico, función de } \alpha, \text{ (Barlovento)}$$

$$C_2 = -0,27 \text{ Coeficiente eólico, función de } \alpha, \text{ (Sotavento)}$$

$$Q = 0.00484 * V^2 = 48,40 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

A barlovento

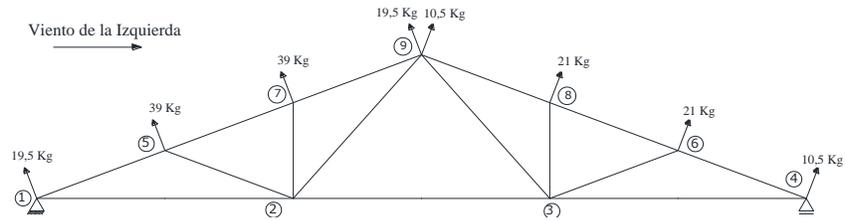
$$P = C_1 * Q = -24,20 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$P_{\text{NUDO}} = P * l * S = -38,3 \text{ [kg]} \approx 39 \text{ [kg]}$$

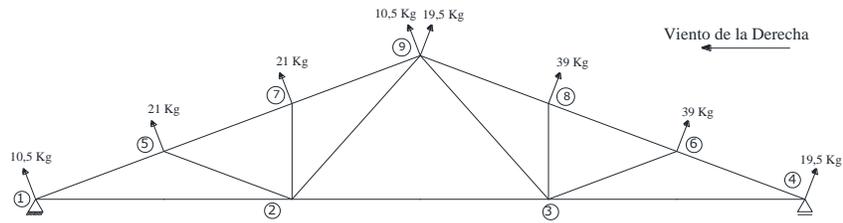
A sotavento

$$P = C_2 * Q = -13,07 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$P_{\text{NUDO}} = P * l * S = -20,66 \text{ [kg]} \approx 21 \text{ [kg]}$$



**Figura 3.12** Carga viento izquierda



**Figura 3.13** Carga viento derecha

Debido a que la carga de viento genera una acción negativa (succión), no se tomara en cuenta para el diseño, porque el caso mas desfavorable sera cuando no haya presencia de viento.

### 3. Cargas totales

Las cargas puntuales repartidas sobre la cuerda superior serán:

$$WP = (P1+P2+P3+P5) = 114,10 \text{ [kg]} \approx 115 \text{ [kg]}$$

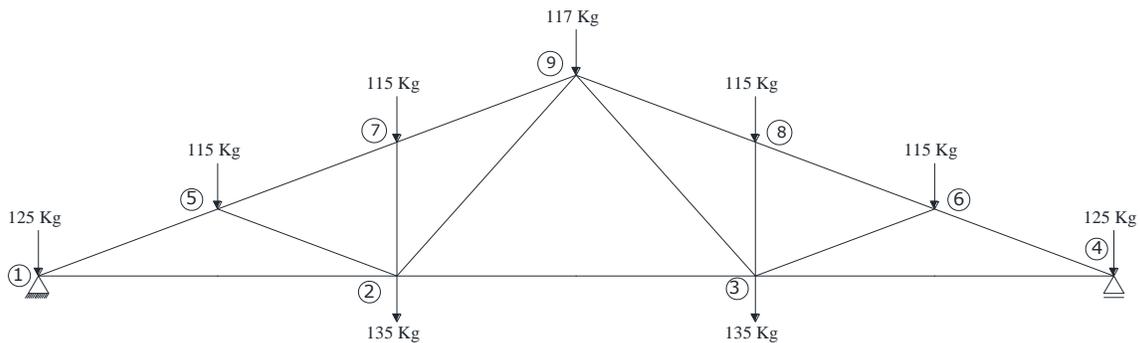
$$WP = (P1+P2+P3*2+P5) = 116,7 \text{ [kg]} \approx 117 \text{ [kg]} \quad (\text{cumbreira})$$

Las cargas puntuales repartidas sobre la cuerda inferior serán:

$$P_{cor\ inf} = 135 \text{ [kg]}$$

Las cargas en los extremos seran

$$(115+135)/2 = 125 \text{ [kg]}$$



**Figura 3.14** Cargas totales en la cercha

#### 4. Resultado del calculo de las fuerzas internas

Los resultados de las fuerzas internas en las barras de la armadura, se muestran en la tabla 3.3.

TABLA 3.3  
FUERZAS INTERNAS DE LA CERCHA

Barra	Cuerda Superior Compresion	Cuerda Inferior Traccion	Diagonales Compresion	Diagonales Traccion	Verticales Compresion
1 - 2		1270,50			
2 - 3		790,50			
3 - 4		1270,50			
1 - 5	1339,22				
5 - 7	1157,40				
7 - 9	1157,40				
4 - 6	1339,22				
6 - 8	1157,40				
8 - 9	1157,40				
2 - 5			181,83		
3 - 6			181,83		
3 - 8					115,00
2 - 7					115,00
2 - 9				434,87	
3 - 9				434,87	

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 3.4  
REACCIONES EN LOS APOYOS DE LA CERCHA

Nudo	Reacción (kg)
1 (x)	0,00
1 (y)	548,50
4 (x)	0,00
4 (y)	548,50

Fuente: Elaboración Propia

Reacción para vigas exteriores:

$$R \text{ máx} = 548,50 \quad [\text{Kg}]$$

$$S = 1,00 \quad [\text{m}]$$

$$R(\text{Kg}/\text{m}) = \frac{R(\text{Kg})}{S(\text{m})} = 548,50 \quad [\text{Kg}/\text{m}]$$

$$R(\text{tn}/\text{m}) = 0,55 \quad [\text{tn}/\text{m}]$$

## 5. Diseño de las piezas que conforman la armadura

El diseño de los elementos que conforman la armadura, se hará para los elementos o barras que tengan las mayores solicitaciones en cada tramo total, es decir en el (cordón superior, cordón inferior). Para las diagonales y montantes se diseñará de manera individual.

