

**CAPÍTULO I**  
**ELEMENTOS DEL OBJETO DEL PROYECTO**

## **CAPÍTULO I**

### **1 ELEMENTOS DEL OBJETO DEL PROYECTO**

#### **1.1 El problema**

##### **1.1.1 Antecedentes**

El actual bloque del Instituto Superior Agropecuario, que se encuentra sobre la avenida Bolívar, es obsoleto y no cuenta con aulas suficientes, ni con laboratorios para la formación de los estudiantes de la carrera de agropecuaria, además que se encuentra fuera de los predios del campus universitario actual y es utilizado para otros fines como la venta de azúcar y otros productos vinculados con la agropecuaria, lo cual causa un perjuicio a los estudiantes de la carrera de agropecuaria, ya que si no se define una alternativa de solución al problema, se generará un bajo rendimiento en los estudios y pérdida de interés en la carrera, debido a la falta de una infraestructura adecuada que pueda acoger a todos los jóvenes que deseen estudiar esta carrera.

##### **1.1.2 Planteamiento**

La carrera de Agropecuaria no cuenta con una infraestructura adecuada que brinde comodidad y responda a las exigencias de la población universitaria de la ciudad de Bermejo, provocando así la pérdida de interés en la carrera. Es así que se pueden identificar claramente las causas más importantes que producen el problema, estas son:

- Falta de aulas y laboratorios.
- Infraestructura inadecuada y obsoleta.

En función a estas variables está el problema en estudio ya que las condiciones que brinda la carrera no son las adecuadas para los universitarios, por la falta de aulas y laboratorios se producen bajos rendimientos en el estudio y pérdida de interés en la carrera. Por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Nuevo Bloque Instituto Superior Agropecuario (En el nuevo campus universitario)
- Remodelación y ampliación del actual bloque de Agropecuaria
- Equipamiento para los laboratorios

### **1.1.3 Formulación**

Como ya se indicó, la construcción del nuevo campus universitario está en ejecución, por lo que la alternativa de una remodelación y ampliación del actual bloque de Agropecuaria con la construcción de nuevas aulas y laboratorios sería innecesario ya que se encontraría alejado del campus universitario y seguirían utilizando el bloque para la venta de productos agropecuarios, de modo que podemos descartar esta alternativa como solución al problema. En consecuencia se establece como alternativa de mayor viabilidad, la construcción de un nuevo bloque para el Instituto Superior Agropecuario en el nuevo campus universitario que se encuentra en la zona El Nueve, en límite con el barrio Primero de Mayo.

### **1.1.4 Sistematización**

Se ha decidido realizar el diseño estructural del nuevo bloque del Instituto Superior Agropecuario UAJMS, como solución al problema planteado, optando por zapatas aisladas, pórticos de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> conformado por vigas y columnas, losas alivianadas con plastoformo, cubiertas de calamina con viga celosía metálica según los perfiles requeridos, en razón a que sus componentes son más económicos y de fácil ejecución.

## **1.2 Objetivos**

Los objetivos del proyecto son los siguientes:

### **1.2.1 General**

- Realizar el diseño estructural del nuevo Bloque del Instituto Superior Agropecuario UAJMS según la alternativa de planteo estructural elegida, para contar con una infraestructura que brinde comodidad y respondan a las exigencias de la población universitaria en la ciudad de Bermejo.

### **1.2.2 Específicos**

- Realizar el estudio de suelos para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura mediante el ensayo de SPT.
- Plantear adecuadamente la idealización de la estructura.

- Verificar los resultados de los elementos estructurales (obtenidos del software CYPECAD 2014), con la aplicación de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.
- Efectuar los cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general del proyecto, así también como las especificaciones técnicas de los ítems.
- Elaborar un cronograma de ejecución de la obra que sirva para la ejecución de este proyecto.
- Plantear el diseño y análisis de vigas curvas de hormigón armado, analizando su comportamiento en la estructura, como aporte académico.

### **1.3 Justificación**

#### **1.3.1 Académica**

Profundizar y poner en práctica los conocimientos adquiridos en los años de formación universitaria, acerca del diseño de estructuras.

#### **1.3.2 Técnica**

Elaborar el diseño estructural de la edificación según un análisis de acciones de sobrecargas destinadas a edificios docentes y tomando en cuenta la normativa vigente para su respectivo diseño estructural.

#### **1.3.3 Social**

La concretización del proyecto permitirá mejorar la formación profesional, brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, contribuyendo así con el desarrollo de la ciudad de Bermejo.

### **1.4 Localización**

El nuevo bloque del Instituto Superior Agropecuario que se estudia en el presente proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Bermejo, Segunda Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, en los predios del nuevo Campus Universitario de la UAJMS que se encuentra en la zona El Nueve, en límite con el barrio Primero de Mayo.

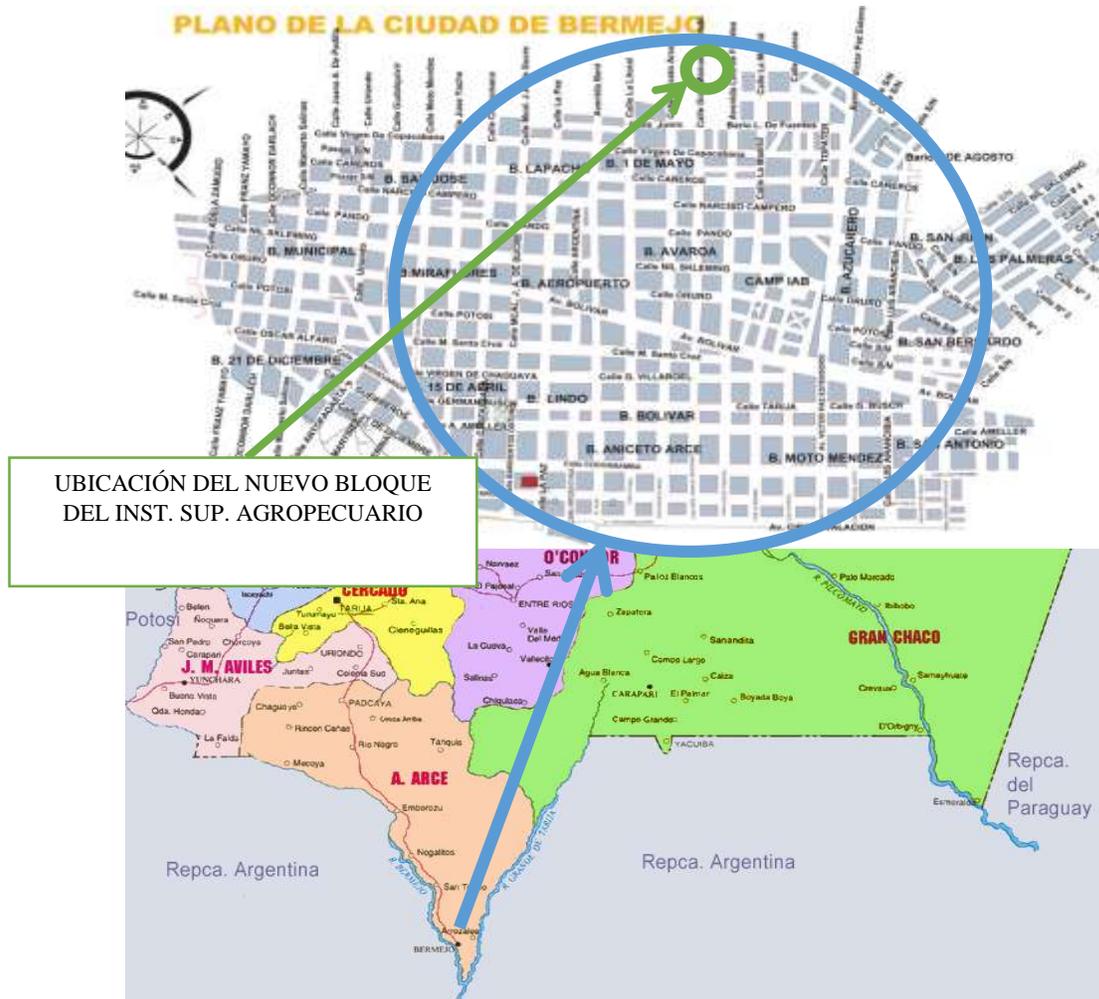


Ilustración 1: Ubicación del Proyecto, Elaboración Propia

## 1.5 Alcance del proyecto

El alcance del proyecto es contar con el diseño estructural del Nuevo Bloque del Instituto Superior Agropecuario que vaya de acuerdo con las necesidades y requerimientos de la población universitaria de la ciudad de Bermejo.

### 1.5.1 Resultados a lograr

Los resultados que se pretenden lograr con el desarrollo del proyecto, son los siguientes:

- Determinar la capacidad portante del suelo mediante el ensayo de S.P.T
- Análisis de las cargas permanentes y sobrecargas actuantes en la estructura.

- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos de la estructura.
- Obtener el presupuesto general de la obra.
- Definir el cronograma de actividades para la ejecución de la obra.
- Diseño y análisis de vigas curvas de hormigón armado.

### **1.5.2 Restricciones**

- No se realizará el cálculo de las instalaciones de los servicios básicos como ser: Las instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable fría - caliente, instalaciones sanitarias y desagüe pluvial, debido a que el proyecto se centra sólo en el diseño y cálculo estructural de la obra.

### **1.5.3 Aporte académico**

El aporte académico que se plantea es el análisis y diseño de vigas curvas de hormigón armado que componen la estructura en estudio, analizando su comportamiento en la estructura.

# **CAPÍTULO II**

## **MARCO TEÓRICO**

## **CAPÍTULO II**

### **2 MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Generalidades**

En este capítulo se mencionarán los fundamentos teóricos necesarios, para el posterior desarrollo de la ingeniería del proyecto.

#### **2.2 Arquitectura del Proyecto**

El diseño arquitectónico está conformado por 3 plantas que cuentan con los siguientes ambientes: La Planta Baja consta de 7 aulas, 2 oficinas, 3 baños, 3 depósitos, centro de estudiantes y biblioteca, el Primer Piso consta de 5 aulas, 3 oficinas, 4 baños, 3 depósitos, sala de docentes, sala de reunión y sala de computación, el Segundo Piso consta de 7 aulas, 2 baños, 2 depósitos y un auditorio. En cuanto a la funcionalidad de los ambientes, tienen buena disposición y comodidad en cuanto a dimensiones, tiene 2 escaleras de 2.5 m., espacio óptimo para la circulación y de la misma manera los pasillos ya que cuentan con 2.7 m.

#### **2.3 Topografía del Terreno**

El levantamiento topográfico se verifica con el fin de señalar la configuración del terreno, para analizar si es necesario hacer movimientos grandes de suelo, de cualquier manera es necesario puntualizar las características del terreno de emplazamiento. Debe de tomarse en cuenta que es de vital importancia registrar varios puntos dentro y fuera del terreno con el fin de establecer curvas de nivel y desarrollar un replanteo mucho más preciso del lugar de emplazamiento. Las 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 disponer, en forma sencilla y rápida la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno.

#### **2.4 Estudio de suelos**

El estudio de suelos se realizó por el método ESTANDAR PENETRATION TEST (SPT). El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5

Kg y 762 mm (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm(1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm(1.45 plg) de diámetro interior y 50.8 mm(2 plg) de diámetro exterior.

El ensayo se efectuó a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos).

El equipo necesario es el siguiente:

- Muestreador (de 2" de diámetro exterior)
- Cono diamantado (2" de diámetro)
- Martinete (63.5Kg de peso)
- Trípode de acero con dispositivo para ejecución
- Roldana con soga (1½" de diámetro y 10m de largo)
- 3 tubos y acoples para incrementar la altura del trípode.

Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.

## **2.5 Materiales**

### **Hormigón Armado**

El hormigón armado es un material de construcción que combina barras de acero con hormigón, el hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra, esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas de acuerdo a los requerimientos estructurales. Se combina la resistencia a compresión del hormigón, y la resistencia a tracción del acero, para resistir solicitaciones combinadas en una sola pieza.

### **Hormigón**

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido. Cuando sea preciso, se indicarán también los datos referentes a su resistencia a tracción, al contenido máximo y mínimo de cemento, a su absorción, masa específica, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo.

## Propiedades del Hormigón

### Resistencia

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Tabla 1: Hormigones según su resistencia en Mpa, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Donde las cifras correspondientes a las resistencias de proyecto,  $f_{ck}$ , en MPa.

### Consistencia

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueas. Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizan hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

En elementos con función resistente, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida. Se exceptúa de lo anterior el caso de hormigones fluidificados por medio de un súper plastificante. La fabricación y puesta en obra de estos hormigones, deberá realizarse según reglas específicas.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abrams de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	+1
Blanda	6-9	+1
Fluida	10-15	+2

Tabla 2: Asentamientos Admisibles, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### Coefficiente de dilatación Térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$ , por grado centígrado.

## Acero

### Generalidades

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electrosoldadas.

Interesando tener en cuenta las características geométricas, mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

### Características Mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

Designación	Clase de acero	Límite elástico $f_y$ , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura $f_s$ , en MPa no menor que	Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que	Relación $f_s/f_y$ , en ensayo no menor que
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,10

Tabla 3: Tipos de Acero, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### Características Geométricas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm:

<b>Diámetro mm</b>	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
<b>Área cm<sup>2</sup></b>	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042	12,566	19,635

Tabla 4: Diametros y Areas de Barras Corrugadas, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### **Adherencia entre Hormigón y Acero**

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La Norma Boliviana de Hormigón Armado dice “la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: La de asegurar el anclaje de las barras y la de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

## **2.6 Armaduras**

### **Anclaje**

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patilla, prolongación recta. O cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

### **Empalmes**

Sólo se dispondrán los empalmes indicados en planos y los que autorice el Director de Obra; empalmes que se procurará que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no

inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas; y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0.1 mm.

### **Adherencia**

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo, en una viga de canto útil  $d$ , con armadura compuesta de  $n$  barras, cada una de perímetro  $u$ , tiene que cumplirse la limitación

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9d.n.u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

$\tau_{bd}$  = Resistencia de cálculo para adherencia

### **Distancia entre Barras**

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueas o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de  $\varnothing \leq 32\text{mm}$  (una sobre otra), e incluso tres barras de  $\varnothing \leq 25\text{mm}$ . El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

## Distancia a los Paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Elementos	Recubrimiento
Para losas y paredes en el interior de los edificios	1,5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Tabla 5: Recubrimientos Mínimos, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

## Doblado de las Armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

## 2.7 Bases de Cálculo

### 2.7.1 Coeficientes de Minoración de las Resistencias de los Materiales

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales en los estados límites últimos que nos indica la Norma Boliviana de Hormigón Armado, son los que se indican en el siguiente cuadro:

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
hormigón	$\gamma_s = 1,5$	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10

Tabla 6: Coeficientes de Minoración, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### 2.7.2 Coeficiente de Mayoración de las Cargas

Los coeficientes de mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en el siguiente cuadro:

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0,20
		Normal	0
		intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0,10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0,20

Tabla 7: Coeficientes de Mayoración, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### 2.7.3 Acciones

#### Acciones Permanentes

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar ..... 23 KN/m<sup>3</sup>
- Hormigón armado con cuantías normales ..... 25 KN/m<sup>3</sup>

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

Tabla 8: Cargas Permanentes, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

#### Acciones Variables

Los valores establecidos en las Normas para las acciones variables de explotación o de uso, y para las acciones climáticas, serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las acciones del terreno reseguirá un criterio análogo, teniendo en cuenta que, cuando su actuación resulte favorable para la hipótesis de carga que se comprueba, no deberán considerarse los empujes del terreno, a menos que exista la completa seguridad de que tales empujes habrán de actuar efectivamente. Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

<b>Uso del elemento</b>		<b>Sobrecarga Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>B.</b>	Viviendas	
	Habitaciones de viviendas económicas	150
	Habitaciones en otro caso	200
	Escaleras y accesos públicos	300
	Balcones volados	Según art. 3,5
<b>D.</b>	Oficinas y comercios	
	Locales privados	200
	Oficinas públicas, tiendas	300
	Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
	Locales de almacén	Según su uso
	Balcones volados	Según art. 3,5
<b>E.</b>	Edificios docentes	
	Aulas, despachos y comedores	300
	Escaleras y accesos	400
	Balcones volados	Según art. 3,5
<b>F.</b>	Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
	Locales con asientos fijos	300
	Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
	Balcones volados	Según art. 3,5
<b>G.</b>	Calzadas y garajes	
	Sólo automóviles de turismo	400
	Camiones	1000

Tabla 9: Sobrecargas de uso, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### **Sobrecarga de Viento**

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $W$  (kg/m<sup>2</sup>) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Dónde:

$C$ =Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, para el proyecto se tomarán los siguientes valores que se indican a continuación:

$C_1$ =-0,0978 (barlovento) y  $C_2$ =-0,40(sotavento). En el caso de la cubierta

$P$ =Presión dinámica del viento (kg/m<sup>2</sup>).

$W$ =Sobrecarga unitaria del viento (kg/m<sup>2</sup>).

### **Presión Dinámica de Viento**

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de valor:

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

Dónde:

$V$ =Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de 34 m/s

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

### **2.7.4 Hipótesis de Carga**

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán 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.

#### **Estados Límites Últimos:**

$$\text{HIPÓTESIS I } \gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II } 0,90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0,90 * \gamma_{fq} * W$$

## Estados Límites de Servicio:

$$\text{HIPÓTESIS I } G+Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II } 0,90(G+Q)+0,90*W$$

Dónde:

G= Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q= Valor característico de las cargas variables de explotación, de granizo, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmicas.

W= Valor característico de la carga del viento.

## 2.8 Determinación de los Esfuerzos

Los esfuerzos se determinarán usando un software de computadora para el cálculo y el diseño estructural, el cual proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores.

### 2.8.1 Cubiertas

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, granizo, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

#### Formas de Cubiertas

Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: A dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón, faldón quebrantado, mansarda, cubierta buliforme, cubierta plana, cubierta compuesta, etc.

#### Inclinación de las Cubiertas

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: De los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el local cubierto.

Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- a) Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- b) Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- c) Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

## Cargas de Viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de viento dada por:

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

Dónde:

$\omega$  = Carga dinámica de viento kg/m<sup>2</sup>

V = velocidad del viento m/s.

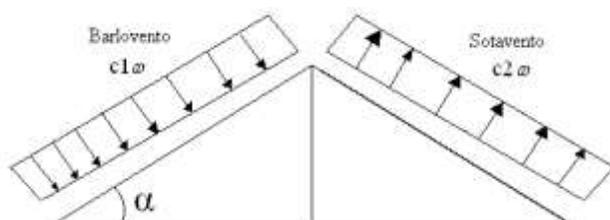


Ilustración 2: Barlovento y Sotavento

Angulo $\alpha$	Barlovento c1	Sotavento c2
90°	+ 0,8	- 0,4
80°	+ 0,8	- 0,4
70°	+ 0,8	- 0,4
Angulo $\alpha$	Barlovento c1	Sotavento c2
60°	+ 0,8	- 0,4
50°	+ 0,6	- 0,4
40°	+ 0,4	- 0,4
30°	+ 0,2	- 0,4
20°	0	- 0,4
10°	- 0,2	- 0,4
0°	- 0,4	- 0,4
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente		

Tabla 10: Coeficientes de Viento, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### 2.8.1.1 Combinaciones de carga

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

$$U = 1,4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W) \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación A4-5 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-4 des LRFD})$$

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E) \quad (\text{Ecuación A4-6 des LRFD})$$

Dónde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

$L_r$ : Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

<b>Factor de Reducción (<math>\phi</math>)</b>	<b>SITUACIÓN</b>
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0,9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de 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 soldaduras 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

Tabla 11: Factor de reducción de resistencia, LRFD-93

### 2.8.1.2 Análisis de miembros de acero

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

#### Diseño de miembros a flexión

Una viga puede deteriorarse al alcanzar en ella el momento  $M_p$  y volverse totalmente plástica, o puede fallar por lo siguiente:

1. Pandeo lateral – torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo local del patín (PLP), elástica o inelásticamente.
3. Pandeo local del alma (PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Si no es así, se llama inelástica.

Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas: Perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y canales flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión). El énfasis será los perfiles W. Las vigas (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines) no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización;  $F_{yf}$  y  $F_{yw}$ , las resistencias por fluencia del patín y alma, serán reemplazadas por  $F_y$ .

Comenzaremos con perfiles compactos, definidos como aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos:

- espesor para el patín y el alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dados en el manual, por lo que sólo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán también los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento  $M_p$  del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.

La primera categoría, es decir, vigas compactas soportadas lateralmente, es bastante común y es el caso más simple.

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

$$M_p = F_y Z \leq 1,5 M_y$$

El límite de  $1,5 M_y$  para  $M_p$  es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando

$$F_y Z \leq 1,5 F_y S \text{ o } \frac{Z}{S} \leq 1,5$$

Para los perfiles W flexionados respecto al eje fuerte,  $Z/S$  será siempre  $\leq 1,5$ . (Sin embargo, para perfiles W flexionados respecto al eje menor,  $Z/S$  nunca será  $\leq 1,5$ ).

Aunque se hizo una revisión de  $M_p \leq 1,5 M_y$ , no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

### **Diseño de miembros a tensión**

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debajo de los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce”

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez  $L/r$ , donde  $L$  es la longitud del miembro y  $r$  el radio de giro mínimo de área de sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300”

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

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

Siendo:

$f_{t1}$  y  $f_{t2}$  = Esfuerzos de la pieza

$N_d$  = La carga mayorada que actúa sobre la pieza

$F_y$  = Límite elástico del acero

$F_r$  = Límite de ruptura del acero

$A_B$  = Área bruta de la pieza

$A_{crit}$  = Área crítica de la pieza

$K$  = La esbeltez de la pieza

$l$  = Longitud de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

1. Área crítica:

$$A_{\text{crit calc}} = t \left( b + \Sigma \frac{S^2}{4g} - \Sigma d \right)$$
$$A_{\text{crit}} \leq \begin{cases} A_{\text{crit cal}} \\ 0.85 A_B \end{cases}$$

### Diseño de miembros a compresión

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con  $f_c = P/A$ , donde  $f_c$  se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida.

La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable”

Requisitos de la AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{c_{\text{crit}}} * \phi \quad \therefore \phi = 0,85$$
$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

Dónde:

$f_a$  = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

$N_d$  = Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

$A$  = Área total de la pieza.

$F_a$  = Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado.

$F_{c_{\text{crit}}}$  = Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbole de Oile, sin coeficiente de seguridad.

$\phi$  = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

$K$  = Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza.

L= Longitud de la pieza.

Fy= Tensión de límite elástico del acero que estamos trabajando.

E= Módulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K \cdot l}{\pi \cdot r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma  $\lambda_c = 1,5$ , las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para  $\lambda_c \leq 1,5$  , Columnas inelásticas

$$F_{crit} = 0,658^{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

Para  $\lambda_c > 1,5$  , Columnas elásticas

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima  $Kl/r$  de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas”.

## 2.8.2 Losa 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.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo. No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

### 2.8.3 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, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

#### 2.8.3.1 Diseño a flexión simple

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$  que se obtiene de la tabla 7

$$M_d = \gamma_s * M$$

- 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 llamado “canto útil”)

$f_{cd}$  = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor  $\mu_{lim}$

$$si : \mu_{lim} \geq \mu_d \text{ no necesita armadura a compresión}$$

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

Dónde:

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

$w$  = Cuantía mecánica de la armadura

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero

$A_s$  = Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de  $\mu$

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

$$si \rightarrow \mu_{\lim} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresion}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$\int = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\lim}}{1 - \int}$$

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

Dónde:

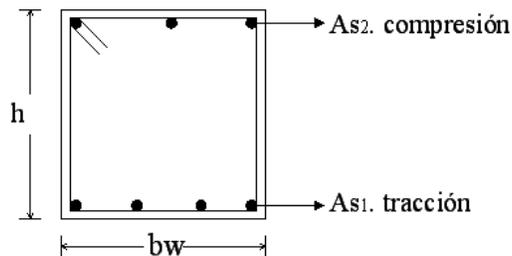
$w_{\lim}$  = Este valor se obtiene la tabla 12.

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

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

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

$r$  = Recubrimiento geométrico.



2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

Dónde:

As1 = Área de la armadura a tracción.

As2 = Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de  $\mu$

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para As1 como para As2.

<b>fy(kp/cm<sup>2</sup>)</b>	2200	2400	4000	4200	4600	5000
<b>fyd(kp/cm<sup>2</sup>)</b>	1910	2090	3480	3650	4000	4350
<b>ξ lim</b>	0,793	0,779	3,48	0,668	0,648	0,628
<b>μ lim</b>	0,366	0,362	0,679	0,332	0,326	0,319
<b>W lim</b>	0,546	0,536	0,467	0,46	0,446	0,432

Tabla 12: Valores Limites, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

<b>ELEMENTO ESTRUCTURAL</b>		<b>AE-22</b>	<b>AE-42</b>	<b>AE-50</b>	<b>AE-60</b>
<b>Soportes</b>	Armadura total	0,008	0,006	0,005	0,004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0,004	0,003	0,0025	0,002
<b>Vigas</b>	Armadura en tracción	0,005	0,0033	0,0028	0,0023
<b>Losas</b>	En cada dirección	0,002	0,0018	0,0015	0,0014
<b>Muros</b>	Armadura horizontal total	0,0025	0,002	0,0016	0,0014
	Armadura horizontal en una cara	0,0008	0,0007	0,0006	0,0005
	Armadura vertical	0,0015	0,0012	0,0009	0,0008
	Armadura vertical en una cara	0,0005	0,0004	0,0003	0,0003

Tabla 13: Cuantías Geometricas Minimias, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

$\xi$	$\mu$	W	(W/Fyd).10 <sup>3</sup>	
0.0891	0.03	0.0310		<b>D</b>
0.1042	0.04	0.0415		<b>O</b>
0.1181	0.05	0.0522		<b>M</b>
0.1312	0.06	0.0630		<b>I</b>
0.1438	0.07	0.0739		<b>N</b>
0.1561	0.08	0.0849		<b>I</b>
0.1667	0.0886	0.0945		<b>O</b>
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		<b>2</b>
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		<b>D</b>
0.2198	0.13	0.1426		<b>O</b>
0.2330	0.14	0.1546		<b>M</b>
0.2466	0.15	0.1669		<b>I</b>
0.2590	0.159	0.1782		<b>N</b>
0.2608	0.16	0.1795		<b>I</b>
0.2796	0.17	0.1924		<b>O</b>
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		<b>3</b>
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		<b>D</b>
0.5188	0.28	0.3570		<b>O</b>
0.5450	0.29	0.3750		<b>M</b>
0.5721	0.30	0.3937		<b>I</b>
0.6006	0.31	0.4133	0.0994	<b>N</b>
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	<b>I</b>
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	<b>O</b>
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	<b>4</b>
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		04931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			

Tabla 14: Tabla universal de flexion simple, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### 2.8.3.2 Diseño a 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.

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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.

$$V_d > V_{cu}$$

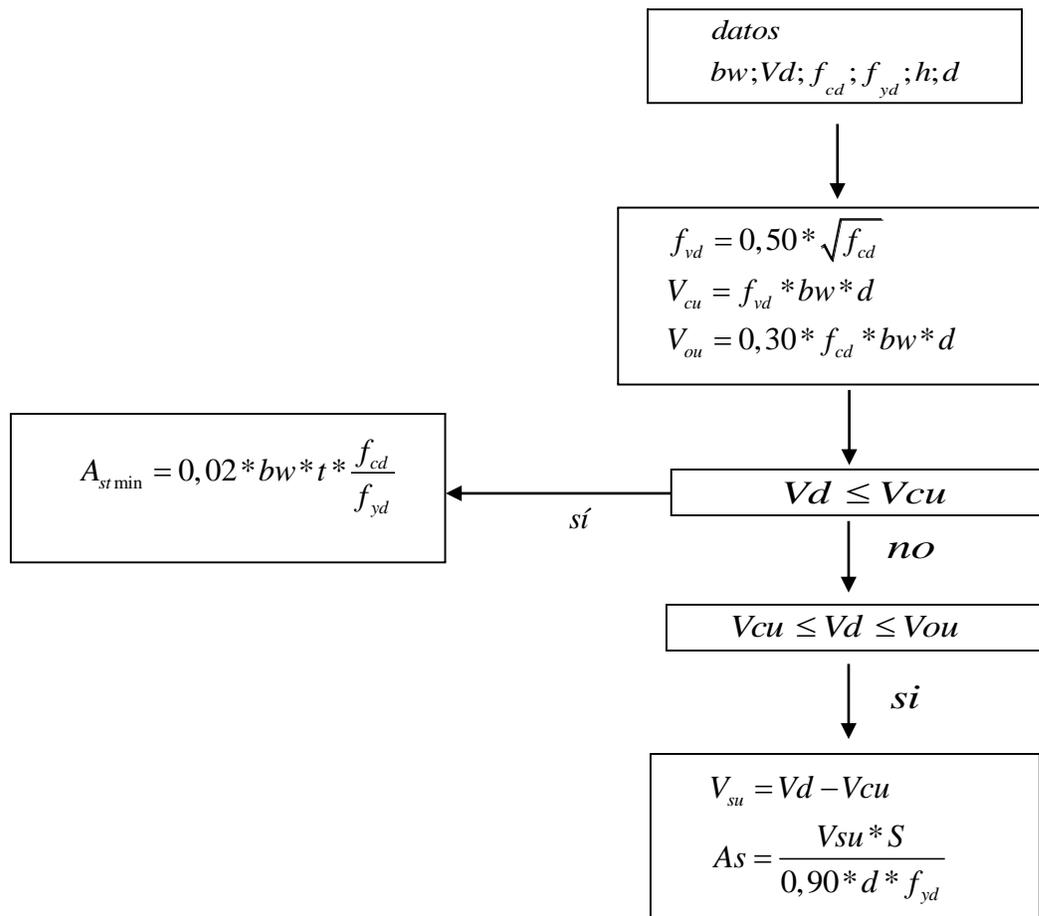
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \quad \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

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 multiplica a t.

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

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

A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



#### 2.8.4 Columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Jiménez Montoya dice *“La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente”*.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta

o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

### **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.

### **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.

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

#### **2.8.4.1 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:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó} & b/20 \\ & & 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Dónde:

h: Canto total en la dirección considerada

#### **Excentricidad de primer orden**

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento

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

### Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

c: Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

Excentricidad total

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

### 2.8.4.2 Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

#### Ideas previas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos. Jiménez Montoya nos dice *“Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma”*.

#### Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo  $l_o$  de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla en función de la sustentación de la pieza.

<b>Sustentación de la pieza de longitud <math>l</math>.</b>
---

<b>k</b>
----------

-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0,70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0,50
-Soportes elásticamente empotrados	0,70
-Otros casos	0,90

Tabla 15: Coeficiente de pandeo, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

Jiménez Montoya nos dice *“La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, \_siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional”*.

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

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

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

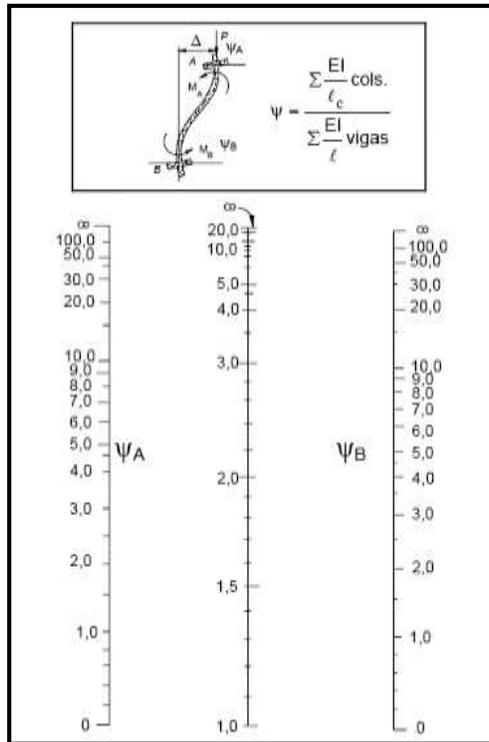


Ilustración 3: Porticos traslacionales, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

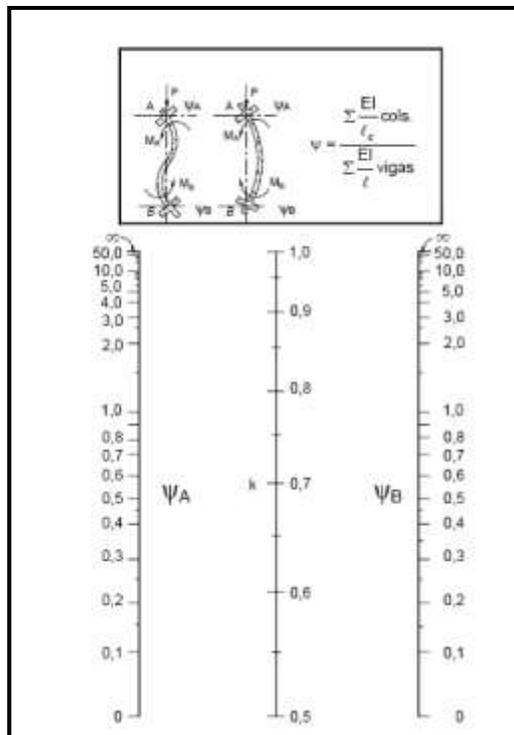


Ilustración 4: Porticos intraslacionales, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

### **Esbeltez geométrica y mecánica**

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación  $\lambda_g = \ell_o/h$  entre la longitud de pandeo y la dimensión  $h$  de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación  $\lambda = \ell_o/i_c$  entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i_c$ , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que  $i_c = \sqrt{I/A}$ , siendo  $I$  y  $A$  respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Boliviana de Hormigón Armado son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas  $\lambda < 35$  (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda < 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda_o < 29$ ), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas  $100 \leq \lambda < 200$  (geométricas  $29 \leq \lambda_o < 58$ ), debe aplicarse el método general. para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas  $\lambda > 200$  (geométricas  $\lambda_o > 58$ ).

### **Columnas cortas y largas**

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

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.

$$\lambda = \frac{\ell_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{\ell_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

} La pieza puede considerarse corta

$$l_o = k \cdot l$$

Dónde:

$l_o$ : Longitud de pandeo

$i$ : Radio de giro

$k$ : Coeficiente de pandeo

### **2.8.4.3 Flexión esviada**

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

#### **Sección rectangular con armadura simétrica**

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

### **Ábacos adimensionales en roseta**

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, Mx, My). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v,  $\mu_x$ ,  $\mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (para poder observar las rosetas, ver el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya tomo №2).

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de  $\mu_x$ ,  $\mu_y$ , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w.

#### 2.8.4.4 Disposición relativa a armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20cm. si se trata de secciones rectangulares y 25cm. si la sección es circular.

##### Armadura Longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm. y situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido.

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

Axil reducido.

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

De los ábacos en rosetas  $\rightarrow w$

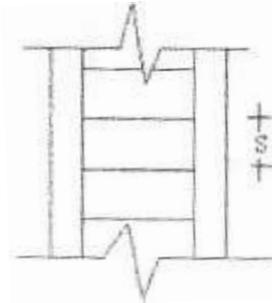
$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:  $A_{smín} = 0,008 \cdot A_c$

Siendo  $A_c$ : Área de la sección bruta del hormigón

### 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:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases} \text{ Para atender la necesidad del cálculo}$$

### Cuantías límites

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas,  $A_1$  y  $A_2$ , las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0,05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0,05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0,5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0,5 * A_c * f_{cd}$$

Que para el caso de compresión simple, con armadura total  $A_s$ , puede ponerse en la forma:

$$A_s * f_{yd} \geq 0,10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Dónde:

$A_c$  = El área de la sección bruta de hormigón

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200kg/cm<sup>2</sup>.

A1 y A2 = Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

Nd = Esfuerzo axial de cálculo

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón.

As = El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

## 2.8.5 Fundaciones

### 2.8.5.1 Zapatas aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto  $h_0$  en el borde debe ser  $h_0 \geq h/3$  y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse  $\beta \leq 30^\circ$ , que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

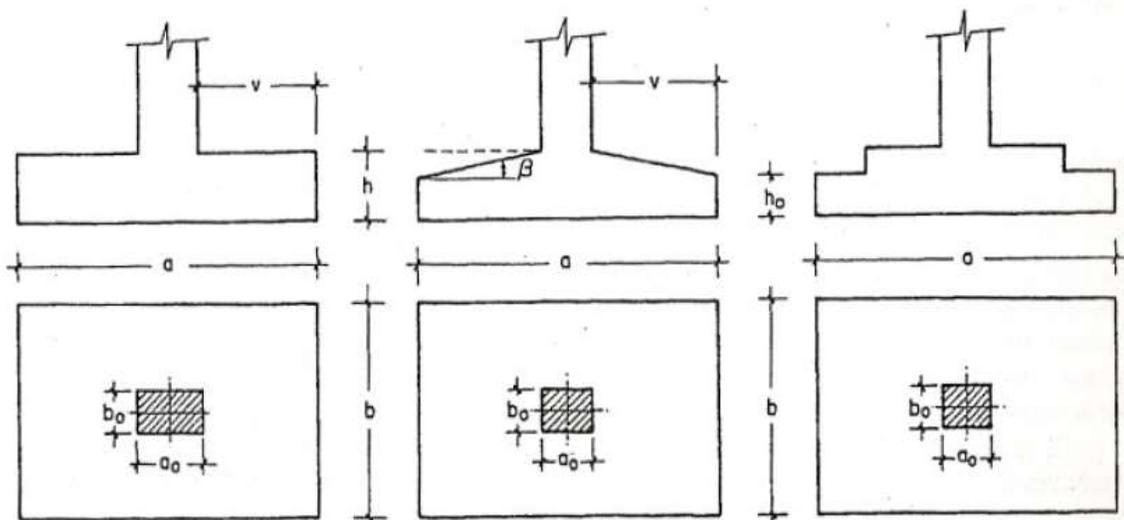


Ilustración 5: Formas típicas de zapatas, Montoya-Meseguer-Moran

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo  $v$ , en ambas direcciones principales, no

supera a  $2h$ , siendo  $h$  el canto máximo. En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo  $v$  es superior a  $2h$ , en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

### Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

Salvo en el caso de zapatas flexibles apoyadas en terrenos sin cohesión, puede admitirse una distribución uniforme de tensiones. Las dimensiones  $a$  y  $b$  de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno,  $\sigma_{adm}$  mediante la ecuación:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

En donde  $N$  es la carga centrada de servicio y  $P$  el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de  $P$ , será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 5 por 100 de  $N$ .

Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme,  $\sigma_t = N/(a * b)$ .

Por razones económicas las zapatas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil  $d$  valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} &= 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kp/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Con los significados indicados siendo, además,  $f_{vd}$  la resistencia convencional del hormigón a cortante,  $f_{cd}$  la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y  $\gamma_f$  el coeficiente de seguridad de la sollicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o

rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

### Determinación de la armadura a tracción

Realmente, la determinación de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y, para las zapatas flexibles, por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas. Por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón,  $0,15 \cdot a_o$  y  $0,15 \cdot b_o$ , respectivamente (Ilustración 6). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno  $a_1 = N / (a \cdot b)$  es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left( \frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones  $b \cdot d$ , puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para  $d$  valores mayores que  $1,5 \nu$ . En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

La cuantía mínimas, exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:

$$\rho \geq 0,0018 \quad \text{acero AE-400}$$

No debiendo adaptarse cantos que requieran cuantías superiores a  $0,01$  ( $\rho \leq 0,01$ ), por consideraciones de adherencia.