### Diseño del cordón superior, barra (1 - 5)

La pieza se diseñará a compresión, con los siguientes datos:

$L = 1,58$ [m]	Longitud de la barra
$C = 1339,2$ [kg]	Máximo valor en compresión

Madera del grupo B, para todas las piezas:

$E_{mín} = 75000$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad mínimo de la madera
$f_c = 110$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo admisible a compresión
$f_t = 105$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo admisible a tracción
$f_v = 12$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo admisible de corte

Diseño a compresión:

En el diseño a compresión, se deben considerar las siguientes expresiones, y calculando las mismas:

Adoptando una sección de 3" x 3", con las dimensiones

$$A_t = 42,25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$b = 6,50 \text{ [cm]}$$

$$h = 6,50 \text{ [cm]}$$

$$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 18,34$$

Donde:

$C_k$  = coeficiente de esbeltez

$\lambda$  = esbeltez de la pieza

$L_{ef}$  = longitud efectiva

$N_{adm}$  = carga admisible

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{b} = 24,32 \quad \text{Columna larga}$$

$$N_{adm} = 0.329 * \frac{EA}{\lambda^2} = 1761,94 \text{ [Kg]}$$

$C < N_{adm}$ .	<b>OK</b>
-----------------	-----------

Observación:

Como el valor de  $C$  es menor a  $N_{adm}$ , la pieza resistirá la fuerza de compresión.

### Diseño del cordón inferior, barra (1 - 2)

La pieza se diseñará a tracción, con los siguientes datos:

#### Datos

$$\begin{aligned} L &= 3,00 \quad [\text{m}] \quad \text{Longitud de la barra} \\ N &= 1270,50 \quad [\text{kg}] \quad \text{Máximo valor en tracción} \end{aligned}$$

#### Diseño a tracción

En el diseño a tracción, se deben considerar las siguientes expresiones:

$$f_t = \frac{N}{A_{nec}} \quad A_c = A_t - A_a$$

Adoptando una sección de 2" x 3", y calculando el área crítica:

$$\begin{aligned} A_t &= 26,00 \quad [\text{cm}^2] && \text{Trabajando con pernos de } \Phi = 1/2 \text{ "} \\ b &= 4,00 \quad [\text{cm}] && \# \text{ per} = 2 \quad (\text{Asumido}) \\ h &= 6,50 \quad [\text{cm}] && \emptyset = 1/2 \text{ "} \\ A_a &= \# \text{ per}(\phi \cdot \text{per} + 1/16) * b = 11,43 \quad [\text{cm}^2] \\ A_c &= A_t - A_a = 14,57 \quad [\text{cm}^2] \end{aligned}$$

calculando el área necesaria, se tiene

$$A_{nec} = \frac{N}{f_t} = 12,10 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_c > A_{nec}$$

**OK**

### Diseño diagonal, barra (2 - 9)

La pieza se diseñará a tracción, con los siguientes datos:

#### Datos

$$\begin{aligned} L &= 2,1213 \quad [\text{m}] \quad \text{Longitud de la barra} \\ N &= 434,87 \quad [\text{kg}] \quad \text{Máximo valor en tracción} \end{aligned}$$

adoptando una sección de 2" x 3", con las dimensiones

$$\begin{aligned} A_t &= 26,00 \quad [\text{cm}^2] && \text{Trabajando con pernos de } \Phi = 1/2 \text{ "} \\ b &= 4,00 \quad [\text{cm}] && \# \text{ per} = 2 \quad (\text{Asumido}) \\ h &= 6,50 \quad [\text{cm}] && \emptyset = 1/2 \text{ "} \\ A_a &= \# \text{ per}(\phi \cdot \text{per} + 1/16) * b = 11,43 \quad [\text{cm}^2] \\ A_c &= A_t - A_a = 14,57 \quad [\text{cm}^2] \end{aligned}$$

calculando el área necesaria, se tiene

$$A_{nec} = \frac{N}{f_t} = 4,14 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_c > A_{nec}$$

**OK**

### Diseño diagonal, barra (2 - 5)

La pieza se diseñará a compresión, con los siguientes datos:

#### Datos

L =	1,58 [m]	Longitud de la barra
C =	181,83 [kg]	Máximo valor en compresión

Diseño a compresión adoptando una sección de 2" x 3"

$$A_t = 26,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$b = 4,00 \text{ [cm]}$$

$$h = 6,50 \text{ [cm]}$$

$$C_K = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 18,34$$

$$\lambda = \frac{Lef}{b} = 39,53 \quad \text{¡Columna larga!}$$

$$N_{adm} = 0.329 * \frac{EA}{\lambda^2} = 410,61 \text{ [Kg]}$$

$C < N_{adm}$ .	<b>OK</b>
-----------------	-----------

### Diseño vertical, barra (2 - 7)

La pieza se diseñará a compresión, con los siguientes datos:

#### Datos

L =	1,00 [m]	Longitud de la barra
C =	115,00 [kg]	Máximo valor en compresión

Diseño a compresión adoptando una sección de 2" x 3"

$$A_t = 26,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$b = 4,00 \text{ [cm]}$$

$$h = 6,50 \text{ [cm]}$$

$$C_K = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 18,34$$

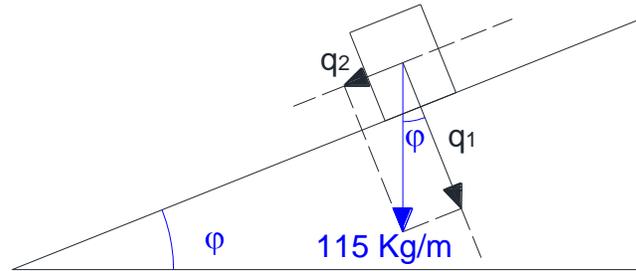
$$\lambda = \frac{Lef}{b} = 25,00 \quad \text{¡Columna larga!}$$

$$N_{adm} = 0.329 * \frac{EA}{\lambda^2} = 1026,48 \text{ [Kg]}$$

$C < N_{adm}$ .	<b>OK</b>
-----------------	-----------

6. Verificación de la sección de la correa

La correa que adoptamos tiene una sección de 2"x3" y se verificará si cumple con la flecha admisible. La carga aplicada en cada nudo es de 115 Kg y la separación entre cerchas es de 1 m, por lo tanto la carga distribuida en cada correa se muestra en la figura 3.15.