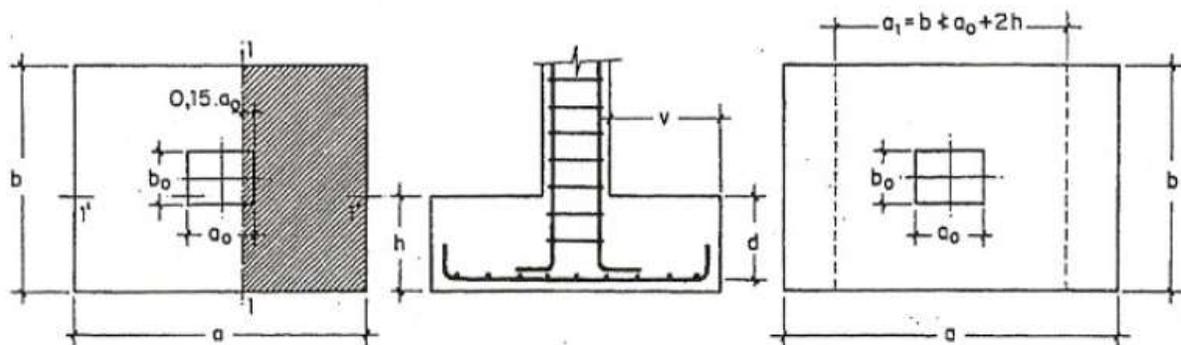


Ilustración 6: Armadura de tracción en zapata aislada, Montoya-Meseguer-Moran

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho  $b$ . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor  $b$  se concentrará más en la banda central de ancho  $a_1 = b \geq a_o + 2h$ , en la que se dispondrá la fracción  $U \cdot 2 \cdot a_1 / (a + a_1)$ . El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

### **Comprobación a cortante y punzonamiento**

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1º, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción española, análogas a las recomendadas por el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor,  $f_{vd} = 0,5 \cdot (f_{cd})^{1/2}$  (kp/cm<sup>2</sup>).

### **Zapatas rígidas**

Cuando el vuelo sea,  $v \leq 1,5 \cdot b$ , la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2-2 se sitúa a una distancia  $d/2$  del paramento del soporte, su ancho es  $b_o + d \leq b$ , y su canto  $d_2 \leq 1,5 \cdot V_2$ .

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando, según el área tributaria de la ilustración 6, sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \frac{(b \cdot b_o + d) \cdot (a - a_o - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_o + d) \cdot d_2$$

Cuando el vuelo sea  $v > 1,5 \cdot b$  (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3 (Ilustración 6), separada una distancia  $d$  del paramento del soporte, de ancho  $b$  y canto  $d_3$ . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left( \frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

### **Zapatas flexibles**

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: A esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea  $a - a_o \geq b - b_o$  (Ilustración 6); en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica  $A_c$  formada por las cuatro secciones verticales separadas  $d/2$  de los paramentos del soporte, es decir, en la sección  $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) * d$ . La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} (a * b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 * 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ( $a_o > 2b_o$ ). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{yd} = 0,5 \left( 1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) * \sqrt{f_{cd}}$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la norma Boliviana e Instrucción española.

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

### **Comprobación de adherencia**

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

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

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \phi}$$

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

En donde  $n$  es el número de barras de diámetro  $\phi$ , y  $k$  una constante con el valor  $k=0,95$  para las zapatas rígidas, y  $k = 2,00$  para las flexibles.

## **2.8.6 Estructuras complementarias**

### **2.8.6.1 Escaleras**

#### **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.

## Proceso de cálculo

$p$ =huella

$cp$ =contra huella

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

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

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

## Cálculo del espesor de la losa 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 losa de la escalera

$L_n$ = Longitud horizontal de la escalera

$h$ = Proyección vertical de  $t$

$h_m$ = Altura media

## Cálculo de la carga última

$$q_u = pp + Acab + sc$$

Dónde:

$q_u$ = Carga última que actúa sobre la escalera

$pp$ = Peso propio

$Acab$ = Acabados

$sc$ = 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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

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

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

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

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

Dónde:

S=espaciamiento entre barras

### Refuerzo de momento negativo

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

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

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

### Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot t$$

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

Dónde:

$A_{st}$ =Área de armadura transversal

$A_{\Phi}$ = Área de la barra de hierro

**CAPÍTULO III**  
**INGENIERÍA DEL PROYECTO**

## CAPÍTULO III

### 3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1 Arquitectura del proyecto

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Gobernación del Dpto. de Tarija Sección Bermejo (Ver Anexo 9) y está conformada por 3 plantas que cuentan con los siguientes ambientes: La Planta Baja consta de 7 aulas, 2 oficinas, 3 baños, 3 depósitos, centro de estudiantes y biblioteca, el Primer Piso consta de 5 aulas, 3 oficinas, 4 baños, 3 depósitos, sala de docentes, sala de reunión y sala de computación, el Segundo Piso consta de 7 aulas, 2 baños, 2 depósitos y un auditorio. En cuanto a la funcionalidad de los ambientes, tienen buena disposición y comodidad en cuanto a dimensiones, tiene 2 escaleras de 2.5 m., espacio óptimo para la circulación y de la misma manera los pasillos ya que cuentan con 2.7 m.

#### Datos Geométricos de las Plantas

Según el diseño arquitectónico que presenta el edificio, las elevaciones de las plantas están de acuerdo a la siguiente tabla:

Nombre	Altura (m)	Cota (m)	Q (kg/m <sup>2</sup> )	CM (kg/m <sup>2</sup> )
Cubierta	4,1	13	100	100
Segundo Piso	4,3	8,9	300	110
Primer Piso	4,3	4,6	300	110
Planta Baja	2,3	0,3	0	0
Cimentación		-2	0	0

Tabla 16: Datos Geométricos de las Plantas, Elaboración Propia

#### 3.2 Topografía del terreno

El estudio topográfico del terreno donde se emplazará la obra fue obtenido de la Gobernación del Dpto. de Tarija Sección Bermejo el cual se encuentra detallado en la sección de anexos (Ver Anexo 1).

### 3.3 Análisis del estudio de suelos

El Estudio de Mecánica de Suelos, del proyecto “Diseño Estructural del Nuevo Bloque del Instituto Superior Agropecuario UAJMS”, ubicado en la ciudad de Bermejo, se realizó con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo, enmarcadas en sus propiedades físicas y mecánicas

Para conseguir tal objetivo, se realiza el Estudio de Mecánica de Suelos, cuya ejecución implica el desarrollo de las siguientes fases:

- a) Fase de Campo, donde se efectúan las exploraciones del subsuelo y se toma el número de muestras necesarias.
- b) Fase de Laboratorio, donde se ejecutan los ensayos de caracterización de suelos.
- c) Fase de Gabinete, donde se determinan las características físicas y mecánicas del suelo, y su comportamiento frente a cargas externas.

#### Fase de Campo

Para el estudio de las fundaciones, se han realizado pozos de exploración con equipo para Ensayos Normales de Penetración (SPT) previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar.

Para el estudio se han realizado pozos de exploración de 2m y 3m de profundidad, pudiendo efectuar el ensayo con éxito a la profundidad de 2m, pero a los 3m de profundidad se encontró un suelo con grava por lo cual no se pudo realizar el ensayo, ya que la punta diamantada no podía penetrar el suelo debido al impacto con la grava, por lo tanto se prosiguió a tomar muestras del suelo en bolsas de plástico manteniendo de alguna manera inalterado el contenido de humedad para su respectiva clasificación en el laboratorio de suelos de la universidad.

PROYECTO	POZO DE SONDEO	PROFUNDIDAD
Diseño Estructural del “Nuevo Bloque del Instituto Superior Agropecuario UAJMS”	POZO N°1	2,0 m
	POZO N°1	3,0 m
	POZO N°2	2,0 m
	POZO N°2	3,0 m

Tabla 17: Pozos de Sondeos, Elaboración Propia

### Fase de Laboratorio

En la fase de laboratorio se realizó la caracterización de las muestras de suelo extraídas de los pozos de sondeos mediante ensayos de laboratorios, que se hicieron en los “Laboratorios de Suelos y Hormigones de la UAJMS”. De los cuales se obtuvieron los siguientes resultados, y cuyo desarrollo se encuentra el ANEXO 2.

<b>FASE DE LABORATORIO</b>			
<b>MUESTRA</b>	<b>Análisis Granulométrico</b>	<b>Contenido de Humedad</b>	<b>Límites de Consistencia</b>
<b>POZO N°1</b>			
Muestra N°1	Gravas: 0% Arenas: 43,12% Finos: 56,88% Total: 100%	12,88%	No Tiene Límites
Muestra N°2	Gravas: 56,40% Arenas: 18,46% Finos: 25,14% Total: 100%	12,46%	No Tiene Límites
<b>POZO N°2</b>			
Muestra N°1	Gravas: 0% Arenas: 29,26% Finos: 70,74% Total: 100%	12,50%	No Tiene Límites
Muestra N°2	Gravas: 58,65% Arenas: 19,10% Finos: 22,25% Total: 100%	12,14%	No Tiene Límites

Tabla 18: Fase de Laboratorio, Elaboración Propia

### Fase de Gabinete

En la fase de gabinete se realizará la clasificación del suelo de acuerdo a las características determinadas en la etapa de laboratorio como así también la capacidad portante del suelo.

<b>FASE DE GABINETE</b>				
<b>POZOS</b>	<b>Clasificación del Suelo</b>	<b>Profundidad</b>	<b>Ensayo de Carga Directa SPT</b>	<b>Resistencia Admisible kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>POZO N° 1</b>				
Muestra N° 1	AASHTO: Suelo A-4 (0) SUCS: ML	2 m.	N° Golpes: 23	2,14
Muestra N° 2	AASHTO: Suelo A-2-4 (0) SUCS: GM	3 m.	-	4
<b>POZO N° 2</b>				
Muestra N° 1	AASHTO: Suelo A-6 (15) SUCS: ML	2 m.	N° Golpes: 24	2,25
Muestra N° 2	AASHTO: Suelo A-2-4 (0) SUCS: GM	3 m.	-	4

Tabla 19: Fase de Gabinete, Elaboración Propia

Ya que no se pudo realizar el ensayo de penetración estándar SPT a los 3m de profundidad, para obtener la resistencia admisible se recurrió a tablas a efectos orientativos según la naturaleza del terreno, obteniendo así, para un suelo tipo GM, un valor entre el rango de 2 a 6 kg/cm<sup>2</sup>, para lo cual adoptamos un valor de 4 kg/cm<sup>2</sup> (ANEXO 2). La fundación del presente proyecto se la realizará a una profundidad de 2m para una resistencia admisible del terreno de 2,14 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.4 Modelo Estructural

#### Modelo de la Estructura de Sustentación de la Cubierta

La cubierta se plantea como una estructura de acero compuesta por vigas celosías de perfiles tubulares rectangulares con una separación entre vigas de 4 m. como elementos longitudinales se tienen correas de perfiles costanera, que transmitirán las cargas a las vigas, los apoyos de las vigas celosías serán definidos de tal manera que permitan contemplar los efectos térmicos de los materiales.

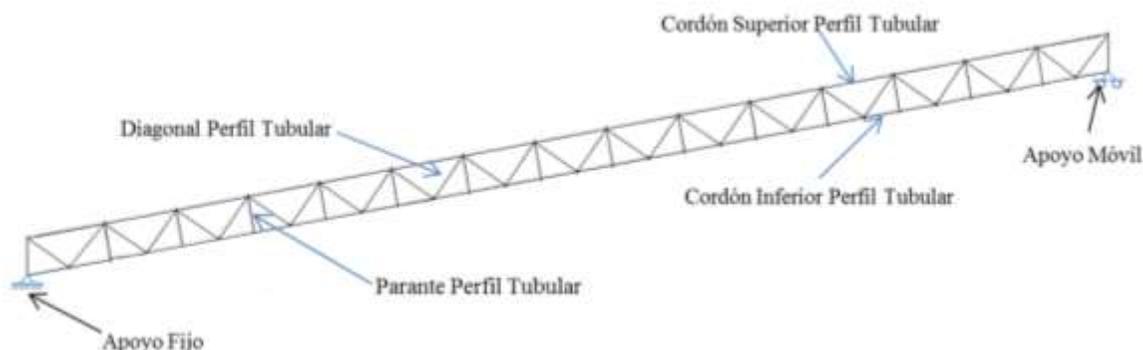


Ilustración 7: Modelo Estructural Viga Celosia, Elaboración Propia

#### Modelo de la Estructura de Sustentación de la Edificación

El modelo estructural de la estructura de sustentación de la edificación se compone de columnas, vigas y entrepisos.

##### Entrepisos:

Los entrepisos se plantean como losas alivianadas con viguetas pretensadas y complementos de plataforma, con espesores de 20 cm.

##### Vigas:

Las vigas se plantean peraltadas de secciones rectangulares, con luces de cálculo variables de 2,6 m a 9,2 m.

##### Columnas:

Las columnas se plantean de secciones rectangulares y circulares, con vinculación exterior con luces de cálculo de 3,7 a 3,3 m.

#### Modelo de las Fundaciones

##### Fundaciones:

Las fundaciones se plantean como zapatas aisladas centradas, cuya profundidad de fundación será de 2 m, donde el estrato presenta una resistencia admisible de  $2,14 \text{ kg/cm}^2$ .

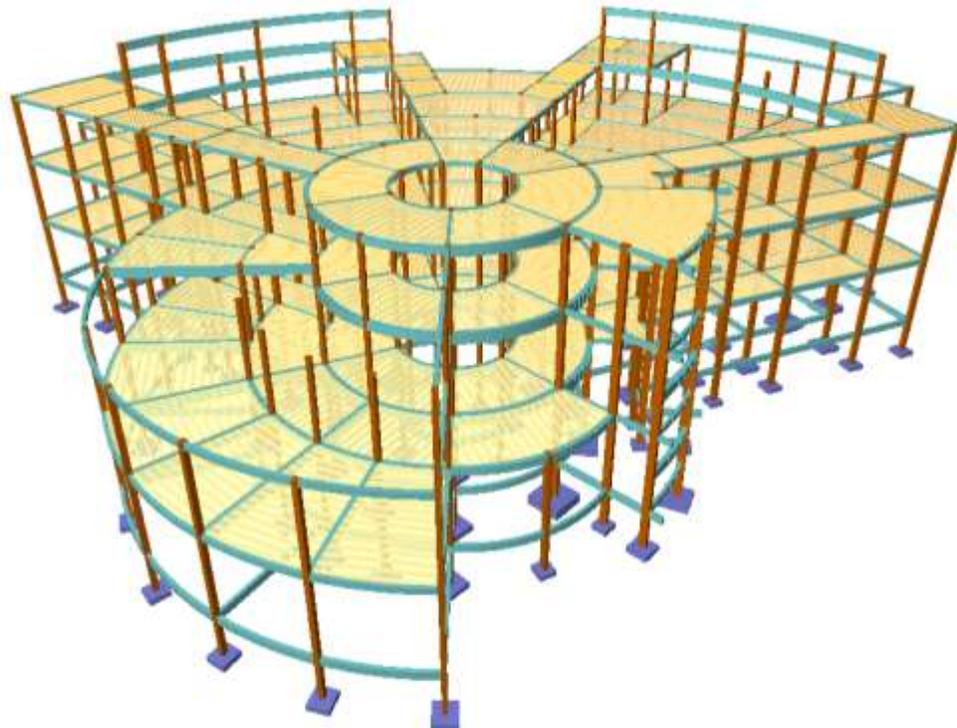


Ilustración 8: Modelo Estructural Estructura de Sustentación de la Edificación, Elaboración Propia

### **Modelo de las Estructuras Complementarias**

#### **Escaleras:**

Las escaleras se plantean como losas inclinadas en las rampas y horizontales en los descansos, con vinculaciones fijas en las uniones con las losas y en las uniones con los apoyos intermedios.

#### **Cúpula:**

La cúpula se plantea como una estructura de acero de 7 m de diámetro y 1,1 m de alto, compuesta por perfiles tubulares rectangulares.

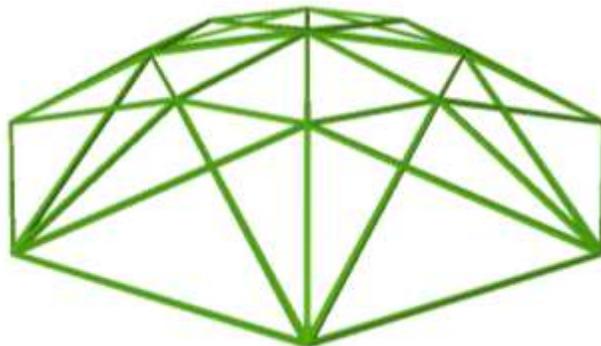


Ilustración 9: Modelo Estructural de la Cúpula, Elaboración Propia

### 3.5 Normas de diseño

Diseño en Hormigón Armado:

Para el diseño de los elementos de hormigón armado se usará la normativa CBH-87 Código Boliviano del Hormigón.

Diseño en Acero:

Para el diseño de los elementos de acero se usará la normativa ANSI/AISC 360-10 Normativa “Specification for Structural Steel Buildings”, Normativa norteamericana para construcciones en acero, y la ANSI/NASPEC 2007 (LRFD).

### 3.6 Materiales empleados

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales presentes comercialmente en nuestro medio, y que se enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas mencionadas anteriormente.

#### Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se usará hormigón con la siguiente resistencia característica de compresión a los 28 días.

<b>Hormigón</b>	
Resistencia a los 28 días	210 kg/cm <sup>2</sup>
Nivel de control	Normal
Factor de Minoración	1,5
Peso Especifico	2500 kg/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidad	300000 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0,2

Tabla 20: Propiedades del Hormigón, Elaboración Propia

#### Acero de Refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se utilizará acero A-400 con las siguientes características:

<b>Acero de Refuerzo</b>	
Límite de fluencia	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Límite de Ruptura	5000 kg/cm <sup>2</sup>
Nivel de control	Normal
Factor de Minoración	1,15
Peso Especifico	4400 kg/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidad	2000000 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 21: Propiedades del Acero de Refuerzo, Elaboración Propia

### Acero Estructural

Para los elementos de acero de la cubierta metálica se usará acero ASTM A-36 con las siguientes especificaciones:

<b>Acero Estructural</b>	
Límite de Fluencia	2530 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad	2038901,9 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 22: Propiedades del Acero Estructural A-36, Elaboración Propia

### 3.7 Cargas Consideradas en el Diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso se desarrollan en el ANEXO 3, a continuación se muestra una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Estructura de Acero:

<b>Cargas Consideradas Estructura de Acero</b>		
Cargas Permanentes	Peso Propio	Para cada Elemento
	Cobertura (Calamina N°28)	8 Kg/m <sup>2</sup>
	Peso Cielo Falso	25 Kg/m <sup>2</sup>
	Peso Aislante Térmico - Acústico	5 Kg/m <sup>2</sup>
Sobrecargas de Uso	Carga Viva (Mantenimiento)	100 Kg/m <sup>2</sup>
	Presión de Viento (43,35 m/s)	46,98 Kg/m <sup>2</sup>
	Carga de Granizo	45 Kg/m <sup>2</sup>

Tabla 23: Cargas Consideradas Estructura de Acero, Elaboración Propia

Estructura de Hormigón Armado:

Cargas Consideradas Estructura de Hormigón Armado			
Cargas Permanentes	Peso Propio		Para cada Elemento
	Sobrepiso y Acabados		80 Kg/m <sup>2</sup>
	Muro de Ladrillo (e=18 cm)		850 Kg/m
	Muro de Ladrillo (e=12 cm)		550 Kg/m
	Peso Paneles de Vidrio		93,60 Kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga de Diseño	Carga Viva	Aulas, Salas y Pasillos	300 Kg/m <sup>2</sup>
		Escaleras	400 Kg/m <sup>2</sup>
		Azotea	100 Kg/m <sup>2</sup>
	Presión de Viento (43,35 m/s)		117,45 Kg/m <sup>2</sup>
	Carga de Granizo		45 Kg/m <sup>2</sup>

Tabla 24: Cargas Consideradas Estructura de Hormigón Armado, Elaboración Propia

### 3.8 Diseño Estructural

#### 3.8.1 Diseño de la Estructura de Sustentación de la Cubierta

El análisis de la estructura de sustentación de la cubierta se realizó mediante ordenador de acuerdo al modelo estructural planteado, los resultados de las solicitaciones se desarrollan posteriormente

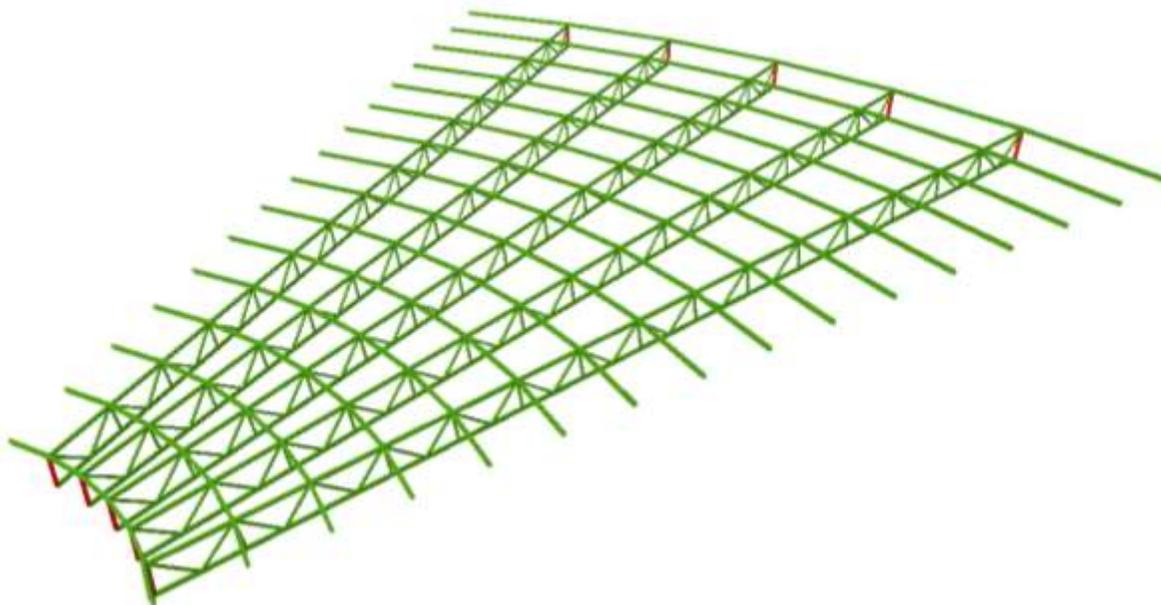


Ilustración 10: Cubierta Tipo 1, Elaboración Propia

### **Combinaciones de carga**

Para realizar las combinaciones de carga se tienen los siguientes factores de carga derivados de la norma en aplicación para el diseño y se presentan en la siguiente tabla:

$$U = 1,4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W) \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación A4-5 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-4 des LRFD})$$

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E) \quad (\text{Ecuación A4-6 des LRFD})$$

Dónde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

Lr: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

#### **3.8.1.1 Diseño de la correa**

El diseño de las correas se realizó tomando en cuenta las especificaciones y limitaciones de la norma adoptada para el diseño, tanto en cargas como en materiales. Las correas fueron modeladas tomando en cuenta las dimensiones comerciales de los elementos de acero, además de las vinculaciones exteriores que tendrán. La correa más solicitada se idealizó como una viga de un tramo de 3,5 m de longitud con dos apoyos, uno fijo y uno móvil que permitirá la dilatación del elemento ante los efectos térmicos.

#### **Diseño en Estados Límites Últimos**

##### **Perfil de Diseño**

Para el diseño en estados límites últimos se verificó con la sección costanera de CA 10x6,13 cuyas características geométricas son:

Perfil: CA 10x6,13 Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )							
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> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
N30	N89	3,54	7,80	132,91	56,34	26,58	11,94
Datos de Diseño				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado			
f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>f</sub> <sup>(4)</sup> Flexión	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup> Cortante	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup> Compresión	<sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado			
2548,42	0,95	0,95	0,85	<sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36			
				<sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño			

Tabla 25: Propiedades Perfil Correa, Elaboración Propia

### Diseño a Flexión

#### Diseño a Flexión en eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

#### Resistencia a Flexión requerida:

Es la resistencia a flexión requerida crítica requerida para las combinaciones de carga de LRFD.

$$M_{rx} = 119 \text{ kg. m}$$

M<sub>rx</sub>: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

#### Resistencia de Diseño a Flexión:

Es la resistencia a flexión proporcionada por el perfil de diseño.

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M<sub>cx</sub>: Resistencia de diseño a flexión

#### Resistencia Nominal de la Flexión:

La resistencia nominal a la flexión, M<sub>n</sub>, se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = S_x \cdot f_y$$

$$M_{nx} = 677,42 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de M<sub>n</sub> se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión M<sub>c</sub>

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$$M_{cx} = 643,55 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{119}{643,55} = 0,185$$

### **Diseño a Flexión en eje Y:**

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

### **Resistencia a Flexión requerida:**

Es la resistencia a flexión requerida crítica requerida para las combinaciones de carga de LRFD

$$M_{ry} = 49 \text{ kg. m}$$

$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

### **Resistencia de Diseño a Flexión:**

Es la resistencia a flexión proporcionada por el perfil de diseño.

$$M_{cy} = \phi_f \cdot M_n$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión

### **Resistencia Nominal de la Flexión:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{ny} = S_y \cdot f_y$$

$$M_{ny} = 304,25 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cy} = \phi_f \cdot M_n$$

$$M_{cy} = 289,04 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{49}{289,04} = 0,17$$

Para el diseño a flexión oblicua se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{119}{643,55} + \frac{49}{289,04} = 0,354$$

## Diseño a Cortante

### Diseño a Cortante en eje X:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1$$

### Resistencia a Cortante requerida $V_r$ :

Es la resistencia a cortante requerida crítica requerida para las combinaciones de carga de LRFD

$$V_{rx} = 26 \text{ kg}$$

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

### Resistencia de Diseño a Cortante $V_c$ :

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cx} = \phi_v \cdot V_n$$

La resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{nx} = A_w \cdot F_v$$

$$A_w = h \cdot t = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 0,6 \cdot f_y = 1529,05 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a cortante  $V_{nx}$ :

$$V_{nx} = A_w \cdot F_v = 2889,91 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cx} = \phi_v \cdot V_{nx}$$

$$V_{cx} = 2745,41 \text{ kg}$$

Para el diseño a corte se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{26}{2745,41} = 0,009$$

### **Diseño a Cortante en eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

### **Resistencia a Cortante requerida Vr:**

Es la resistencia a cortante requerida crítica requerida para las combinaciones de carga de LRFD

$$V_{ry} = 223 \text{ kg}$$

Vr: Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

### **Resistencia de Diseño a Cortante Vc:**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

La resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = A_w \cdot F_v$$

$$A_w = h \cdot t = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 0,6 \cdot f_y = 1529,05 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a cortante Vny:

$$V_{ny} = A_w \cdot F_v = 4036,70 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$V_{cy} = 3834,86 \text{ kg}$$

Para el diseño a corte se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{223}{3834,86} = 0,058$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left( \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2 \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left(\frac{119}{643,55}\right)^2 + \left(\frac{223}{3834,86}\right)^2 = 0,038$$

### **Resistencia a Flexión del Eje Y Combinada con Corte en X**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{yx} \leq 1$$

$$\eta_{yx} = \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rx}}{V_{cx}}\right)^2 \leq 1$$

$$\eta_{yx} = \left(\frac{49}{289,04}\right)^2 + \left(\frac{26}{2745,41}\right)^2 = 0,029$$

### **Diseño en Estados Límites de Servicio**

#### **Estado Límite de Deformación en X**

$$\text{Combinación de Servicio} = 1.0 D + 1.0 L$$

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

$$f = 7,79 \text{ mm}$$

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa se calcula de la siguiente manera:

$$L = 3,543 \text{ m} = 3543 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$f_{\max} = 9,84 \text{ mm}$$

Se verifica la siguiente condición:

$$f_{\max} > f \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

#### **Estado Limite de Deformación en Y**

$$\text{Combinación de Servicio} = 1.0 D + 1.0 L$$

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

$$f = 5,17 \text{ mm}$$

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa se calcula de la siguiente manera:

$$L = 3,543 \text{ m} = 3543 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$f_{\max} = 9,84 \text{ mm}$$

Se verifica la siguiente condición:

$$f_{\max} > f \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

### 3.8.1.2 Diseño de Vigas Celosías

El diseño de la viga celosía se lo realizó de manera que se pueda cubrir el claro del ambiente, está formada por cordones superiores y cordones inferiores unidos con diagonales, las vinculaciones exteriores de cada elemento se consideran empotradas para tener en cuenta los momentos flectores en las uniones, pretendiéndose unir esas piezas con soldadura, las vinculaciones exteriores del elemento en su conjunto será articulado en uno de los extremos y móvil en el otro de acuerdo a lo mostrado en la figura, esto pensando en los efectos térmicos y de dilatación del elemento. Las verificaciones se realizaron para los elementos más solicitados tanto para cordones superiores, cordones inferiores y diagonales.

#### Diseño del Cordón Superior

#### Diseño en Estados Límites Últimos

#### Perfil de Diseño

Para el diseño en estados límites últimos se verificó con la sección tubular cuadrada de 7,5x7,5x8,59 cuyas características geométricas son:

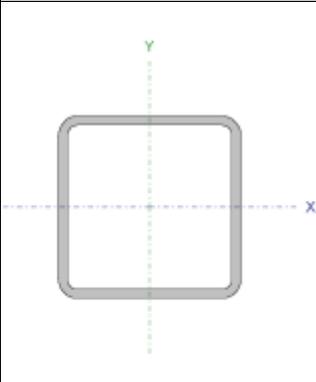
Perfil: # 7.5x7.5x8.590								
Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )								
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
	N42	N40	1,40	10,94	89,81	89,81	23,95	23,95
	3				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado <sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36 <sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño			
	f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup>	φ <sub>f</sub> <sup>(4)</sup>	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup>	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup>				
	(kg/cm <sup>2</sup> )	Flexión	Cortante	Compresión				
2548,42	0,95	0,95	0,85					

Tabla 26: Propiedades Perfil Cordon Superior, Elaboración Propia

El perfil se clasifica como sección compacta en ala y en alma, donde se realizó las siguientes verificaciones:

En el alma y en el ala:

$$\lambda = 14,75 \quad \lambda_p = 31,68 \quad \lambda_r = 39,6$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Sección Compacta}$$

### **Diseño a Compresión**

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{Pr}{P_c} \leq 1$$

### **Resistencia a Compresión Solicitante:**

$$Pr = 14175 \text{ kg}$$

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

### **Resistencia de Diseño a compresión:**

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

Pc: Resistencia a compresión proporcionada por el perfil de diseño

### **Resistencia de Diseño a Compresión Nominal:**

La resistencia nominal a compresión, Pn, se calcula con la siguiente expresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$A_g = 10,94 \text{ cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) \cdot f_y = 2245,48 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se calcula la resistencia de compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 24565,59 \text{ kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresión proporcionada por el perfil

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_c = 20880,75 \text{ kg}$$

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{Pr}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_c = \frac{14175}{20880,75} = 0,679$$

**Diseño a Flexión:****Diseño a Flexión en Eje X:**

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

**Resistencia a Flexión Solicitante:**

$$M_{rx} = 33 \text{ kg. m}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

**Resistencia de Diseño a Flexión:**

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión

**Resistencia de Diseño a Flexión Nominal:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = f_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 610,35 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$$M_{cx} = 579,83 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{33}{579,83} = 0,057$$

**Diseño a Cortante:****Diseño a Cortante en Eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

**Resistencia a Cortante requerida  $V_r$ :**

$$V_{ry} = 10 \text{ kg}$$

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

### **Resistencia de Diseño a Cortante Vc:**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

Vc: Resistencia de diseño a cortante

### **Resistencia de Diseño a Cortante Nominal Vn:**

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$A_w = h \cdot t = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

Calculando se tiene:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 3608,56 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$V_{cy} = 3428,13 \text{ kg}$$

Para el diseño a corte se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{10}{3428,13} = 0,003$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left( \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{33}{579,83} \right)^2 + \left( \frac{10}{3428,13} \right)^2 = 0,057$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

Cuando:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$$

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{14175}{20880,75} = 0,679$$

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{fc} = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mrx}{Mcx} \leq 1$$

$$\eta_{fc} = \frac{14175}{20880,75} + \frac{8}{9} \cdot \frac{33}{579,83} = 0,729$$

## Diseño de Cordón Inferior

### Diseño en Estados Límites Últimos

#### Perfil de diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verificó con la sección tubular rectangular de 10x5x8,59 cuyas características geométricas son:

Perfil: # 10x5.0x8.590							
Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )							
Inicial	Final	Longitud (m)	Características mecánicas				
			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> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
N1	N267	0,82	10,94	133,62	44,68	26,72	17,87
Datos de Diseño				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado <sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36 <sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño			
f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>r</sub> <sup>(4)</sup> Flexión	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup> Cortante	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup> Compresión				
2548,42	0,95	0,95	0,85				

Tabla 27: Propiedades Perfil Cordon Inferior, Elaboración Propia

El perfil clasifica como sección compacta en ala y en alma, donde se realizó las siguientes verificaciones:

En alma:

$$\lambda = 21 \quad \lambda_p = 31,68 \quad \lambda_r = 39,6$$

En el ala:

$$\lambda = 8,5 \quad \lambda_p = 31,68 \quad \lambda_r = 39,6$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

Sección Compacta

## Diseño a Compresión

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{Pr}{Pc} \leq 1$$

### Resistencia a Compresión Solicitante:

$$Pr = 14132 \text{ kg}$$

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

### Resistencia de Diseño a compresión:

$$Pc = \phi_c \cdot Pn$$

Pc: Resistencia a compresión proporcionada por el perfil de diseño

### Resistencia de Diseño a Compresión Nominal:

La resistencia nominal a compresión, Pn, se calcula con la siguiente expresión:

$$Pn = Fcr \cdot Ag$$

$$Ag = 10,94 \text{ cm}^2$$

$$Fcr = \left(0,658 \frac{fy}{Fe}\right) \cdot fy = 2475,83 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se calcula la resistencia de compresión nominal:

$$Pn = Fcr \cdot Ag = 27085,61 \text{ kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresión proporcionada por el perfil

$$Pc = \phi_c \cdot Pn$$

$$Pc = 23022,77 \text{ kg}$$

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{Pr}{Pc} \leq 1$$

$$\eta_c = \frac{14132}{23022,77} = 0,614$$

## Diseño a Flexión:

### Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{Mrx}{Mcx} \leq 1$$

**Resistencia a Flexión Solicitante:**

Es la resistencia a flexión requerida crítica requerida para las combinaciones de carga de LRFD

$$M_{rx} = 71 \text{ kg. m}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

**Resistencia de Diseño a Flexión:**

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión

**Resistencia de Diseño a Flexión Nominal:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = f_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 680,94 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$$M_{cx} = 646,89 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{71}{646,89} = 0,11$$

**Diseño a Cortante:****Diseño a Cortante en Eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

**Resistencia a Cortante requerida  $V_r$ :**

Es la resistencia a cortante requerida crítica requerida para las combinaciones de carga de LRFD

$$V_{ry} = 56 \text{ kg}$$

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

### **Resistencia de Diseño a Cortante Vc:**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

Vc: Resistencia de diseño a cortante

### **Resistencia de Diseño a Cortante Nominal Vn:**

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$A_w = h \cdot t = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

Calculando se tiene:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 5137,62 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$V_{cy} = 4880,73 \text{ kg}$$

Para el diseño a corte se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{56}{4880,73} = 0,011$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left( \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{71}{646,89} \right)^2 + \left( \frac{56}{4880,73} \right)^2 = 0,012$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{fc} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_{fc} = \frac{14132}{23022,77} + \frac{8}{9} \cdot \frac{71}{646,89} = 0,711$$

## Diseño de Diagonal

### Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verificó con la sección tubular cuadrada de 5x5x2.24 cuyas características geométricas son:

Perfil: # 5.0x5.0x2.240							
Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )							
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> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
N238	N60	0,94	2,85	11,05	11,05	4,42	4,42
Datos de Diseño				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado			
f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>r</sub> <sup>(4)</sup> Flexión	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup> Cortante	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup> Compresión	<sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado			
2548,42	0,95	0,95	0,85	<sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36			
				<sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño			

Tabla 28: Propiedades Perfil Diagonal, Elaboración Propia

El perfil clasifica como sección compacta en ala y en alma, donde se realizó las siguientes verificaciones:

En alma y en ala:

$$\lambda = 29,33 \quad \lambda_p = 31,68 \quad \lambda_r = 39,6$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

Sección Compacta

### Diseño a Compresión

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

### Resistencia a Compresión Solicitante:

$$P_r = 3981 \text{ kg}$$

P<sub>r</sub>: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

**Resistencia de Diseño a compresión:**

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

P<sub>c</sub>: Resistencia a compresión proporcionada por el perfil de diseño

**Resistencia de Diseño a Compresión Nominal:**

La resistencia nominal a compresión, P<sub>n</sub>, se calcula con la siguiente expresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$A_g = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) \cdot f_y = 2259,60 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se calcula la resistencia de compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 6439,87 \text{ kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresión proporcionada por el perfil

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_c = 5473,89 \text{ kg}$$

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_c = \frac{3981}{5473,89} = 0,727$$

**Diseño a Flexión:****Diseño a Flexión en Eje X:**

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

**Resistencia a Flexión Solicitante:**

$$M_{rx} = 15 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

M<sub>rx</sub>: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica.

**Resistencia de Diseño a Flexión:**

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M<sub>cx</sub>: Resistencia de diseño a flexión

### **Resistencia de Diseño a Flexión Nominal:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = f_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 112,64 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$$M_{cx} = 107,01 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{15}{107,01} = 0,14$$

### **Diseño a Cortante:**

#### **Diseño a Cortante en Eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

#### **Resistencia a Cortante requerida $V_r$ :**

Es la resistencia a cortante requerida crítica requerida para las combinaciones de carga de LRFD

$$V_{ry} = 16 \text{ kg}$$

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

#### **Resistencia de Diseño a Cortante $V_c$ :**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

#### **Resistencia de Diseño a Cortante Nominal $V_n$ :**

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$A_w = h \cdot t = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

Calculando se tiene:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 1009,17 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny} = 958,72 \text{ kg}$$

Para el diseño a corte se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{16}{958,72} = 0,017$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left( \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{15}{107,01} \right)^2 + \left( \frac{16}{958,72} \right)^2 = 0,02$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X combinada con Compresión**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{fc} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_{fc} = \frac{3981}{5473,89} + \frac{8}{9} \cdot \frac{15}{107,01} = 0,852$$

### **Diseño del Parante**

#### **Diseño en Estados Límites Últimos**

#### **Perfil de Diseño**

Para el diseño en estados límites últimos se verificó con la sección tubular cuadrada de 7,5x7,5x8,59 cuyas características geométricas son:

**Perfil: # 7.5x7.5x8.590**

**Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )**

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> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
N6	N163	1,40	10,94	89,81	89,81	23,95	23,95
Datos de Diseño				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado <sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36 <sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño			
f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>f</sub> <sup>(4)</sup> Flexión	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup> Cortante	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup> Compresión				
2548,42	0,95	0,95	0,85				

Tabla 29: Propiedades Perfil Cordon Superior, Elaboración Propia

El perfil se clasifica como sección compacta en ala y en alma, donde se realizó las siguientes verificaciones:

En el alma y en el ala:

$$\lambda = 14,75 \quad \lambda_p = 31,68 \quad \lambda_r = 39,6$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Sección Compacta}$$

### Diseño a Compresión

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

### Resistencia a Compresión Solicitante:

$$P_r = 2508 \text{ kg}$$

P<sub>r</sub>: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

### Resistencia de Diseño a compresión:

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

P<sub>c</sub>: Resistencia a compresión proporcionada por el perfil de diseño

### Resistencia de Diseño a Compresión Nominal:

La resistencia nominal a compresión, P<sub>n</sub>, se calcula con la siguiente expresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$A_g = 10,94 \text{ cm}^2$$

$$F_{cr} = \left( 0,658 \frac{f_y}{F_e} \right) \cdot f_y = 2470,22 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se calcula la resistencia de compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 27020 \text{ kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresión proporcionada por el perfil

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_c = 22967 \text{ kg}$$

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_c = \frac{2508}{22967} = 0,109$$

### **Diseño a Flexión:**

#### **Diseño a Flexión en Eje X:**

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

#### **Resistencia a Flexión Solicitante:**

$$M_{rx} = 107 \text{ kg. m}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

#### **Resistencia de Diseño a Flexión:**

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión

#### **Resistencia de Diseño a Flexión Nominal:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = f_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 610,35 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$$M_{cx} = 579,83 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{107}{579,83} = 0,185$$

### **Diseño a Cortante:**

#### **Diseño a Cortante en Eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

#### **Resistencia a Cortante requerida Vr:**

$$V_{ry} = 111 \text{ kg}$$

Vr: Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

#### **Resistencia de Diseño a Cortante Vc:**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

Vc: Resistencia de diseño a cortante

#### **Resistencia de Diseño a Cortante Nominal Vn:**

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$A_w = h \cdot t = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

Calculando se tiene:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 3608,56 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$V_{cy} = 3428,13 \text{ kg}$$

Para el diseño a corte se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{111}{3428,13} = 0,032$$

#### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left( \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{107}{579,83} \right)^2 + \left( \frac{111}{3428,13} \right)^2 = 0,040$$

### Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

Cuando:

$$\frac{Pr}{Pc} \geq 0,2$$

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{2508}{22967} = 0,109$$

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{fc} = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mrx}{Mcx} \leq 1$$

$$\eta_{fc} = \frac{2508}{22967} + \frac{8}{9} \cdot \frac{107}{579,83} = 0,273$$

### 3.8.1.3 Diseño de Uniones

#### Diseño de Uniones Soldadas

Todos los elementos de la viga celosía: Cordón superior, cordón inferior, diagonal, tendrán uniones soldadas, de esta manera se generará un elemento rígido, la verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo sólo la verificación de una unión.