**Figura 3.15** Carga distribuida en la correa

$$\begin{aligned} \text{sen}\phi &= 0,316 & \text{cos}\phi &= 0,95 \\ q_1 &= 109,3 \approx 110 \text{ Kg/m} \\ q_2 &= 36,3 \approx 37 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

La flecha admisible será:

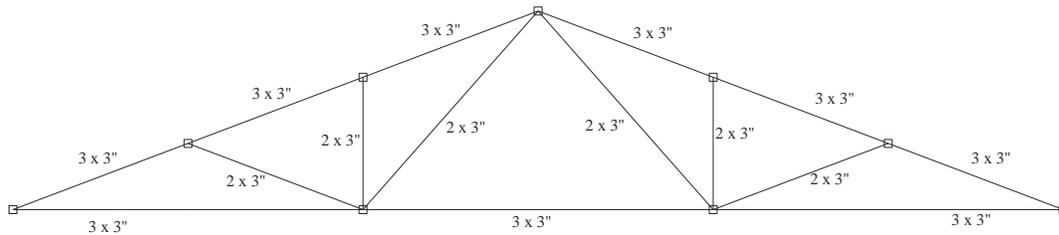
$$\text{adf} = \frac{L \text{ (cm)}}{275} = \frac{100}{275} = 0,36 \text{ cm}$$

La flecha que produce la carga será:

$$f_1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 110 \cdot 100^4}{384 \cdot 75000 \cdot \frac{4 \cdot 6,5^3}{12}} = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0,37 \cdot 100^4}{384 \cdot 75000 \cdot \frac{6,5 \cdot 4^3}{12}} = 0,185 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_1^2 + f_2^2} = 0,28 \text{ cm} < \text{adf} \Rightarrow \text{OK}$$

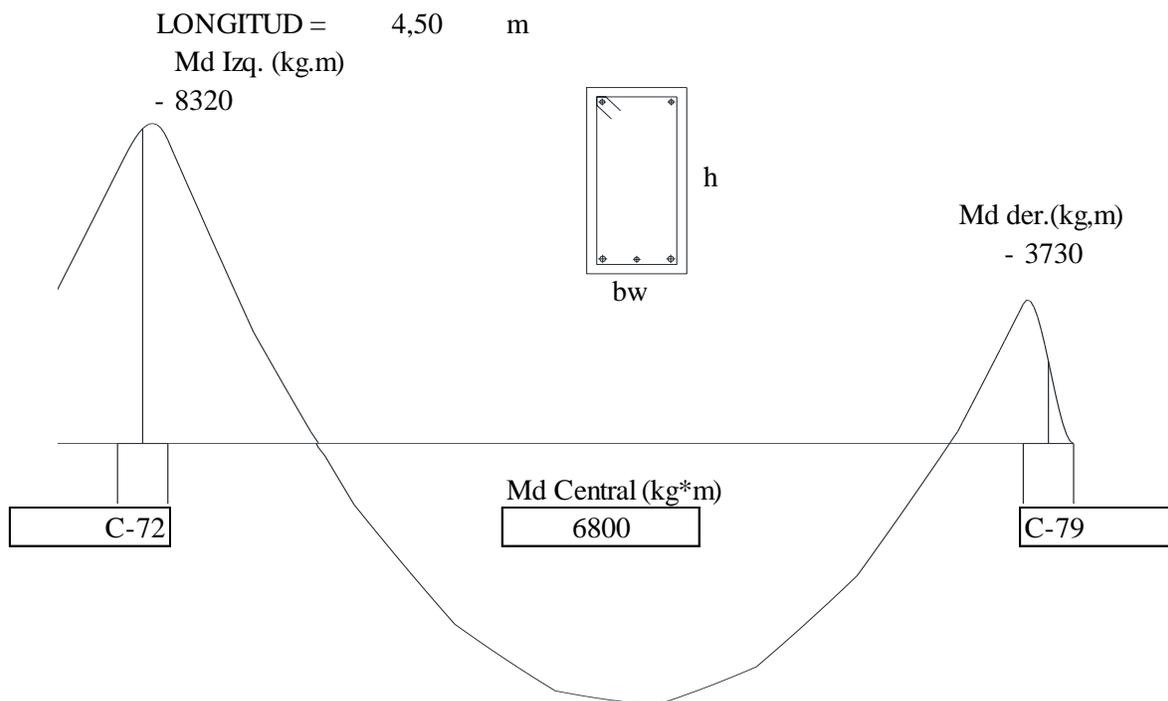


**Figura 3.16** Dimensiones de las barras de la cercha

### 3.5.2 Resultados del diseño de la viga más solicitada del edificio

Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad-2014p para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual para comprobar si los resultados coinciden con los obtenidos por dicho programa.

#### 1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA VIGA



**Figura 3.16** Envolvente de esfuerzos a flexion

#### 2. ARMADURA POSITIVA

##### 2.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	4250	Kg.m
Peralte de la sección	h =	45	cm
Ancho de la sección	bw =	20	cm
Peralte efectivo	d =	43	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigon	fck =	210	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Coficiente minoración Hormigon	$\gamma_c$ =	1,5	
Coficiente minoración Acero	$\gamma_s$ =	1,15	
Coficiente mayoración de cargas	$\gamma_f$ =	1,6	

2.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	6800	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d =$	0,1313	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,149864	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm2) =	4,94	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm2)=	2,97	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	<b>As (cm2) =</b>	<b>4,94</b>	<b>As</b>
Armadura a utilizar =>		<b>2φ16 + 2φ10</b>	<b>Asprov(cm2)= 5,59</b>
			<b>Asprov &gt; As</b> OK

3. ARMADURA DE PIEL: NO CORRESPONDE

4. CALCULO ARMADURA NEGATIVA IZQUIERDA

C-72

4.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	5200	Kgm
----------------------------	--------	------	-----

4.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	8320	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d =$	0,1607	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,1804	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm2) =	5,95	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm2)=	2,97	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	<b>As (cm2) =</b>	<b>5,95</b>	<b>As</b>
Armadura a utilizar =>		<b>2φ10 + 2φ20</b>	<b>Asprov(cm2)= 7,85</b>
			<b>Asprov &gt; As</b> OK