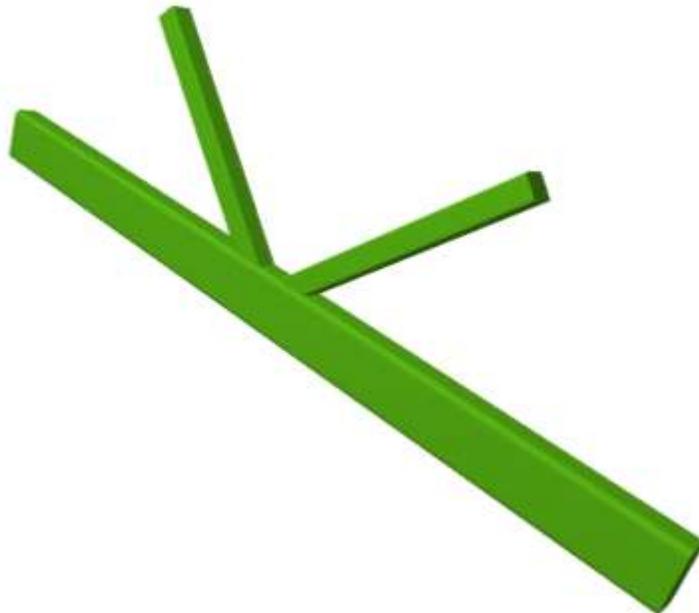


Ilustración 11: Detalle de Unión Cordón Inferior-Diagonal, Elaboración Propia

**Resistencia del Metal de soldadura para el electrodo E70:**

$$E70 = 4820 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fws = 0,707 \cdot w \cdot \phi \cdot s \cdot Fw = 766,74 \text{ kg/cm}$$

**Resistencia del Metal Base:**

$$fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fwb = 0,9 \cdot fy \cdot te = 683,10 \text{ kg/cm}$$

**Longitud de Filete Requerida:**

$$L = \frac{Pu}{Fwb}$$

$$L = 5,80 \text{ cm}$$

**Diseño de Uniones en Apoyos****Área de la Placa Base:**

$$A = \frac{Pu}{\phi \cdot 0,85 \cdot fc} = 31,06 \text{ cm}^2$$

$$N = 20 \text{ cm}$$

$$B = 20 \text{ cm}$$

$$A' = N \cdot B = 400 \text{ cm}^2$$

**Espesor de la Placa Base:**

$$m = 10 \text{ cm} \rightarrow t = m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0,90 \cdot fy \cdot N \cdot B}} = 0,93 \text{ cm}$$

$$n = 3 \text{ cm} \rightarrow t = n \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0,90 \cdot fy \cdot N \cdot B}} = 0,28 \text{ cm}$$

$$t = \frac{3}{8} \text{ in} = 0,952 \text{ cm}$$

**Perno de Anclaje:**

$$Ag = \frac{Tu}{0,75 \cdot \phi \cdot t \cdot Fu} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{4 \cdot \frac{Ag}{\pi}} = 1,52 \text{ cm}$$

$$D = 1,6 \text{ cm}$$

$$A_p = \frac{T_u}{4 \cdot D \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$L_a = \sqrt{\frac{A_p}{\pi}} = 37,42 \text{ cm}$$

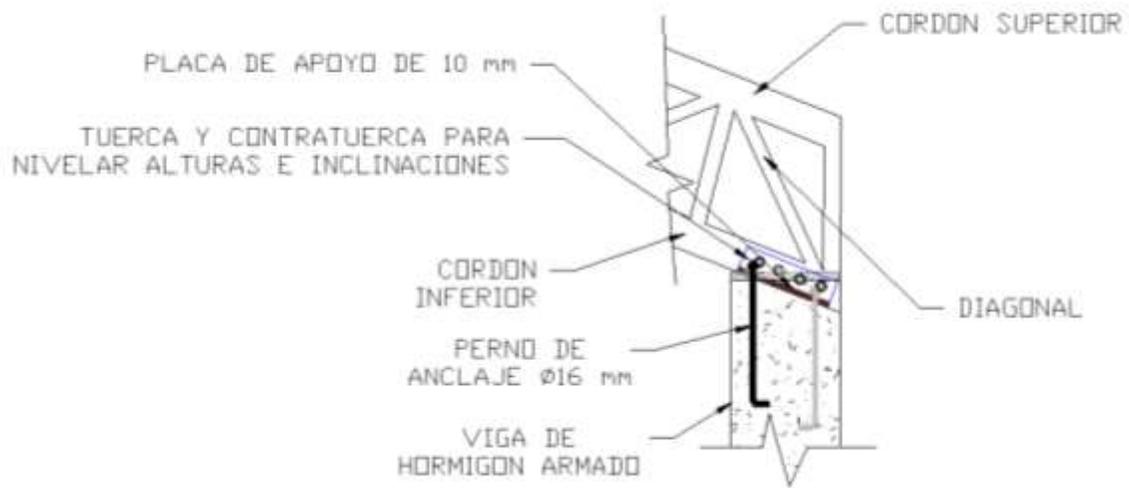


Ilustración 12: Detalle Unión Fija, Elaboración Propia

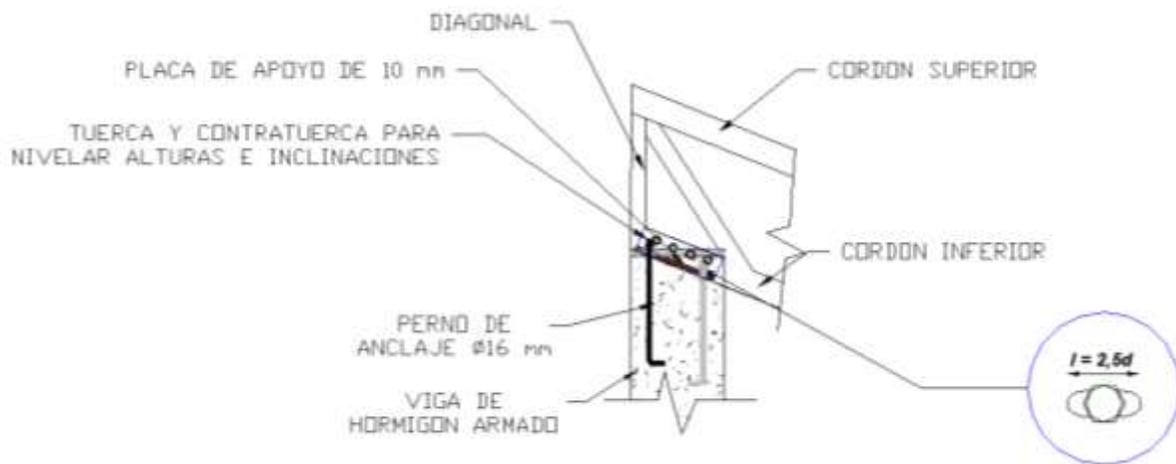


Ilustración 13: Detalle Unión Movil, Elaboración Propia

### 3.8.2 Diseño de la Estructura de Sustentación de la Edificación

#### 3.8.2.1 Diseño de la Losa Alivianada

##### Propiedades de la Vigueta en Tiempo Cero (t=0)

Datos		
Área (A)	80,50	cm <sup>2</sup>
Brazo mecánico inferior (Yi)	4,95	cm
Brazo mecánico superior (Ys)	7,05	cm
Inercia en x (Ixc)	1132,30	cm <sup>4</sup>
Resistencia característica del H° (fc)	350	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del H° en fase intermedia 80% (f'c)	280	kg/cm <sup>2</sup>
Luz de la vigueta (L)	700	cm

Momento debido al peso propio → Mo = 12326,56 kg.cm

##### Cálculo de la Fuerza de Pretensado

$$f_{pu} = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot 0,8 = 14400 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando un 10% de pérdidas:

$$F_p = 0,9 \cdot f_{ps} \cdot A_{ps}(\varnothing 4) = 1628,60 \text{ kg} \rightarrow 3 \text{ barras. } F_p = 4885,80 \text{ kg}$$

$$F_p = 0,9 \cdot f_{ps} \cdot A_{ps}(\varnothing 5) = 2544,69 \text{ kg} \rightarrow 2 \text{ barras. } F_p = 5089,38 \text{ kg}$$

##### Cálculo del Mo verificando Esfuerzo de Tracción

$$f_{1-0} = \left[ - \left( \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\varnothing 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{M_o \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left( - \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{1-0} = -108,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t-i} = 0,8 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$f_{t-i} = 13,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{1-0} \leq f_{t-i} \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

##### Cálculo del Mo verificando Esfuerzo de Compresión

$$f_{2-0} = \left[ - \left( \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\varnothing 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{M_o \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left( - \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{2-0} = -128,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c-i} = -0,6 \cdot f'c$$

$$f_{c-i} = -168 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2-0} \leq f_{c-i} \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

**Propiedades de la vigueta compuesta en  $t = \infty$**

Datos		
Área (A)	385,50	cm <sup>2</sup>
Brazo mecánico inferior (Yi)	13,46	cm
Brazo mecánico superior (Ys)	6,54	cm
Inercia en x (Ixc)	11787,50	cm <sup>4</sup>
Resistencia característica del H° (fc)	350	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del H° en fase intermedia 100% (f'c)	350	kg/cm <sup>2</sup>
Luz de la vigueta (L)	700	cm
Altura capa de compresión (hf)	5	cm

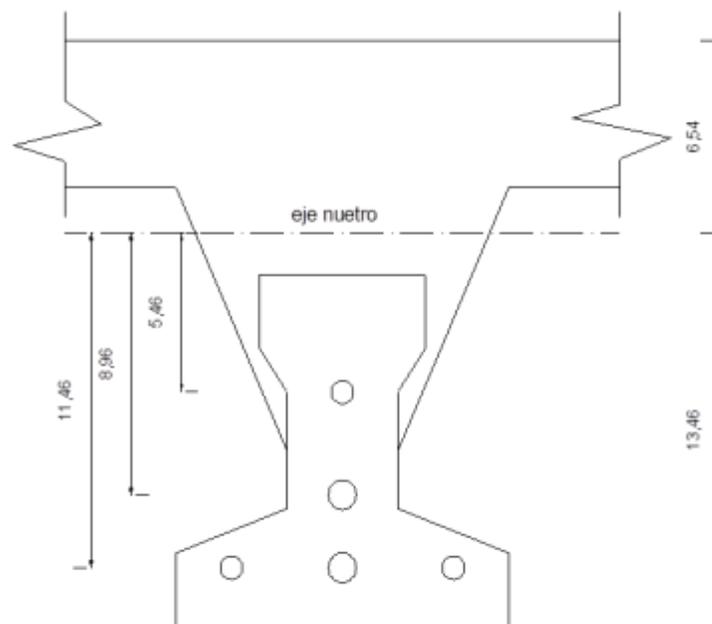


Ilustración 14: Vigueta Compuesta en  $t = \infty$ , Elaboración Propia

### Ancho Efectivo de la Losa

$$b \leq \frac{L}{4} = 175 \text{ cm}$$

$$b = 2.8 \cdot hf + bw = 84 \text{ cm}$$

Se escoge el menor de los 2 valores  $b = 84 \text{ cm}$  pero en ningún momento el ancho efectivo será mayor a la distancia entre ejes de las viguetas, como en este caso se colocara viguetas a cada 50 cm el ancho efectivo será:

$$b = 50 \text{ cm}$$

Homogenizando la sección:

$$b_{tr} = b \cdot \sqrt{\frac{f'_{ci}}{f'c}}$$

$$b_{tr} = 38,73 \text{ cm}$$

### Cálculo de la Fuerza de Pretensado

Tomando el 20% por pérdidas:

$$F_p = 0,8 \cdot f_{ps} \cdot A_{ps}(\varnothing 4) = 1447,65 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad 3 \text{ barras. } F_p = 4342,94 \text{ kg}$$

$$F_p = 0,8 \cdot f_{ps} \cdot A_{ps}(\varnothing 5) = 2261,95 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad 2 \text{ barras. } F_p = 4523,89 \text{ kg}$$

### Cálculo del Mt verificando Esfuerzo de Compresión

$$f_{1-\infty} = \left[ - \left( \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\varnothing 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{Mt \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left( - \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{1-\infty} = 16,65 - 0,0005548 \cdot Mt$$

$$f_{cs} = 0,6 \cdot f'c$$

$$f_{cs} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Sabiendo que:

$$f_{1-\infty} \geq f_{cs}$$

Reemplazando valores y despejando el Mt:

$$Mt \leq 408525,59 \text{ kg. cm}$$

### Cálculo del Mt verificando Esfuerzo de Tracción

$$f_{2-\infty} = \left[ - \left( \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\varnothing 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{Mt \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left( - \frac{F_p(\varnothing 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{2-\infty} = -104,61 + 0,0011418 \cdot Mt$$

$$f_{ts} = 2 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$f_{ts} = 37,42 \text{ kg/cm}^2$$

Sabiendo que:

$$f_{2-\infty} \geq f_{ts}$$

Reemplazando valores y despejando el Mt:

$$Mt \leq 242030 \text{ kg. cm} \rightarrow \text{Que sera nuestro limite por ser el menor}$$

### Cálculo del Momento Total actuante en la Vigüeta

$$Q_T = Q_{\text{viva}} + Q_{\text{muerta}} + Q_{\text{ceramica}} + Q_{\text{vigüeta}}$$

$$Q_T = 280,13 \text{ kg/m}$$

$$Q_T = 2,80 \text{ kg/cm}$$

$$Mt_{\text{real}} = 171577,79 \text{ kg. cm}$$

El Mt calculado se encuentra dentro de los rangos fijados ya que:

$$Mt_{\text{real}} \leq Mt$$

$$171577,79 \leq 242030 \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

### Verificando la Flecha

$$\Delta_{ps} = \frac{F_{ps} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

$$\Delta_{ps} = -1,24 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{F_{ps} \cdot e \cdot L^2}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

$$\Delta_{pp} = 2,48 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$-1,24 + 2,48 \leq \frac{700}{500}$$

$$1,24 \leq 1,4 \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

### 3.8.2.2 Diseño de Vigas de Hormigón Armado

Las vigas se diseñaran a efectos de esfuerzos de flexión y cortante, serán vigas peraltadas.

La viga analizada tiene las siguientes características geométricas

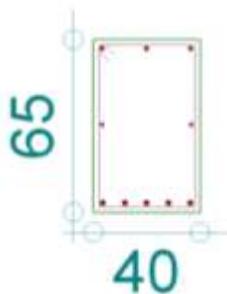


Ilustración 15: Dimensiones de la viga, Elaboración Propia

#### Solicitaciones de Diseño:

Nivel Primer Piso - Pórtico 30 - Tramo P21-P32	
Momento Mayorado Positivo	19110 kg.m
Momento Mayorado Negativo Derecha	22130 kg.m
Momento Mayorado Negativo Izquierda	38280 kg.m
Cortante Mayorado	21320 kg

#### Calculo Armadura Positiva

##### Momento de Diseño (Md):

$$Md = 19110 \text{ kg. m}$$

##### Momento Reducido de Cálculo ( $\mu_d$ ):

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Calculando se tiene:

$$\mu_d = 0,086$$

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0,332$$

Si se verifica la siguiente condición no se requiere armadura a compresión en el elemento estructural:

$$\mu_d < \mu_{lim} \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

#### Cuantía Mecánica (Ws):

Se obtiene una cuantía mecánica de:

$$W_s = 0,092$$

### **Armadura Positiva:**

$$A_s = W_s \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Calculando se tiene:

$$A_s = 8,84 \text{ cm}^2$$

### **Cuantía Mecánica Mínima:**

La cuantía mecánica mínima se determina a partir de tablas:

$$W_{min} = 0,0033$$

### **Armadura Mínima:**

$$A_{smin} = W_{min} \cdot b_w \cdot h$$

Calculando se tiene:

$$A_{smin} = 8,58 \text{ cm}^2$$

Por tanto se selecciona el área mayor entre al área de la armadura positiva, y el área de la armadura positiva mínima y se tiene que:

$$A_s > A_{smin}$$

Entonces:

$$A_s = 8,84 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$5 \phi 16\text{mm}$$

### **Calculo de la Armadura Negativa Derecha:**

#### **Momento de Diseño (Md):**

$$M_d = 22130 \text{ kg. m}$$

#### **Momento Reducido de Cálculo ( $\mu_d$ ):**

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

Calculando se tiene:

$$\mu_d = 0,099$$

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0,332$$

Si se verifica la siguiente condición no se requiere armadura a compresión en el elemento estructural:

$$\mu_d < \mu_{lim} \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

### **Cuantía Mecánica ( $W_s$ ) :**

Se obtiene una cuantía mecánica de:

$$W_s = 0,107$$

### **Armadura Negativa:**

$$A_s = W_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Calculando se tiene:

$$A_s = 10,33 \text{ cm}^2$$

### **Cuantía Mecánica Mínima:**

$$W_{min} = 0,0033$$

### **Armadura Mínima:**

$$A_{smin} = W_{min} \cdot b_w \cdot h$$

Calculando se tiene:

$$A_{smin} = 8,58 \text{ cm}^2$$

Por tanto se selecciona el área mayor entre al área de la armadura positiva, y el área de la armadura positiva mínima y se tiene que:

$$A_s > A_{smin}$$

Entonces:

$$A_s = 10,33 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\mathbf{3 \phi 12mm + 4 \phi 16mm}$$

### Calculo de la Armadura Negativa Izquierda:

#### Momento de Diseño (Md):

$$Md = 38280 \text{ kg. m}$$

#### Momento Reducido de Cálculo ( $\mu_d$ ):

$$\mu_d = \frac{Md}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Calculando se tiene:

$$\mu_d = 0,172$$

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0,332$$

Si se verifica la siguiente condición no se requiere armadura a compresión en el elemento estructural:

$$\mu_d < \mu_{lim} \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

#### Cuantía Mecánica (Ws):

Se obtiene una cuantía mecánica de:

$$Ws = 0,195$$

#### Armadura Negativa:

$$As = Ws \cdot bw \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Calculando se tiene:

$$As = 18,86 \text{ cm}^2$$

#### Cuantía Mecánica Mínima:

La cuantía mecánica mínima se determina a partir de tablas:

$$W_{min} = 0,0033$$

#### Armadura Mínima:

$$As_{min} = W_{min} \cdot bw \cdot h$$

Calculando se tiene:

$$As_{min} = 8,58 \text{ cm}^2$$

Por tanto se selecciona el área mayor entre al área de la armadura positiva, y el área de la armadura positiva mínima y se tiene que:

$$A_s > A_{smin}$$

Entonces:

$$A_s = 18,86 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$3 \phi 12\text{mm} + 6 \phi 20\text{mm}$$

**Calculo Armadura Transversal:**

**Cortante de Diseño (Vd):**

$$V_d = 21320 \text{ kg}$$

**Cortante de Agotamiento por Tracción del Alma:**

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

Calculando se tiene:

$$f_{vd} = 5,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se determina el cortante de agotamiento por tracción en el alma:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

Calculando se tiene:

$$V_{cu} = 14908,52 \text{ kg}$$

Cuando se cumpla la relación:

$$V_d \leq V_{cu}$$

La pieza no requiere de armadura transversal adicional para soportar el cortante de diseño, sin embargo se coloca una armadura mínima transversal.

$$V_d = 21320 \text{ kg}$$

$$V_{cu} = 14908,52 \text{ kg}$$

No se verifica la condición por lo que la viga si requiere de armadura transversal

### **Agotamiento por Compresión Oblicua del Alma:**

$$V_{ou} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Calculando se tiene:

$$V_{ou} = 105840 \text{ kg}$$

El esfuerzo de agotamiento por compresión oblicua del alma representa el aporte del hormigón para soportar el cortante, para encontrar el aporte necesario del acero se debe restar del cortante de diseño:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

Calculando se tiene:

$$V_{su} = 6411,48 \text{ kg}$$

### **Armadura Transversal:**

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Calculando se tiene:

$$A_{st} = 3,09 \text{ cm}^2$$

### **Armadura Transversal Mínima:**

$$A_{stmin} = 0,033 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Calculando se tiene:

$$A_{stmin} = 5,06 \text{ cm}^2$$

Por tanto se selecciona el área mayor entre al área de la armadura transversal, y el área de la armadura transversal mínima y se tiene que:

$$A_{stmin} > A_{st}$$

Entonces:

$$A_{stmin} = 5,06 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\phi 8 \text{ mm } c / 20 \text{ cm}$$

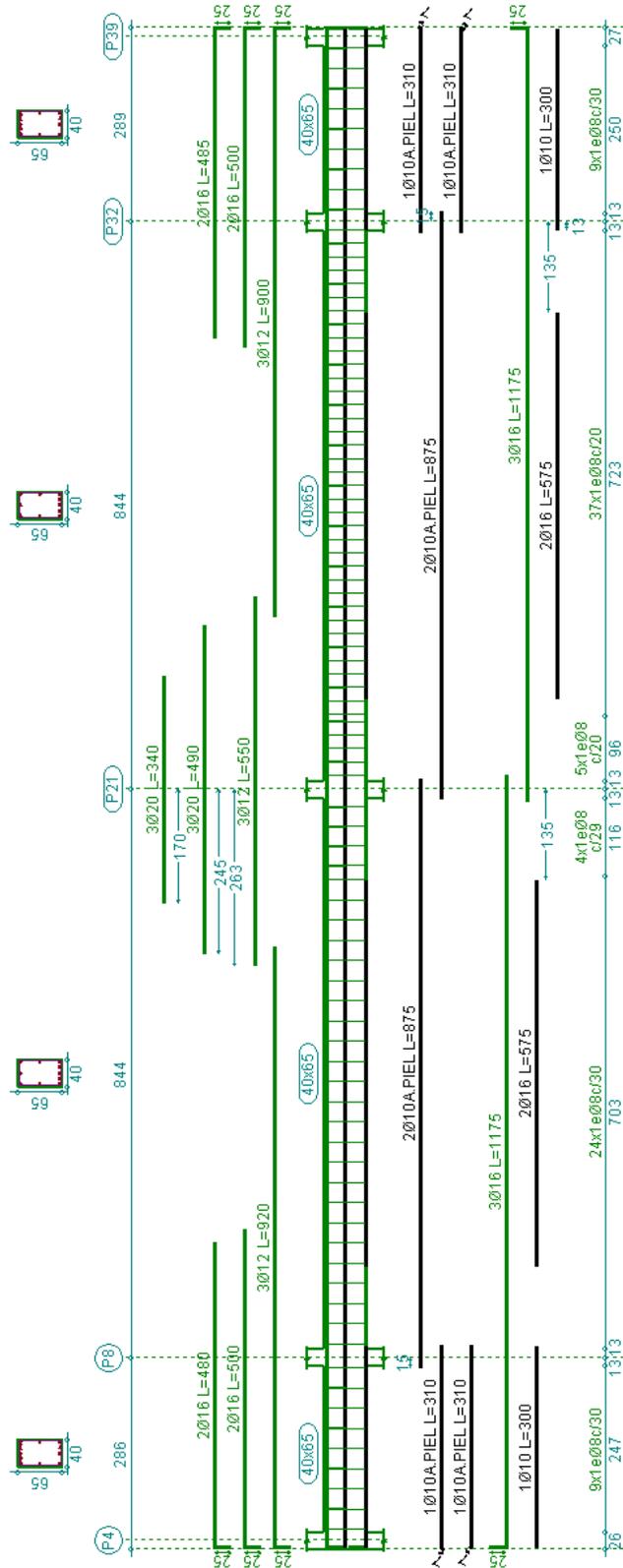


Ilustración 16: Despiece de viga, Elaboración Propia

### 3.8.2.3 Diseño de Columnas de Hormigón Armado

Las columnas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangular. La columna que se verificará será la P20 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y el primer piso, cuyas características geométricas son las siguientes:

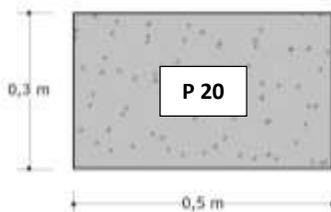


Ilustración 17: Dimensiones de la columna, Elaboración Propia

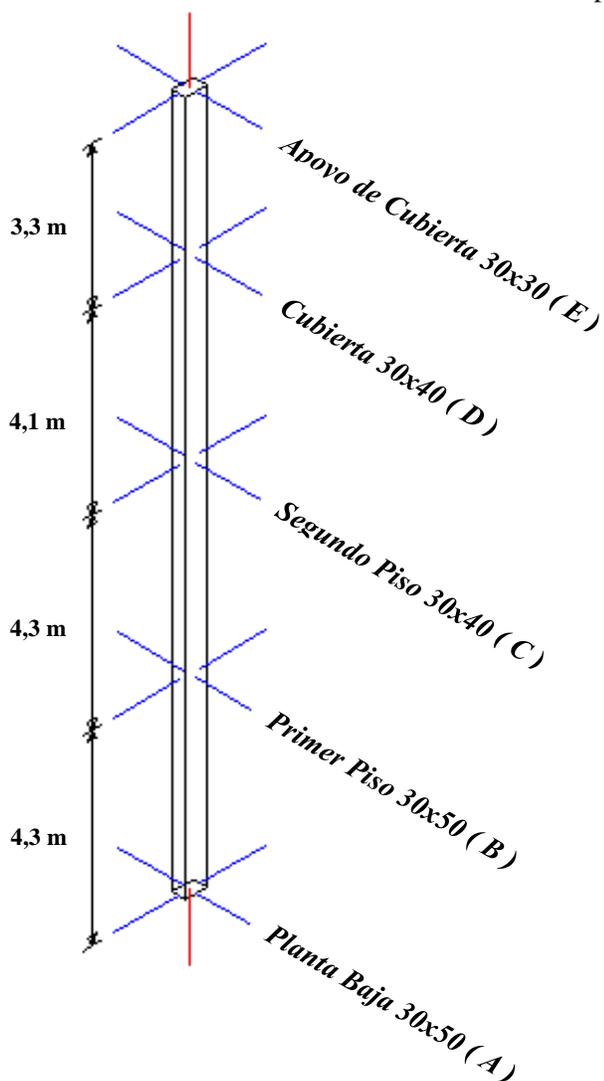


Ilustración 18: Esquema de la columna, Elaboración Propia

### **Solicitaciones de Diseño:**

#### **Diseño en Estado Límites Últimos:**

#### **Estado Límite Último de Compresión:**

#### **Datos Geométricos de Columnas:**

Los datos geométricos representan las dimensiones de las columnas de los tramos que se analizaran para el diseño:

#### **Dimensiones de las Columnas:**

<b>En el Punto A:</b>	<b>En el Punto B:</b>	<b>En el Punto C:</b>	<b>En el Punto D:</b>	<b>En el Punto E:</b>
$h_{xa} = 50 \text{ cm}$	$h_{xb} = 50 \text{ cm}$	$h_{xc} = 40 \text{ cm}$	$h_{xd} = 40 \text{ cm}$	$h_{xe} = 30 \text{ cm}$
$h_{ya} = 30 \text{ cm}$	$h_{yb} = 30 \text{ cm}$	$h_{yc} = 30 \text{ cm}$	$h_{yd} = 30 \text{ cm}$	$h_{ye} = 30 \text{ cm}$

#### **Longitud de Tramos de Columnas:**

<b>Tramo 1:</b>	<b>Tramo 2:</b>	<b>Tramo 3:</b>	<b>Tramo 4:</b>
$L_1 = 3,7 \text{ m}$	$L_2 = 3,7 \text{ m}$	$L_3 = 3,6 \text{ m}$	$L_4 = 3,3 \text{ m}$

#### **Recubrimiento Geométrico:**

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

$$t = 100 \text{ cm}$$

Dónde:

L : Longitud de la columna por cada tramo

$h_x$  : Dimensión de la columna en X

$h_y$  : Dimensión de la columna en Y

r : Recubrimiento Geométrico

t : Ancho unitario de calculo

#### **Datos del Análisis Estructural:**

Los datos del análisis estructural representan las solicitaciones que deberá transmitir las columnas a la fundación, como lo son normal, cortantes, momentos flectores, obtenidos del análisis estructural de la estructura completa.

<b>En el Punto A:</b>	<b>En el Punto B:</b>	<b>En el Punto C:</b>	<b>En el Punto D:</b>
$N_{d1} = 168000 \text{ kg}$	$N_{d2} = 149380 \text{ kg}$	$N_{d3} = 100480 \text{ kg}$	$N_{d4} = 56170 \text{ kg}$
$M_{xd1} = 650 \text{ kg.m}$	$M_{xd2} = 260 \text{ kg.m}$	$M_{xd3} = 1040 \text{ kg.m}$	$M_{xd4} = 760 \text{ kg.m}$
$M_{yd1} = 530 \text{ kg.m}$	$M_{yd2} = 380 \text{ kg.m}$	$M_{yd3} = 1330 \text{ kg.m}$	$M_{yd4} = 500 \text{ kg.m}$
$V_{d1} = 300 \text{ kg}$	$V_{d2} = 6980 \text{ kg}$	$V_{d3} = 4750 \text{ kg}$	$V_{d4} = 2530 \text{ kg}$

Dónde:

Nd : Normal Mayorado de diseño

Mxd : Momento respecto al eje X mayorado de diseño

Myd : Momento respecto al eje Y mayorado de diseño

Vd : Cortante mayorado de diseño

### **Esbeltez Geométrica - Comprobación a Pandeo:**

#### **Cálculo de la longitud de pandeo:**

La longitud de pandeo se calculara conociendo previamente los siguientes coeficientes:  $\psi$  y  $\alpha$  como sigue:

**En el punto A:**

$$\psi_A = \frac{\frac{I_a}{L_1}}{\frac{I_{xa}}{L_{x1izquierda}} + \frac{I_{xa}}{L_{x1derecha}} + \frac{I_{ya}}{L_{y1izquierda}} + \frac{I_{ya}}{L_{y1derecha}}}$$
$$\psi_A = 0,385$$

**En el punto B:**

$$\psi_B = \frac{\frac{I_a}{L_1} + \frac{I_b}{L_1}}{\frac{I_{xb}}{L_{x2derecha}} + \frac{I_{yb}}{L_{y2izquierda}} + \frac{I_{yb}}{L_{y2derecha}}}$$
$$\psi_B = 0,381$$

**En el punto C:**

$$\psi_C = \frac{\frac{I_b}{L_2} + \frac{I_c}{L_2}}{\frac{I_{xc}}{L_{x3izquierda}} + \frac{I_{xc}}{L_{x3derecha}} + \frac{I_{yc}}{L_{y3izquierda}} + \frac{I_{yc}}{L_{y3derecha}}}$$
$$\psi_C = 0,186$$

**En el punto D:**

$$\psi_D = \frac{\frac{I_c}{L_3} + \frac{I_d}{L_3}}{\frac{I_{xd}}{L_{x4izquierda}} + \frac{I_{xd}}{L_{x4derecha}} + \frac{I_{yd}}{L_{y4izquierda}} + \frac{I_{yd}}{L_{y4derecha}}}$$
$$\psi_D = 0,584$$

**En el punto E:**

$$\psi_E = \frac{\frac{I_d}{L^4} + \frac{I_e}{L^4}}{\frac{I_{xe}}{L_{x5izquierda}^5} + \frac{I_{xe}}{L_{x5derecha}^5} + \frac{I_{ye}}{L_{y5izquierda}^5} + \frac{I_{ye}}{L_{y5derecha}^5}}$$
$$\psi_E = 0,557$$

Conociendo los valores de los coeficientes  $\psi$  se procede a calcular el valor del coeficiente  $\alpha$  con el siguiente nomograma:

Se obtienen los siguientes resultados:

<b>Tramo 1:</b>	<b>Tramo 2:</b>	<b>Tramo 3:</b>	<b>Tramo 4:</b>
$\alpha_1 = 1,11$	$\alpha_2 = 1,08$	$\alpha_3 = 1,1$	$\alpha_4 = 1,17$

**Cálculo de longitud de pandeo:**

La longitud de pandeo se calcula con la siguiente ecuación:

<b>Tramo 1:</b>	<b>Tramo 3:</b>
$l_{o1} = \alpha_1 \cdot L_1 = 4,11 \text{ m}$	$l_{o3} = \alpha_3 \cdot L_3 = 3,96 \text{ m}$
<b>Tramo 2:</b>	<b>Tramo 4:</b>
$l_{o2} = \alpha_2 \cdot L_2 = 3,99 \text{ m}$	$l_{o4} = \alpha_4 \cdot L_4 = 3,86 \text{ m}$

**Calculo de la esbeltez geométrica:**

La esbeltez geométrica se calcula con la siguiente ecuación:

<b>Tramo 1:</b>	<b>Tramo 2:</b>	<b>Tramo 3:</b>	<b>Tramo 4:</b>
$\lambda_1 = \frac{l_{o1}}{h_{xa}} = 8,21$	$\lambda_2 = \frac{l_{o2}}{h_{xb}} = 7,99$	$\lambda_3 = \frac{l_{o3}}{h_{xc}} = 9,90$	$\lambda_4 = \frac{l_{o4}}{h_{xd}} = 9,65$

Se verifica la siguiente condición:

$$\lambda_1 < 10$$

Como  $\lambda < 10$  la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden, y no siendo necesario efectuar comprobaciones de pandeo.

**Armadura Longitudinal Tramo 1:**

Se determina la capacidad mecánica del hormigón:

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 126 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$
$$U_c = f_{cd} \cdot h_{xa} \cdot h_{ya} = 210000 \text{ kg}$$

Se determinan los esfuerzos reducidos de cálculo:

$$v = \frac{Nd1}{Uc} = 0,80$$

$$ux = \frac{Mxd1}{Uc \cdot hxa} = 0,006$$

$$uy = \frac{Myd1}{Uc \cdot hya} = 0,008$$

Mediante el ábaco de roseta se obtiene el siguiente valor de cuantía geométrica:

$$\omega = 0,22$$

Capacidad mecánica de la armadura total:

$$U_{total} = \omega \cdot Uc = 46200 \text{ kg}$$

Se determina la armadura total de acero:

$$As = \frac{U_{total}}{fyd} = 12,65 \text{ cm}^2$$

Se determina el área de acero de armadura mínima:

$$As_{min} = 0,006 \cdot hxa \cdot hya$$

$$As_{min} = 9 \text{ cm}^2$$

Por tanto se selecciona el área mayor entre al área de la armadura positiva, y el área de la armadura positiva mínima y se tiene que:

$$As > As_{min}$$

Entonces:

$$As = 12,65 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\mathbf{4 \phi 16mm + 6 \phi 12mm}$$

Esta disposición de barras genera un área real de:

$$As = 4 \cdot \text{Area}\phi 16mm + 6 \cdot \text{Area}\phi 12mm = 14,83 \text{ cm}^2$$

Se verifica la siguiente condición:

$$As_{real} > As_{calculado}$$

### **Armadura Transversal Tramo 1:**

El cortante mayorado será:

$$fvd = 0,5 \cdot \sqrt{fcd} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vd1 = 304 \text{ kg}$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot h_{xa} \cdot (h_{ya} - r)$$

$$V_{cu} = 8134,61 \text{ kg}$$

Se cumple la siguiente relación:

$$V_d \leq V_{cu}$$

Se determina el área de acero de armadura mínima:

$$A_{smint} = 0,02 \cdot h_{xa} \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smint} = 3,83 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$A_{st} = A_{smint} = 3,83 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

**$\phi 6\text{mm c}/15\text{cm}$**

Esta disposición de barras genera un área real de:

$$A_{streal} = 2nt \cdot \text{Area}\phi 6\text{mm} = 3,96\text{cm}^2$$

Se verifica la siguiente condición:

$$A_{streal} > A_{scalculado}$$

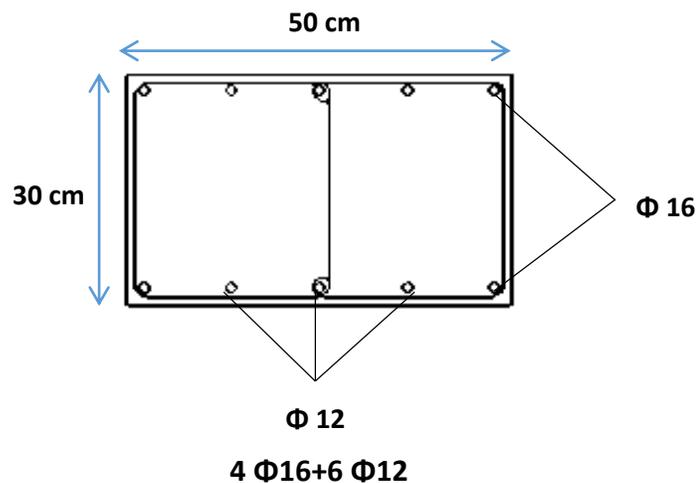


Ilustración 19: Despiece de Columna; Elaboración Propia

### 3.8.3 Diseño de Fundaciones

#### 3.8.3.1 Diseño de Zapatas de Hormigón Armado

La capacidad portante de terreno de fundación es:

$$\sigma_{adm} = 2,14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

#### Geometría:

La zapata centrada tiene una geometría con las siguientes dimensiones:

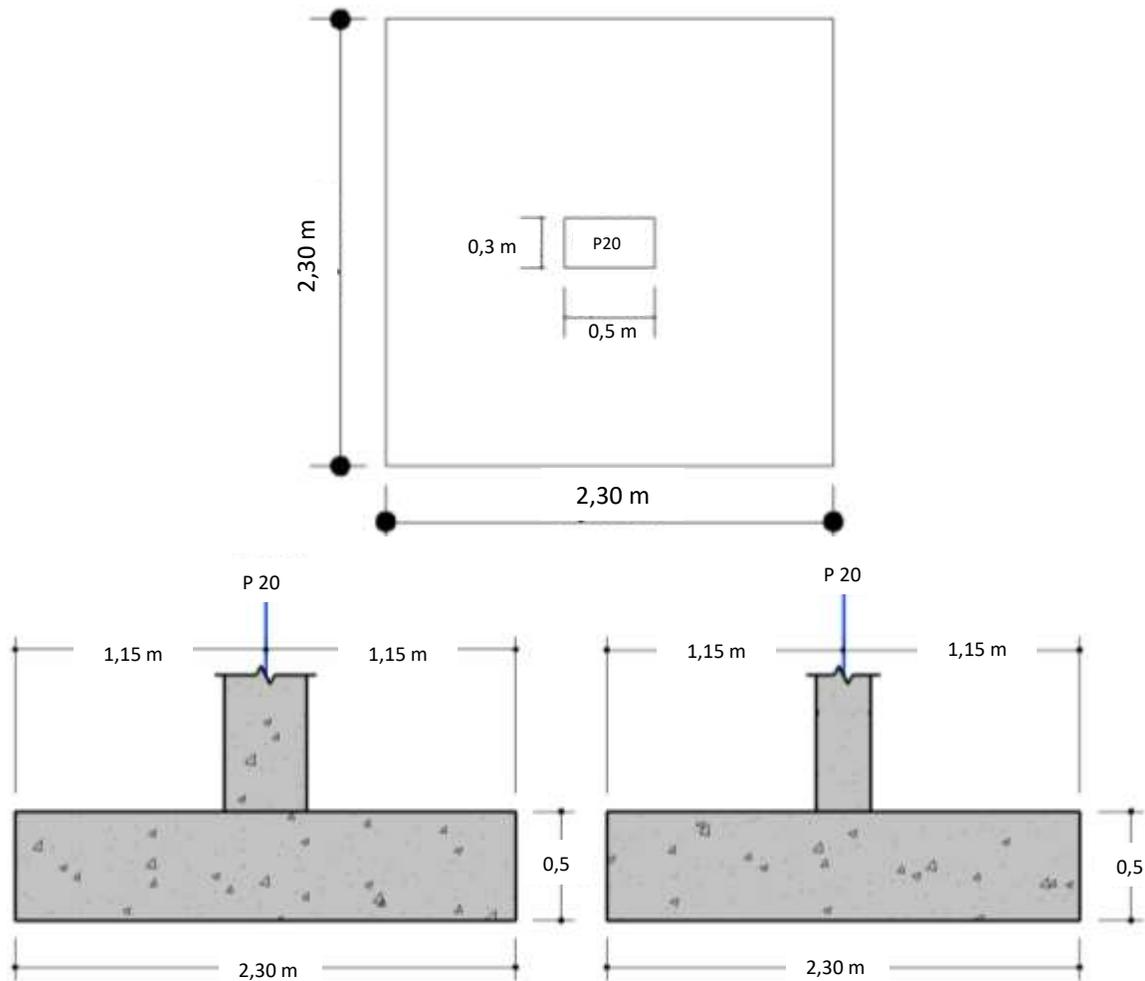


Ilustración 20: Dimensiones Zapata Centrada; Elaboración Propia

#### Datos del Análisis Estructural:

Los datos del análisis estructural representan las solicitaciones que deberá transmitir la zapata al terreno, normal, cortantes, momentos flectores, obtenidos del análisis estructural de la estructura completa.