5. CALCULO ARMADURA NEGATIVA DERECHA

C-79

5.1. DATOS:

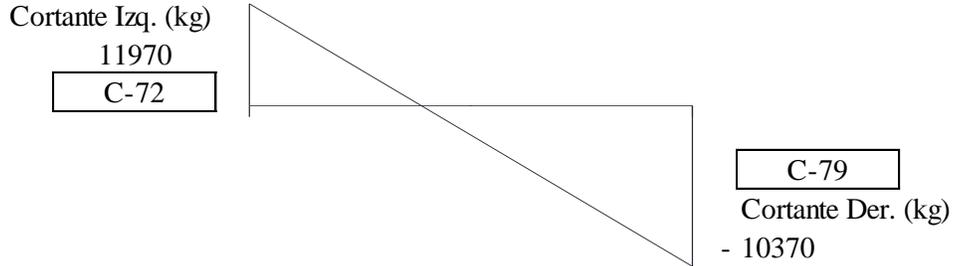
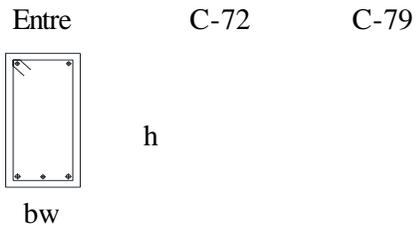
Momento máximo de servicio	Mmax =	2331,25	Kgm
Canto de la sección	h =	45	cm
Ancho de la sección	bw =	20	cm
Peralte efectivo	d =	43	cm
Recubrimiento	r =	2	cm

## 5.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	3730	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d =$	0,0720	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,0761	<i>De tablas</i>
Armadura Necesaria	As (cm2) =	2,51	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm2)=	2,97	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	<b>As (cm2) =</b>	<b>2,970</b>	<b>Asmin</b>
Armadura a utilizar =>	<b>2φ 10 + 2φ 10</b>	<b>Asprov(cm2)=</b>	<b>3,14</b>
	<b>Asprov</b>	<b>&gt;</b>	<b>As</b> OK

6. MEMORIA DE CALCULO VIGA H°A° SOMETIDA A CORTE

LONGITUD = 4,50 m



6.1. ARMADURA TRANSVERSAL IZQUIERDA **C-72**

DATOS:

Cortante máxima de servicio	Vmax =	7481,25	Kg
Peralte de la sección	h =	45	cm
Ancho de la sección	bw =	20	cm
Peralte efectivo	d =	43	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigon	fck =	210	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigon	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,6	

CALCULOS

Cortante mayorado de cálculo	Vd (kg) =	11970
Resistencia a cortante del hormigon	fvd(kg/cm <sup>2</sup> )=	5,92
Cortante resistente por el hormigon	Vcu(kg) =	5091,20

$$Vd = 1,6 * V$$

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

11970 > 5091,20 Necesita armadura transversal

Vd (kg)                      Vcu(kg)

$$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$$

Vou (kg) =	36120
------------	-------

Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) =	6878,80
Armadura Transversal	Ast(cm2/m)=	4,87
Armadura Transversal para una pierna	Ast1(cm2/m)=	2,43
Adoptando un diámetro de	Φ (mm)	6
Area de la barra	Aso6 (cm2)=	0,28
Número de barras	Nb =	9
Armadura de las barras	Ast(cm2/m)=	2,54
Distribución de las barras	S (cm) =	11,11
<b>Distribución Final</b>	<b>Φ 6</b>	<b>C - 11</b>

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

## 6.2 ARMADURA TRANSVERSAL A LA DERECHA

ARMADURA TRANSVERSAL DERECHA

C-79

DATOS:

Cortante máxima de servicio	Vmax =	6481,25	Kg
Peralte de la sección	h =	45	cm
Ancho de la sección	bw =	20	cm
Peralte efectivo	d =	43	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigon	fck =	210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigon	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,6	

CALCULOS

Cortante mayorado de cálculo	Vd (kg) =	10370
Resistencia a cortante del hormigon	fvd(kg/cm2)=	5,92
Cortante resistente por el hormigon	Vcu(kg) =	5091,20

$$Vd = 1,6 * V$$

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

10370 > 5091,20 Necesita armadura transversal

Vd (kg)

Vcu(kg)

$$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$$

Vou (kg) =	36120
------------	-------

Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) =	5278,80
Armadura Transversal	Ast(cm2/m)=	3,73
Armadura Transversal para una pierda	Ast1(cm2/m)=	1,87
Adoptando un diámetro de	Φ (mm)	6
Area de la barra	Aso6 (cm2)=	0,28
Número de barras	Nb =	7
Armadura de las barras	Ast(cm2/m)=	1,98
Distribución de las barras	S (cm) =	14,29
<b>Distribución Final</b>	<b>Φ 6</b>	<b>C - 14</b>

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

### 3.5.3 Resultados del diseño de la columna más solicitada del edificio

#### 1. GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA COLUMNA

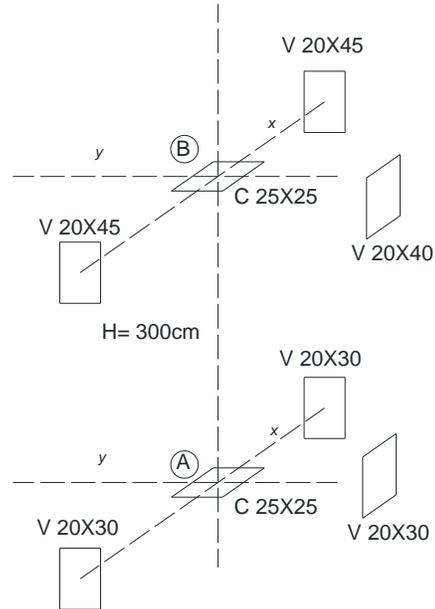
**NÚMERO COLUMNA:** C 72

**COTA:** 3,00 - 6,00

b (cm)= 25  
 h (cm)= 25  
 Nd (Kg) = 45680  
 Mx (Kgm)= 0  
 My (Kgm)= 610  
 L (m)= 3

**COTA:** 0,00 - 3,00

b (cm)= 25  
 h (cm)= 25  
 Nd (Kg) = 73940  
 Mx (Kgm)= 1290  
 My (Kgm)= 3340  
 L (m)= 3



#### 2. CALULO DE LA ESBELTEZ GEOMETRICA - COMPROBACIÓN AL PANDEO

El esquema de la columna es el siguiente:

Para las vigas de 20x40 se tiene:

Ix (cm4)= 106667  
 Iy (cm4)= 26666  
 L(cm)= 400

Para las vigas de 20x45 se tiene:

Ix (cm4)= 151875  
 Iy (cm4)= 30000  
 L(cm)= 450

Para las vigas de 20x30 se tiene:

Ix (cm4)= 45000  
 Iy (cm4)= 20000  
 L1(cm)= 400  
 L2(cm)= 450

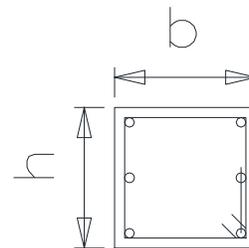
Para las columnas de 25x25

(Planta Baja-Primre Piso) se tiene:

Ix (cm4)= 32552  
 Iy (cm4)= 32552  
 H (cm) = 300

(Fundacion-Planta Baja) se tiene:

Ix (cm4)= 32552  
 Iy (cm4)= 32552  
 H (cm) = 230



**Calculo de la longitud de pandeo:**

Se calculará el coeficiente K con los valores de  $\Psi$ :

$$\psi = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{vigas}}$$

Con ayuda del esquema representado anteriormente se tiene:

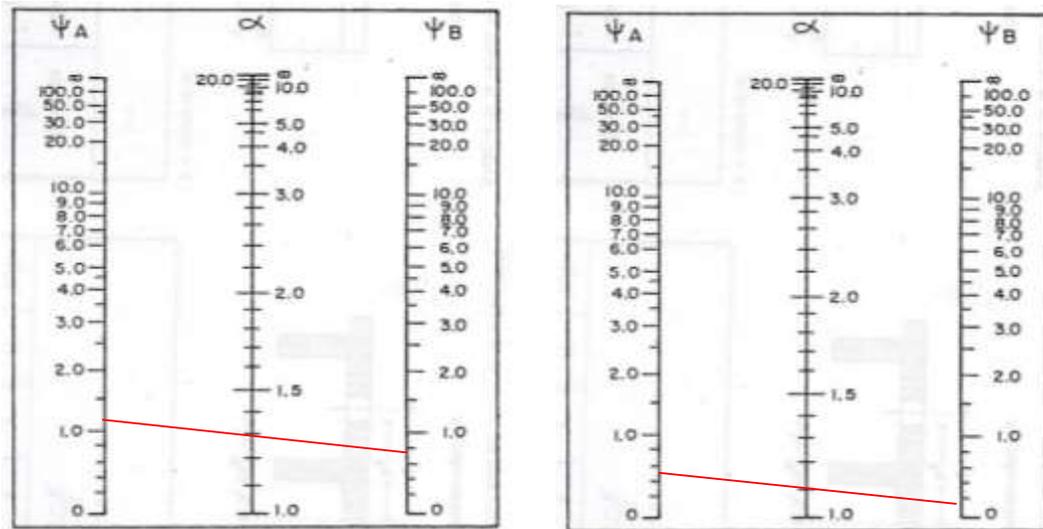
En A:

$\Psi_x =$	0,59
$\Psi_y =$	1,32

En B:

$\Psi_x =$	0,18
$\Psi_y =$	0,81

Entrando a la figura 2.4 con los valores obtenidos se tiene el valor de K:



Tramo A-B:

$K_x =$	1,10
$K_y =$	1,30

Se tomara el mayor valor de K en ambos tramos respectivamente:

Tramo A-B:

<b>K =</b>	<b>1,30</b>
------------	-------------

**Longitud de pandeo:**

PLANTA BAJA:

$l_0$ (cm) =	390
--------------	-----

**Calculo esbeltez geometrica:**

$$\lambda g = \frac{l_0}{h}$$

Donde:

h = Es la dimension de la columna en la dirección que se desea comprobar.

PLANTA BAJA:

$\lambda g_x =$	<b>15,60</b>
$\lambda g_y =$	<b>15,60</b>

La esbeltez geometrica es menor que 29, por lo tanto se presenta excentricidad de primer orden.

$$e_{o1} = \frac{M_{d1}}{Nd}$$

eo1 (cm) =	1,74
	2,00

$$e_{o2} = \frac{M_{d2}}{Nd}$$

eo2 (cm) =	4,52
	4,52

**3. REFUERZO LONGITUDINAL**

**3.1. DATOS**

**COTA: 0,00 - 3,00**

Esfuerzo normal de calculo mayorada	Nd =	73940	Kg
excentricidad X	ex =	2,00	Kg*cm
excentricidad Y	ey =	4,52	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	25	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	25	cm
Resistencia cálculo del hormigon	fcđ =	140	Kg/cm2
Resistencia cálculo del acero	fyđ =	3652,17	Kg/cm2

**3.2. CALCULOS**

Axil reducido	v =	0,845
Momendo reducido alrededor del eje X	$\mu_x =$	0,068
Momendo reducido alrededor del eje Y	$\mu_y =$	0,153
El mayor de los momentos reducidos	$\mu_1 =$	0,153
El menor de los momentos reducidos	$\mu_2 =$	0,068

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{Nd \times e_{total}}{h \times b^2 \times f_{cd}}$$

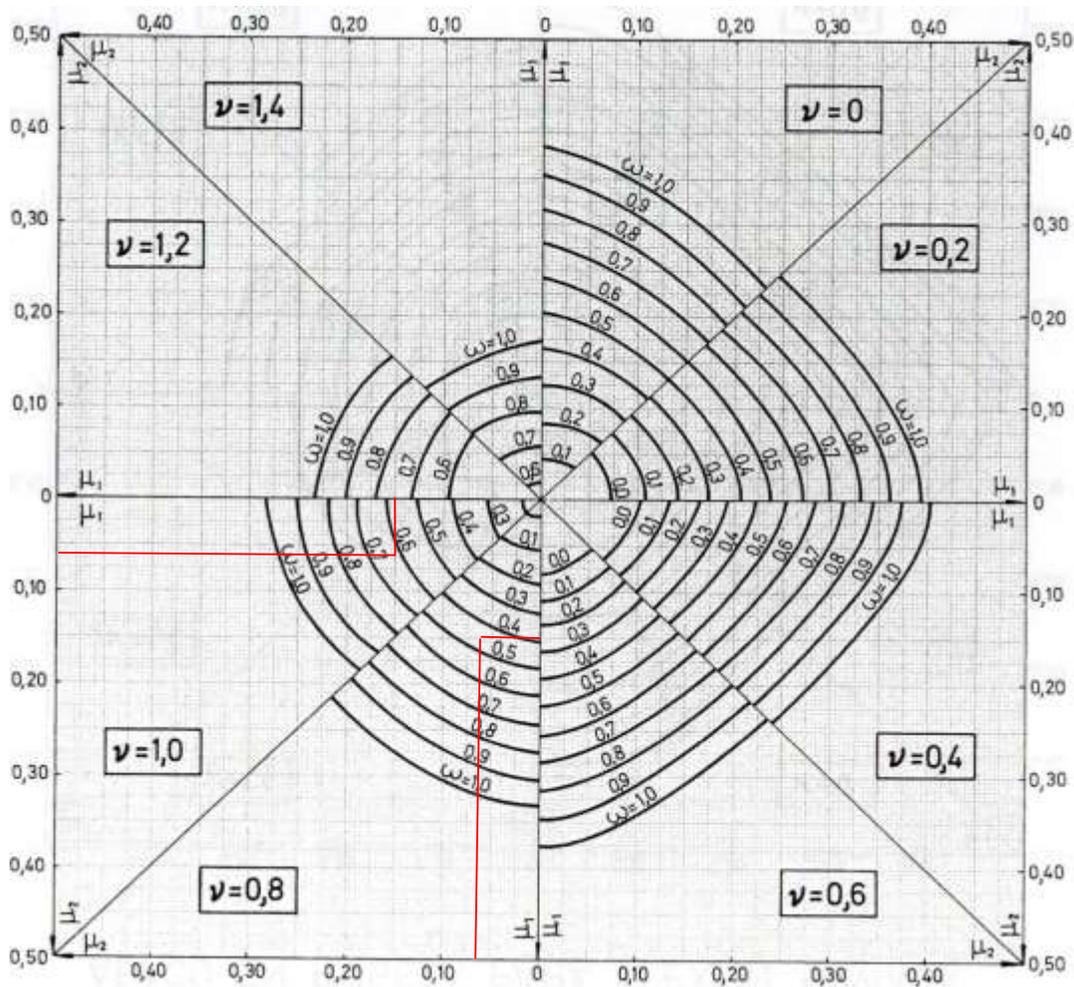
$$\mu = \frac{Nd \times e_{total}}{h \times b^2 \times f_{cd}}$$