Datos			
Normal mayorado de diseño	N	92500	Kg
Momento mayorado de diseño respecto al eje X	Mx	100	Kg.m
Momento mayorado de diseño respecto al eje Y	My	210	Kg.m
Cortante mayorado de diseño respecto al eje X	Qx	160	Kg
Cortante mayorado de diseño respecto al eje Y	Qy	260	Kg

### Cálculo del Canto de la Zapata:

El canto de la zapata será el valor mayor de dos expresiones calculadas a continuación, más el recubrimiento geométrico, se debe calcular antes la siguiente expresión:

Cálculo de valor de k:

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

$$fvd = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot fvd}{1,6 \cdot \sigma_{adm}}$$

$$k = 6,91$$

Punzonamiento:

$$d1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 47,09 \text{ cm}$$

Corte en a:

$$d2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 32,99 \text{ cm}$$

Corte en b:

$$d3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 36,66 \text{ cm}$$

Entonces se adopta una dimensión de:

$$h = 50 \text{ cm}$$

Se calcula el peso de la zapata:

$$Pp = \gamma_{co} \cdot a \cdot b \cdot h = 6612,50 \text{ kg}$$

### Clasificación de la Zapata:

Clasifica como zapata flexible si:

$$V > 2h \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

$$2 \cdot h = 100 \text{ cm}$$

$$V_x = \frac{a - a_0}{2} = 90 \text{ cm}$$

$$V_y = \frac{b - b_0}{2} = 100 \text{ cm}$$

Zapata Flexible

### Cálculo del Esfuerzo Máximo de Tensión sobre el Terreno (Final)

$$\sigma_{\max} = \frac{N + P_p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot Q_x \cdot d}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot Q_y \cdot d}{a^2 \cdot b}$$
$$\sigma_{\max} = 1,90 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica la siguiente condición:

Esfuerzo máximo < Esfuerzo admisible

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

### Comprobación al Vuelco de la Zapata:

$$\gamma_v > 1,5$$

Comprobación en X:

$$\gamma_{vx} = \frac{M_{\text{estabilizantex}}}{M_{\text{desestabilizantex}}}$$

$$M_{\text{estabilizantex}} = (N + P_p) \cdot \frac{a}{2} = 113979,37 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{desestabilizantex}} = M_y + Q_y \cdot h = 340 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{vx} = \frac{M_{\text{estabilizantex}}}{M_{\text{desestabilizantex}}} = 335,23$$

Se verifica la siguiente condición:

$$\gamma_{vx} > 1,5 \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

Comprobación en Y:

$$\gamma_{vy} = \frac{M_{\text{estabilizantey}}}{M_{\text{desestabilizantey}}}$$

$$M_{\text{estabilizante}} = (N + P_p) \cdot \frac{b}{2} = 113979,37 \text{ kg. m}$$

$$M_{\text{destabilizante}} = M_x + Q_x \cdot h = 180 \text{ kg. m}$$

$$\gamma_{vy} = \frac{M_{\text{estabilizante}}}{M_{\text{desestabilizante}}} = 633,22$$

Se verifica la siguiente condición:

$$\gamma_{vx} > 1,5 \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

### Comprobación al Deslizamiento:

$$\gamma_d > 1,5$$

$$\gamma_{dx} = \frac{A_p \cdot C_d}{Q_x}$$

Donde la única fuerza estabilizadora será el rozamiento entre la base de la zapata y la cohesión del terreno:

$$A_p = 5,29 \text{ m}^2$$

$A_p$  : Área de la Zapata

$$C = 2500 \text{ kg/m}^2$$

C : Cohesión

$$C_d = 0,5 \cdot C = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$C_d$  : Valor de cálculo minorado de la cohesión

Entonces se calcula en X:

$$\gamma_{dx} = \frac{A_p \cdot C_d}{Q_x} = 41,33$$

Se verifica la siguiente condición:

$$\gamma_{dx} > 1,5 \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

Entonces se calcula en Y:

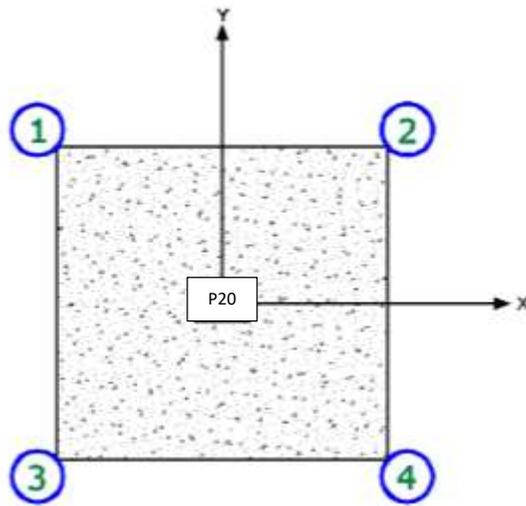
$$\gamma_{dy} = \frac{A_p \cdot C_d}{Q_y} = 25,43$$

Se verifica la siguiente condición:

$$\gamma_{dy} > 1,5 \longrightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

### Comprobación de Tensiones en el Terreno:

A continuación se muestra la ilustración de la ubicación de los puntos en la zapata:



Teniendo en cuenta los siguientes datos para el cálculo:

$$M_{xc} = M_x - Q_y \cdot h = -30 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{yc} = M_y + Q_x \cdot h = 290 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

En el punto 1:

$$\sigma_1 = \frac{N + P_p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1,86 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_1 < \sigma_{adm} \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$

En el punto 2:

$$\sigma_2 = \frac{N + P_p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1,89 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_2 < \sigma_{adm} \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$

En el punto 3:

$$\sigma_3 = \frac{N + P_p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1,85 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_3 < \sigma_{adm} \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$

En el punto 4:

$$\sigma_4 = \frac{N + P_p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1,88 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_4 < \sigma_{adm} \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$

## Determinación de los Esfuerzos de Diseño de la Zapata:

### En dirección X:

Cálculo de x:

$$x = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 \cdot a_0 = 97,50 \text{ cm}$$

Cálculo de  $\sigma_a$ :

$$\sigma_{\min x} = \sigma_3$$

$$\sigma_{\max x} = \sigma_4$$

Entonces se calcula:

$$\sigma_a = \sigma_{\min x} + \frac{\sigma_{\max x} - \sigma_{\min x}}{a} \cdot (a - x)$$
$$\sigma_a = 1,87 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de Momento:

$$M_a = \sigma_a \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{(\sigma_{\max x} - \sigma_a) \cdot x}{2} \cdot \frac{2 \cdot x}{3} = 8947,10 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$$
$$M_{dx} = 1,6 M_a \cdot b_w = 14315,36 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de Cortante:

$$V_a = \frac{(\sigma_{\max x} + \sigma_a) \cdot x}{2} = 183,33 \text{ kg/cm}$$
$$V_{dx} = 1,6 V_a \cdot b_w = 29333,33 \text{ kg}$$

### En dirección Y:

Cálculo de y:

$$y = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 \cdot b_0 = 104,50 \text{ cm}$$

Cálculo de  $\sigma_a$ :

$$\sigma_{\min y} = \sigma_3$$

$$\sigma_{\max y} = \sigma_4$$

Entonces se calcula:

$$\sigma_b = \sigma_{\min y} + \frac{\sigma_{\max y} - \sigma_{\min y}}{b} \cdot (b - y)$$
$$\sigma_b = 1,87 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de Momento:

$$M_b = \sigma_b \cdot \frac{y^2}{2} + \frac{(\sigma_{maxy} - \sigma_b) \cdot y}{2} \cdot \frac{2 \cdot y}{3} = 10277,93 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$$

$$M_{dy} = 1,6M_b \cdot bw = 16444,69 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de Cortante:

$$V_b = \frac{(\sigma_{maxy} + \sigma_b) \cdot y}{2} = 196,50 \text{ kg/cm}$$

$$V_{dy} = 1,6V_b \cdot bw = 31439,31 \text{ kg}$$

### Diseño a Flexión en X:

Se determinara la armadura a flexión por ancho unitario de la zapata, de acuerdo a la teoría de flexión:

Momento Reducido de Cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{dx}}{bw \cdot (h - r)^2 \cdot f_{cd}} = 0,05$$

Cuantía Geométrica:

$$\omega = \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0,053$$

Cálculo de la Armadura a Flexión:

$$A_s = bw \cdot \omega \cdot (h - r) \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 9,15 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la Armadura Mínima a Flexión:

Cuantía Geométrica Mínima:

$$\omega_{min} = 0,0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot bw \cdot (h - r) = 8,1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

Se adopta como área de acero el valor de:

$$A_s = 9,15 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\mathbf{8 \phi 20mm \text{ c}/27cm}$$

### Diseño a Flexión en Y:

Momento Reducido de Cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{dy}}{bw \cdot (h - r)^2 \cdot f_{cd}} = 0,058$$

Cuantía Geométrica:

$$\omega = \mu d. (1 + \mu d) = 0,061$$

Cálculo de la Armadura a Flexión:

$$A_s = b w. \omega. (h - r). \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 10,58 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la Armadura Mínima a Flexión:

Cuantía Geométrica Mínima:

$$\omega_{\min} = 0,0018$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min}. b w. (h - r) = 8,1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s\min}$$

Se adopta como área de acero el valor de:

$$A_s = 10,58 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\mathbf{15 \phi 16\text{mm } c/15\text{cm}}$$

### **Comprobación de la Adherencia:**

Se comprueba la adherencia de la armadura en ambas direcciones:

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$\tau_b \leq 2. \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

Dónde:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9. (h - r). n. \pi. \phi}$$

Calculando se tiene:

$$2. \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 53,92 \text{ kg/cm}^2$$

En dirección X:

$$\tau_b = \frac{V_{dx}}{0,9. (h - r). n. \pi. \phi} = 28,82 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica la condición:

$$\tau_b \leq 2. \sqrt[3]{f_{cd}^2} \longrightarrow \mathbf{OK CUMPLE!!!}$$

En dirección Y:

$$\tau_b = \frac{Vdy}{0,9 \cdot (h - r) \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = 25,74 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica la condición:

$$\tau_b \leq 2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \rightarrow \text{OK CUMPLE!!!}$$

Armado de Zapata:

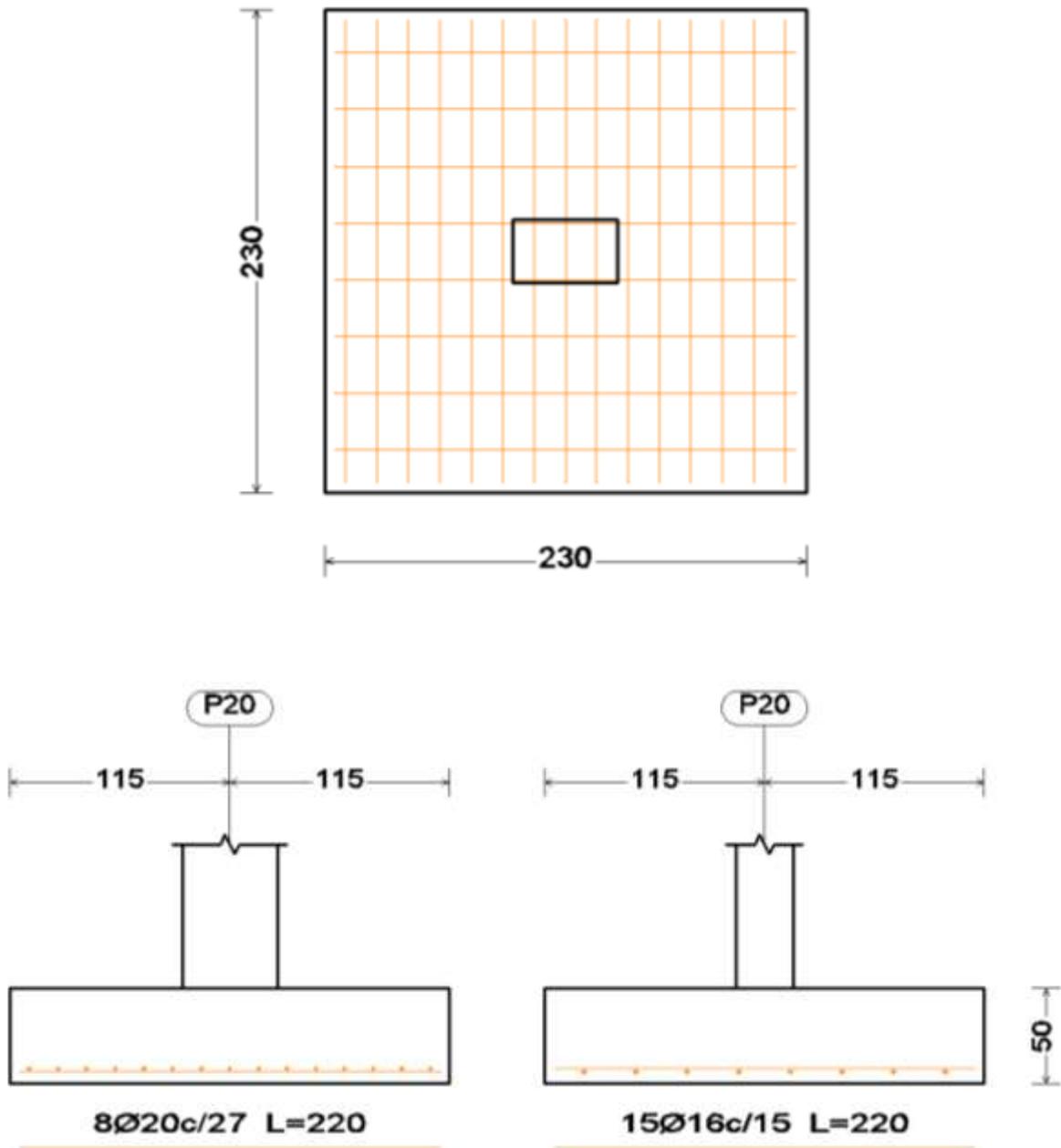


Ilustración 21: Despiece de Zapata Centrada; Elaboración Propia

### 3.8.4 Diseño de las Estructuras Complementarias

#### 3.8.4.1 Diseño de la Escalera de Hormigón Armado

##### Geometría

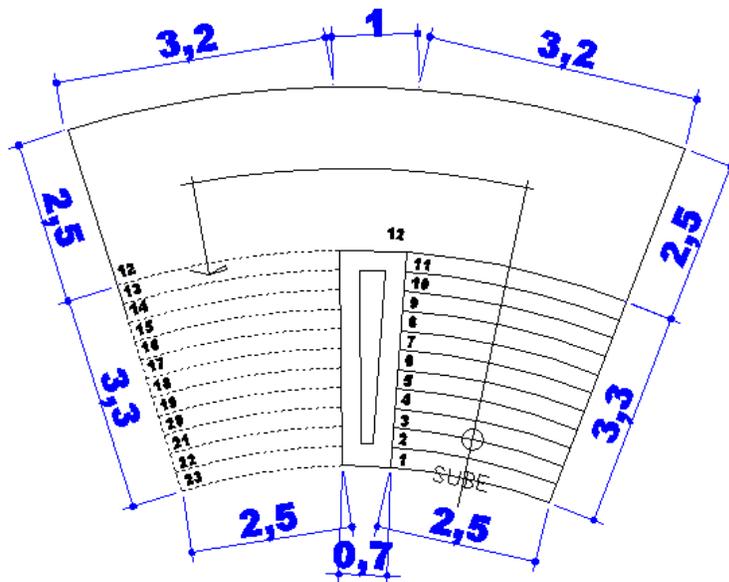


Ilustración 22: Geometría de la Escalera; Elaboración Propia

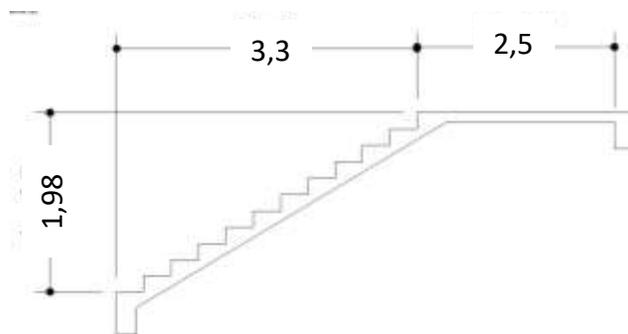


Ilustración 23: Primer Tramo Escalera; Elaboración Propia

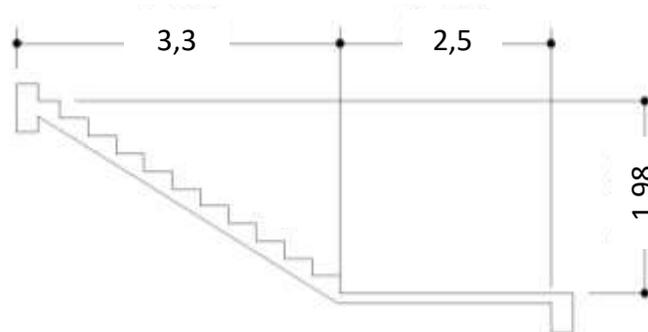


Ilustración 24: Segundo Tramo Escalera; Elaboración Propia

### Solicitaciones de Diseño:

Tramo 1	
Momento +	8352 kg.m
Momento -	4944 kg.m
Cortante	6528 kg

### Tramo 1

#### Armadura Positiva:

#### Momento Reducido de Cálculo ( $\mu_d$ ):

$$\mu_d = \frac{Md_1}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0,184$$

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0,252$$

Si se verifica la siguiente condición no se requiere armadura a compresión en el elemento estructural:

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

#### Cuantía Mecánica ( $W_s$ ):

$$W_s = 0,2108$$

#### Armadura Positiva:

$$A_s = W_s \cdot bw \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 14,54 \text{ cm}^2$$

#### Cuantía Mecánica Mínima:

La cuantía mecánica mínima se determina a partir de tablas:

$$W_{min} = 0,0018$$

**Armadura Mínima:**

$$A_{smin} = W_{min} \cdot b_w \cdot e$$

$$A_{smin} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Por tanto se selecciona el área mayor entre al área de la armadura positiva, y el área de la armadura positiva mínima y se tiene que:

$$A_s > A_{smin}$$

Entonces:

$$A_s = 14,54 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\phi 16\text{mm c}/15 \text{ cm}$$

Esta disposición de barras genera un área real de:

$$A_{sreal} = n \cdot \text{Area}\phi 16\text{mm} = 16,08 \text{ cm}^2$$

Se verifica la siguiente condición:

$$A_{sreal} > A_{s\text{calculado}}$$

**Armadura Negativa:****Momento Reducido de Cálculo ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{M_{d1}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0,109$$

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0,252$$

Si se verifica la siguiente condición no se requiere armadura a compresión en el elemento estructural:

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

**Cuantía Mecánica ( $W_s$ ):**

Se obtiene una cuantía mecánica de:

$$W_s = 0,1177$$

**Armadura Negativa (As):**

$$As = Ws. bw. d. \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 8,12 \text{ cm}^2$$