Entrando en el abaco en roseta correspondiente a una armadura formada por ocho barras.

para v = 0,8 w = 0,45

para v = 1,0 w = 0,62

Interpolando, para v = 0,845 resulta una cuantia total w = 0,49



Cuantía mecánica	$w =$	0,490
Armadura de Acero total	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )=	11,74
Armadura mínima	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )=	3,75
<b>Armadura escogida</b>	<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)=</b>	<b>11,74</b>

De ábacos

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot h_x \cdot h_y$$

**Disposición de la armadura => 6Φ16+2Φ12**

**Asprov (cm<sup>2</sup>)= 14,32**

#### 4. REFUERZO TRANSVERSAL

El diametro mínimo	Φ6 mm
25% del diametro de la As longitudinal	Φ4 mm

Diametro elegido	Φ6 mm
------------------	-------

La separación de estribos no será mayor que la menor de las siguientes dimensiones:

S >	$0.85*d =$	19,55	cm
	30 cm =	30	cm
	$12\Phi_{\text{long.min}} =$	19,2	cm

Por lo tanto, y por facilidad constructiva, se tomará el siguiente espaciamiento para toda la columna:

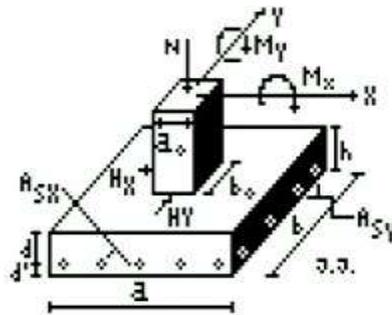
S =	15	cm
-----	----	----

Finalmente la disposición de la armadura transversal es la siguiente:

<b><math>\Phi 6</math> C/15</b>
---------------------------------

### 3.5.4 Resultados del diseño de la zapata más solicitada del edificio

Columna: C 72



N(Kg)=	76840
Mx(Kgm)=	0
My(Kgm)=	1540
Vx(Kg)=	0
Vy(Kg)=	0

#### 1. DATOS GENERALES

Carga de Servicio	N =	48,03	Tn
Tensión admisible sobre el terreno	$\sigma_{adm}$ =	1,2	Kg/cm <sup>2</sup>
Dimensión de la columna en eje x	ao =	25	cm
Dimensión de la columna en eje y	bo =	25	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	210	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Coficiente minoración Hormigón	$\gamma_c$ =	1,5	
Coficiente minoración Acero	$\gamma_s$ =	1,15	
Coficiente mayoración de cargas	$\gamma_f$ =	1,6	

#### 2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

##### 2.1. BASE DE LA ZAPATA

Area aproximada de la zapata	A(cm <sup>2</sup> )=	44022,92
Dimensión de los lados (cuadrado)	a(cm)=b=	209,82
<b>Dimensión adoptada</b>	<b>a(cm)=b=</b>	<b>225</b>
La tensión será	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )=	<b>0,95</b>

$$A = \frac{1.05 * N}{\sigma_{adm}}$$

##### 2.2. CANTO ÚTIL DE LA ZAPATA

k =	15,59
d1 (cm) =	40,32
d2 (cm) =	20,42
d3 (cm) =	20,42

Canto útil adoptado	d (cm) =	35
Recubrimiento	r (cm) =	5
<b>CANTO TOTAL</b>	<b>h(cm) =</b>	<b>40</b>

$$d_1 = \sqrt{\frac{ao * bo}{4} + \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(ao + bo)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - ao)}{4 + k} \\ \frac{2(b - bo)}{4 + k} \end{cases}$$

$$k = \frac{2 * \sqrt{fcd}}{\gamma_f * \sigma_{t2}}$$

### 2.3. COMPROBACIÓN DE LA TENSIÓN EN EL TERRENO

Carga de Servicio	N =	48025,00	Kg
Carga debido al peso propio de zapata	P.P. =	4860	Kg
Tensión admisible	$\sigma_{adm}$ =	1,2	Kg/cm <sup>2</sup>
Tensión calculada	$\sigma_t$ =	1,04	Kg/cm <sup>2</sup>

**CUMPLE**

### 3. DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS

Los momentos flectores en las secciones de referencia "a" y "b" son:

$$M_{ad} = \frac{\gamma f * N}{2a} * \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

Momento de diseño actuante en "a"	Mad (kgm)=	18380,23
Momento de diseño actuante en "b"	Mbd (kgm)=	18380,23

Para determinar las armaduras correspondientes, se usará la fórmula simplificada,  $\omega = \mu(1+\mu)$

Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )=	14,175		
Disposición de armadura mínima	13Φ12		A <sub>real</sub> (cm <sup>2</sup> )=	14,69

Lado a:

Momento reducido	$\mu$ =	0,0476
Cuantía	$\omega_a$ =	0,0499
Armadura calculada	As (cm <sup>2</sup> ) =	19,65
<b>Armadura necesaria</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)=</b>	<b>19,649</b>
<b>Número de barras</b>	<b>Nbarras =</b>	<b>17</b>
<b>Espaciamiento entre barras</b>	<b>S (cm) =</b>	<b>13,000</b>

<b>DISPOSICIÓN FINAL</b>	<b>Φ12C/13</b>
--------------------------	----------------

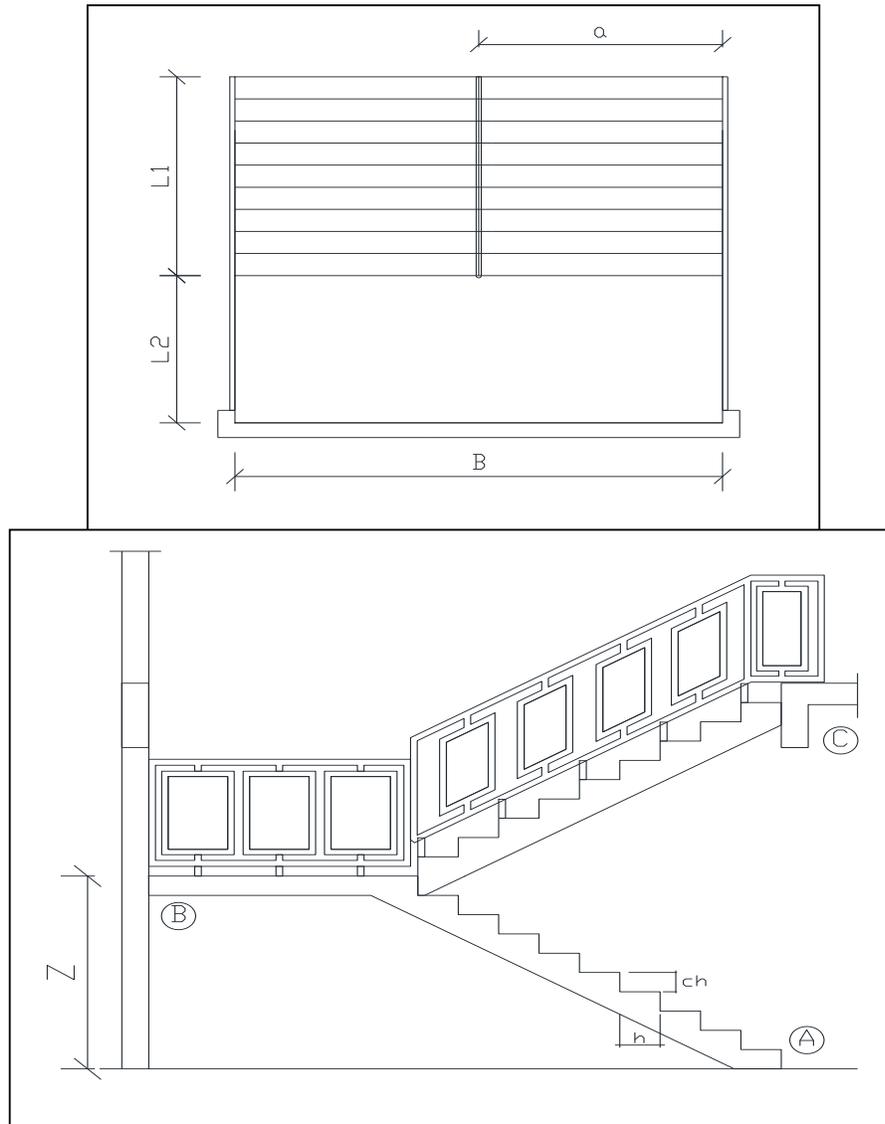
Lado b:

Momento reducido	$\mu$ =	0,0476
Cuantía	$\omega_b$ =	0,0499
Armadura calculada	As (cm <sup>2</sup> ) =	19,65
<b>Armadura necesaria</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)=</b>	<b>19,649</b>
<b>Armadura real</b>	<b>A<sub>real</sub>(cm<sup>2</sup>)=</b>	<b>14,690</b>
<b>Número de barras</b>	<b>Nbarras =</b>	<b>17</b>
<b>Espaciamiento entre barras</b>	<b>S (cm) =</b>	<b>13,000</b>

<b>DISPOSICIÓN FINAL</b>	<b>Φ12C/13</b>
--------------------------	----------------

### 3.5.5 Resultados del diseño de la escalera del edificio

#### 1. GEOMETRIA DE LA ESCALERA



#### 2. DATOS GENERALES:

L1 (m)=	2,6	Longitud horizontal rampa	$\gamma_{H^{\circ}A}$ (Kg/m3)=	2400
L2 (m)=	1,7	Longitud descanso		
a (m)=	1,65	Ancho de rampa		
B (m)=	3,75	Ancho total de descanso		
t (m)=	0,15	Espesor de losa		
h (m)=	0,26	Huella		
ch (m)=	0,15	Contra huella		
Z (m)=	1,5	Altura media a salvar		
N =	10	Número de peldaños		

### 3. ANALISIS DE CARGAS

#### CARGA MUERTA

##### RAMPA

##### Peso debido a los peldaños

$$\text{Volumen peldaños(m}^3\text{)}= 0,032$$

$$\text{Peso peldaños(Kg)}= 772,2$$

$$\text{Área losa rampa(m}^2\text{)}= 4,29$$

Carga de peldaños por metro de ancho

$$q_{pe} \text{ (Kg/m)}= 180$$

Carga debido al peso propio del a rampa por metro de ancho

$$q_r \text{ (Kg/m)}= 360$$

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

$$q_{sc} \text{ (Kg/m)}= 50$$

##### Carga muerta total en la rampa

$$Q_{CM} \text{ (Kg/m)}= 590$$

##### DESCANSO

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho

$$q_d \text{ (Kg/m)}= 360$$

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

$$q_{sc} \text{ (Kg/m)}= 300$$

##### Carga muerta total en el descanso

$$Q_{CM} \text{ (Kg/m)}= 660$$

##### SOBRECARGA

La sobre carga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho es la siguiente:

$$Q_{CV} \text{ (kg/m)}= 400$$

Carga ultima actuante con la siguiente combinación:

$$Q_U = 1.6 \cdot Q_{CM} + 1.6 \cdot Q_{CV}$$

##### RAMPA

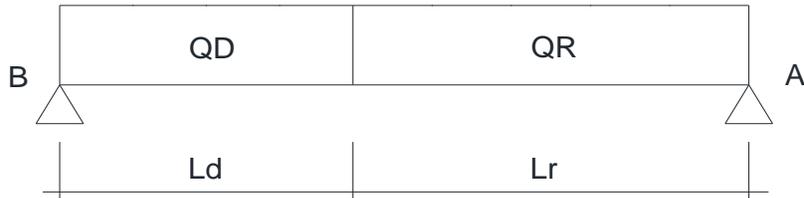
$$Q_R \text{ (Kg/m)}= 1584 \qquad L_r \text{ (m)}= 2,6 \qquad \text{Longitud rampa}$$

##### DESCANSO

$$Q_D \text{ (Kg/m)}= 1696 \qquad L_d \text{ (m)}= 1,7 \qquad \text{Longitud descanso}$$

Idealizando la escalera se tiene el siguiente esquema:

TRAMO: B - A



Calculando se obtienen lo siguiente:

$$\begin{aligned} M_d \text{ (Kgm)} &= 3787,94 & RA \text{ (Kg)} &= 3495,48 \\ V_d \text{ (Kg)} &= 3581 & RB \text{ (Kg)} &= 3581 \end{aligned}$$

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de losa apoyada en viga perimetral:

$$M_d = \frac{q * l^2}{24}$$

$$-MB \text{ (Kgm)} = 204,226667 \quad -MA \text{ (Kgm)} = 446,16$$

#### 4. REFUERZO ARMADURA POSITIVA POR METRO

##### 4.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	3787,94	Kgm
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	12	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia caracteristica del hormigon	fck =	210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm2
Coficiente minoración Hormigon	$\gamma_c$ =	1,5	
Coficiente minoración Acero	$\gamma_s$ =	1,15	

##### 4.2. CALCULOS

Momento reducido	$\mu_d =$	0,1879
------------------	-----------	--------

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

Cuantía geométrica	w =	0,2161
--------------------	-----	--------

De tablas

Armadura Necesaria	As (cm2) =	9,94
--------------------	------------	------

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

Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm2)=	2,7
-----------------	--------------------------	-----

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

Armadura escogida	As (cm2) =	9,941	As
-------------------	------------	-------	----

Armadura a utilizar =>	9Φ12	Asprov(cm2)=	10,17
------------------------	------	--------------	-------

Asprov	>	As	OK
--------	---	----	----

5. REFUERZO ARMADURA NEGATIVA (A) POR METRO, IDEM PARA (B)  
5.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	446,16	Kgm
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	12	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigon	fck =	210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigon	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	

5.2. CALCULOS

Momento reducido	μd =	0,03
------------------	------	------

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

Cuantía geometrica	w =	0,031
--------------------	-----	-------

De tablas

Armadura Necesaria	As (cm2) =	1,43
--------------------	------------	------

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

Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm2)=	2,7
-----------------	--------------------------	-----

$$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$$

Armadura escogida	As (cm2) =	2,7	Asmin
-------------------	------------	-----	-------

Armadura a utilizar =>	6Φ8	Asprov(cm2)=	4,527
------------------------	-----	--------------	-------

Asprov	>	As	OK
--------	---	----	----

6. ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN SUPERIOR E INFERIOR

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto se tiene la sgte. disposición:

Φ8 c/20
---------

## 7. ARMADURA SUPERIOR TEMPERATURA

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

Armadura mínima	$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )=	2,7
-----------------	-----------------------------------	-----

$$A_{min} = 0.0018 * bw * t$$

Armadura a utilizar =>	<b>6Φ8</b>
------------------------	------------

$A_{s_{prov}}$ (cm <sup>2</sup> )=	<b>3,018</b>
------------------------------------	--------------

## 8. VERIFICACIÓN AL CORTE

### 8.1. DATOS:

Cortante máximo de diseño	$V_{max} =$	3581	Kg
Canto de la sección	$t =$	15	cm
Ancho de para el calculo	$bw =$	100	cm
Peralte efectivo	$d =$	13	cm
Recubrimiento	$r =$	2	cm
Resistencia característica del hormigon	$f_{ck} =$	210	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	$f_{yk} =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigon	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s =$	1,15	

### 8.2. CALCULOS

Resistencia a cortante del hormigon	$f_{vd}$ (kg/cm <sup>2</sup> )=	5,92
-------------------------------------	---------------------------------	------

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Cortante resistente por el hormigon	$V_{cu}$ (kg) =	7696,00
-------------------------------------	-----------------	---------

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

3581	<	7696,00	No necesita armadura transversal
$V_d$ (kg)		$V_{cu}$ (kg)	

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

#### 3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según lo señalado en el marco teórico, las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-3.

#### 3.6.2 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico:

DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
<b>A</b> MATERIALES	TIPO DE MATERIAL,CANTIDAD Y PRECIO
<b>B</b> MANO DE OBRA	TIPO DE OBRERO Y RENDIMEINTO
<b>E</b> CARGAS SOCIALES	55% DE MANO DE OBRA
<b>F</b> IMPUESTO I.V.A. MANO DE OBRA	14.69% DE MANO DE OBRA
<b>H</b> HERRAMIENTAS MENORES	5% DE (B+E+F)
<b>K</b> GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10% DE EQUIPO, HERRAMIENTAS
<b>L</b> UTILIDAD	10% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K)
<b>M</b> IMPUESTO IT	3.09% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K+L)

Se puede apreciarlo a detalle de cada ítem en el Anexo A-6.

#### 3.6.3 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico, los cuales se pueden ver a detalle en Anexo A-4.

### **3.6.4 Presupuesto general**

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cálculos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **5.895.479,02 Bs(Cinco Millon(es) Ochocientos Noventa y Cinco Mil Cuatrocientos Setenta y Nueve con 02/100 Bolivianos)**, con un costo por metro cuadrado en dólares de **312 \$us/m<sup>2</sup>**. Referido a tres plantas. Se puede ver a detalle en el Anexo A-5.

### **3.6.5 Cronograma de ejecución**

El plan y cronograma de obras se lo realizó aplicando el método de barras Gantt colaborado por el programa (PRESCOM 2011) y se lo hizo como se definió en el marco teórico. El plazo de ejecución obtenido es de **489 días calendario**, se puede ver a detalle en el Anexo A-7.