**Cuantía Mecánica Mínima:**

La cuantía mecánica mínima se determina a partir de tablas:

$$Wmin = 0,0018$$

**Armadura Mínima:**

$$Asmin = Wmin. bw. e$$

$$Asmin = 3,6 \text{ cm}^2$$

Por tanto se selecciona el área mayor entre al área de la armadura positiva, y el área de la armadura positiva mínima y se tiene que:

$$As > Asmin$$

Entonces:

$$As = 8,12 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\phi 12\text{mm c}/15 \text{ cm}$$

Esta disposición de barras genera un área real de:

$$Asreal = n. Area\phi 12\text{mm} = 9,05 \text{ cm}^2$$

Se verifica la siguiente condición:

$$Asreal > Ascalculado$$

**Armadura Transversal por Temperatura:**

$$Ast = 0,0018. bw. e$$

$$Ast = 3,6 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

$$\phi 8\text{mm c}/20 \text{ cm}$$

## Comprobación a Cortante:

### Cortante de Agotamiento por Tracción del Alma:

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

$$f_{vd} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el cortante de agotamiento por tracción en el alma:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 10648,94 \text{ kg}$$

Cuando se cumpla la relación:

$$V_d \leq V_{cu}$$

La pieza no requiere de armadura transversal adicional para soportar el cortante de diseño

$$V_{d1} = 6528 \text{ kg}$$

$$V_{cu} = 10648,94 \text{ kg}$$

Se comprueba la condición por lo que la losa no requiere de armadura transversal

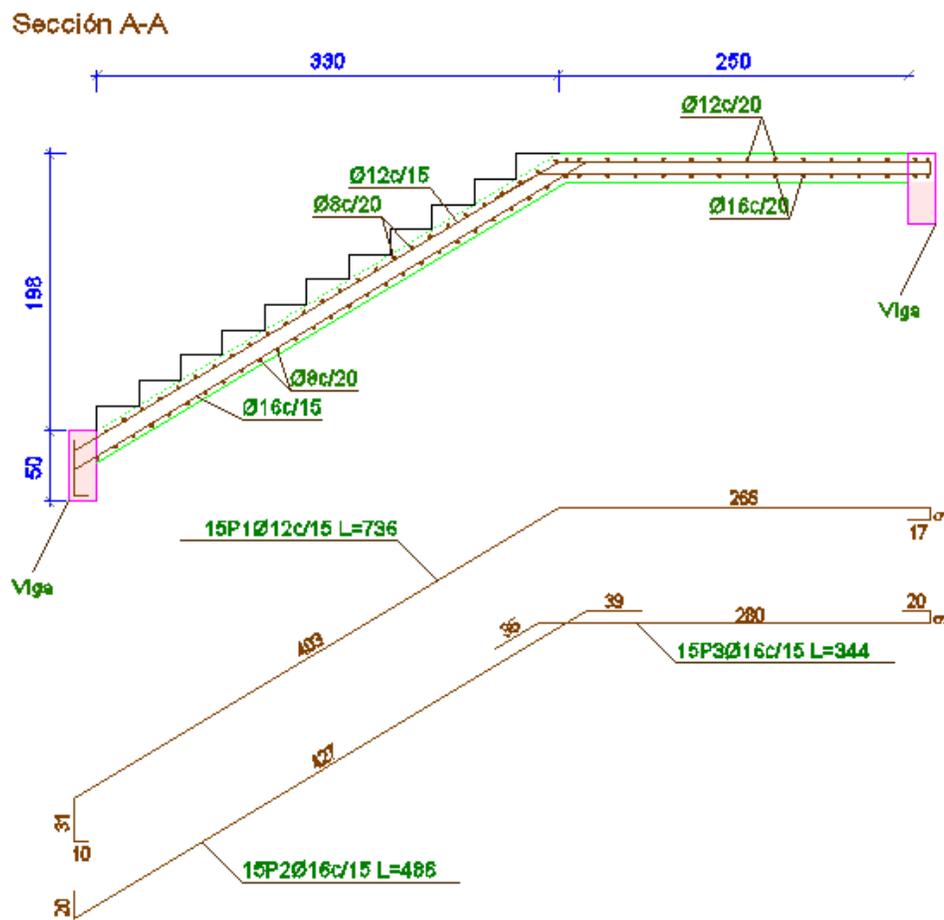


Ilustración 25: Despiece de Armadura; Elaboración Propia

### 3.8.4.2 Diseño de la Cúpula

El diseño de la cúpula se realizó mediante ordenador de acuerdo al modelo estructural planteado, se realizó la verificación de los miembros más solicitados, los resultados de las solicitaciones se desarrollan a continuación:

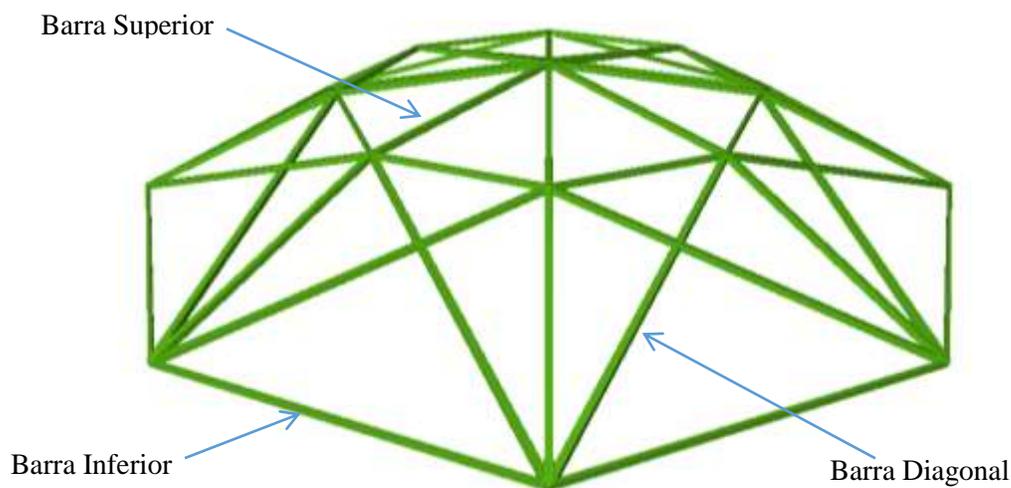


Ilustración 26: Geometría de la Cúpula; Elaboración Propia

### Diseño de la Barra Superior

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento entre los nodos N17-N9

### Diseño en Estados Límites Últimos

#### Perfil de Diseño

Perfil: # 5,0x5,0x2,240							
Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )							
Nodos		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> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
N17	N9	1.768	2,85	11,05	11,05	4,42	4,42
Datos de Diseño				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado			
f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>f</sub> <sup>(4)</sup> Flexión	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup> Cortante	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup> Compresión	<sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado			
2548,42	0,95	0,95	0,85	<sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36			
				<sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño			

Tabla 30: Propiedades Perfil Superior de Cúpula, Elaboración Propia

## Diseño a Compresión

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{Pr}{P_c} \leq 1$$

### Resistencia a Compresión Solicitante:

$$Pr = 346 \text{ kg}$$

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

### Resistencia de Diseño a compresión:

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

P<sub>c</sub>: Resistencia a compresión proporcionada por el perfil de diseño

### Resistencia de Diseño a Compresión Nominal:

La resistencia nominal a compresión, P<sub>n</sub>, se calcula con la siguiente expresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$A_g = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) \cdot f_y = 1662,19 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se calcula la resistencia de compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 4737,25 \text{ kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresión proporcionada por el perfil

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_c = 4026,66 \text{ kg}$$

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{Pr}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_c = \frac{346}{4026,66} = 0,086$$

## Diseño a Flexión:

### Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

**Resistencia a Flexión Solicitante:**

$$M_{rx} = 44 \text{ kg. m}$$

$M_{rx}$ : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

**Resistencia de Diseño a Flexión:**

Es la resistencia a flexión proporcionada por el perfil de diseño.

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión

**Resistencia de Diseño a Flexión Nominal:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = f_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 112,64 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_{nx}$$

$$M_{cx} = 107,01 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{44}{107,01} = 0,411$$

**Diseño a Cortante:****Diseño a Cortante en Eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

**Resistencia a Cortante requerida  $V_r$ :**

$$V_{ry} = 42 \text{ kg}$$

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

**Resistencia de Diseño a Cortante  $V_c$ :**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

### Resistencia de Diseño a Cortante Nominal $V_n$ :

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$A_w = h \cdot t = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

Calculando se tiene:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 1009,17 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$V_{cy} = 958,72 \text{ kg}$$

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{42}{958,72} = 0,044$$

### Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left( \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{44}{107,01} \right)^2 + \left( \frac{42}{958,72} \right)^2 = 0,171$$

### Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{fc} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_{fc} = \frac{346}{4026,66} + \frac{8}{9} \cdot \frac{44}{107,01} = 0,451$$

## Diseño de la Barra Inferior

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento entre los nodos N3-N8

## Diseño en Estados Límites Últimos

### Perfil de Diseño

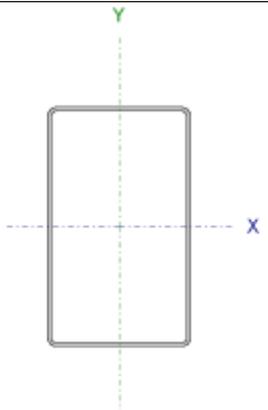
Perfil: # 5,0x3,0x1,200								
Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )								
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
	N3	N8	2,68	1,53	5,28	2,41	2,11	1,85
	Datos de Diseño				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado			
	f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>r</sub> <sup>(4)</sup> Flexión	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup> Cortante	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup> Compresión	<sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado			
2548,42	0,95	0,95	0,85	<sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36				
				<sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño				

Tabla 31: Propiedades Perfil Inferior de Cúpula, Elaboración Propia

### Diseño a Flexión:

#### Diseño a Flexión En Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

#### Resistencia a Flexión Solicitante:

$$M_{rx} = 40 \text{ kg. m}$$

M<sub>rx</sub>: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

#### Resistencia de Diseño a Flexión:

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M<sub>cx</sub>: Resistencia de diseño a flexión

#### Resistencia de Diseño a Flexión Nominal:

La resistencia nominal a la flexión, M<sub>n</sub>, se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = f_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 53,77 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de M<sub>n</sub> se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión M<sub>c</sub>

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

$$M_{cx} = 51,08 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$
$$\eta_m = \frac{40}{51,08} = 0,783$$

### **Diseño a Cortante:**

#### **Diseño a Cortante en Eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

#### **Resistencia a Cortante requerida $V_r$ :**

$$V_{ry} = 49 \text{ kg}$$

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

#### **Resistencia de Diseño a Cortante $V_c$ :**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

#### **Resistencia de Diseño a Cortante Nominal $V_n$ :**

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$A_w = h \cdot t = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

Calculando se tiene:

$$V_{ny} = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 703,36 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny} = 668,19 \text{ kg}$$

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$
$$\eta_v = \frac{49}{668,19} = 0,073$$

## Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left( \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$\eta_{xy} = \left( \frac{40}{51,08} \right)^2 + \left( \frac{49}{668,19} \right)^2 = 0,619$$

## Diseño de la Barra Diagonal

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento entre los nodos N8-N19

## Diseño en Estados Límites Últimos

### Perfil de Diseño

Perfil: # 5,0x5,0x2,240								
Material: Acero ( ASTM A 36 36 ksi )								
	Nodos		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> )	Z <sub>x</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>y</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>3</sup> )
	N8	N19	1,81	2,85	11,05	11,05	4,42	4,42
	Datos de Diseño				<sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Módulo de Sección Plástico en torno al eje indicado <sup>(3)</sup> Límite de Fluencia del Acero A-36 <sup>(4)</sup> Factor de Resistencia de diseño			
	f <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ <sub>r</sub> <sup>(4)</sup> Flexión	φ <sub>v</sub> <sup>(4)</sup> Cortante	φ <sub>c</sub> <sup>(4)</sup> Compresión				
2548,42	0,95	0,95	0,85					

Tabla 32: Propiedades Perfil Diagonal de Cúpula, Elaboración Propia

## Diseño a Flexión

### Diseño a Flexión en eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

### Resistencia a Flexión requerida:

$$M_{rx} = 32 \text{ kg. m}$$

M<sub>rx</sub>: Resistencia a flexión requerida para la combinación más critica

**Resistencia de Diseño a Flexión:**

Es la resistencia a flexión proporcionada por el perfil de diseño.

$$M_{cx} = \phi f \cdot M_n$$

$M_{cx}$ : Resistencia de diseño a flexión

**Resistencia Nominal de la Flexión:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = S_x \cdot f_y$$

$$M_{nx} = 112,64 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cx} = \phi f \cdot M_n$$

$$M_{cx} = 107,01 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{32}{107,01} = 0,299$$

**Diseño a Flexión en eje Y:**

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

**Resistencia a Flexión requerida:**

$$M_{ry} = 16 \text{ kg. m}$$

$M_{ry}$ : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

**Resistencia de Diseño a Flexión:**

$$M_{cy} = \phi f \cdot M_n$$

$M_{cy}$ : Resistencia de diseño a flexión

**Resistencia Nominal de la Flexión:**

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{ny} = S_y \cdot f_y$$

$$M_{ny} = 112,64 \text{ kg. m}$$

Conociendo el valor de  $M_n$  se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión  $M_c$

$$M_{cy} = \phi_f \cdot M_{ny}$$

$$M_{cy} = 107,01 \text{ kg. m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\eta_m = \frac{16}{107,01} = 0,15$$

Para el diseño a flexión oblicua se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{32}{107,01} + \frac{16}{107,01} = 0,449$$

### **Diseño a Cortante**

#### **Diseño a Cortante en eje X:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1$$

#### **Resistencia a Cortante requerida $V_r$ :**

$$V_{rx} = 6 \text{ kg}$$

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

#### **Resistencia de Diseño a Cortante $V_c$ :**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cx} = \phi_v \cdot V_n$$

La resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{nx} = A_w \cdot F_v$$

$$A_w = h \cdot t = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 0,6 \cdot f_y = 1529,05 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a cortante  $V_n$ :

$$V_{nx} = A_w \cdot F_v = 1009,17 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cx} = \phi_v \cdot V_{nx} = 958,72 \text{ kg}$$

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1$$
$$\eta_v = \frac{6}{958,72} = 0,006$$

### **Diseño a Cortante en eje Y:**

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$

### **Resistencia a Cortante requerida Vr:**

$$V_{ry} = 34 \text{ kg}$$

Vr: Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

### **Resistencia de Diseño a Cortante Vc:**

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

La resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{ny} = A_w \cdot F_v$$

$$A_w = h \cdot t = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 0,6 \cdot f_y = 1529,05 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a cortante Vn:

$$V_{ny} = A_w \cdot F_v = 1009,17 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny} = 958,72 \text{ kg}$$

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$$
$$\eta_v = \frac{34}{1009,17} = 0,035$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{xy} \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{ry}}{V_{cy}}\right)^2 \leq 1$$

$$\eta_{xy} = \left(\frac{32}{107,01}\right)^2 + \left(\frac{34}{1009,17}\right)^2 = 0,091$$

### **Resistencia a Flexión del Eje Y Combinada con Corte en X**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{yx} \leq 1$$

$$\eta_{yx} = \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rx}}{V_{cx}}\right)^2 \leq 1$$

$$\eta_{yx} = \left(\frac{16}{107,01}\right)^2 + \left(\frac{6}{958,72}\right)^2 = 0,022$$

### **Diseño a Compresión**

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

### **Resistencia a Compresión Solicitante:**

$$P_r = 587 \text{ kg}$$

$P_r$ : Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

### **Resistencia de Diseño a compresión:**

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$P_c$ : Resistencia a compresión proporcionada por el perfil de diseño

### **Resistencia de Diseño a Compresión Nominal:**

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$A_g = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) \cdot f_y = 930,22 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se calcula la resistencia de compresión nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 2651,12 \text{ kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresión proporcionada por el perfil

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_c = 2253,44 \text{ kg}$$

Para el diseño a compresión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_c = \frac{587}{2253,44} = 0,26$$

### **Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión**

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\eta_{fc} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$$

$$\eta_{fc} = \frac{587}{2253,44} + \frac{8}{9} \cdot \frac{32}{107,01} = 0,526$$

## **3.9 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

### **3.9.1 Especificaciones técnicas**

Son las que definen la calidad de la obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de observación previsto, las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción, los niveles de control exigidos para los materiales y la acción, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

Las especificaciones técnicas se encuentran detalladas en la parte de anexos. (Ver Anexo 4)

### **3.9.2 Cálculos métricos**

Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

El trabajo de computar será detallado en todas sus parte para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que hayan sido necesario adoptar, se buscará un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, basándose de las características de los planos y documentación definitiva del proyecto.

Los cómputos métricos están adjuntados en la parte de anexos. (Ver Anexo 5).

### **3.9.3 Precios unitarios**

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad delimitada, le corresponda un precio unitario que nos disponga el costo parcial de la misma.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5%, de la mano de obra, IVA será 14,94%, como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%, IT se toma 3,09%.

Los precios unitarios están adjuntados en la parte de anexos. (Ver Anexo 6).

### **3.9.4 Presupuesto general**

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de

factores de los cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

El presupuesto general de la obra es de 12.127.124,84 Bs, para más detalles del presupuesto general se encuentra adjuntado en la parte de anexos. (Ver Anexo 7).

### **3.9.5 Plan y cronograma de obras**

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación donde se muestran las actividades en modo de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra, pudiendo ser más entendible para el ejecutor.

El tiempo estimado para la ejecución de la obra es de 614 días, para más detalles el plan y cronograma de ejecución se encuentra en la parte de anexos. (Ver Anexo 8).

**CAPÍTULO IV**  
**APORTE ACADÉMICO**

## CAPÍTULO IV

### 4 APORTE ACADÉMICO

#### 4.1 Vigas Curvas

La trayectoria del eje de la viga puede ser una curva de cualquier forma en el espacio, el sistema de cargas solicitante también puede ser cualquiera al igual que las solicitaciones externas (con un número de restricciones tal que aseguren el equilibrio).

Es por esto que las vigas de eje curvo no son otra cosa que un caso particular de las vigas en general, donde la trayectoria de su eje sigue una curva determinada, que podría ser circular plana, elíptica, helicoidal, etc., con un radio y un centro de curvatura determinados que también pueden ser variables punto a punto.

Podemos imaginar las vigas de eje recto como un caso particular de las de eje curvo con el centro de curvatura en el infinito.

Todos los conocimientos adquiridos hasta el momento para vigas de eje recto, en mayor o menor medida, son aplicables a las de eje curvo.

En lo referente al cálculo de solicitaciones, se pueden usar todas las herramientas disponibles para el análisis de estructuras de barras, con la única precaución de dividir la viga en un número de elementos tal que cada uno de ellos no sea muy distinto de una barra recta.

Aparecen sí diferencias importantes en las tensiones cuando el radio de curvatura es chico respecto de la altura de la sección, estos casos se conocen como de gran curvatura, y para dar un límite diremos que en general cuando la relación  $r/h < 5$  se deberá hacer el estudio considerando la pieza de gran curvatura y para los casos en que  $r/h > 10$  se podrá usar la teoría de eje recto pues las diferencias son menores al 1 %.

En piezas curvas, cuando las armaduras longitudinales, de trazado también curvo, trabajen a tracción junto a paramentos cóncavos (intrados), o a compresión junto a paramentos convexos (extrados), irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas (Ver Ilustración 27) y capaces de soportar las componentes radiales que las mismas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq \left(\frac{s}{r}\right) \cdot A_s \cdot f_{yd}$$
$$A_{st} \cdot f_{td} \geq (s'/r') \cdot A'_s \cdot f_{yd,c}$$

Dónde:

$A_{st}$  = sección de un cerco o estribo

$f_{td}$  = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos o estribos

$s$  = separación entre cercos o estribos, medida en la armadura de tracción

$s'$  = separación entre cercos o estribos, medida en la armadura de compresión

$r$  = radio de curvatura de las barras principales del intrados

$r'$  = radio de curvatura de las barras principales del extrados

$A_s$  = sección total de la armadura en tracción

$A's$  = sección total de la armadura en compresión

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de la armadura  $A_s$

$f_{yd,c}$  = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura  $A's$

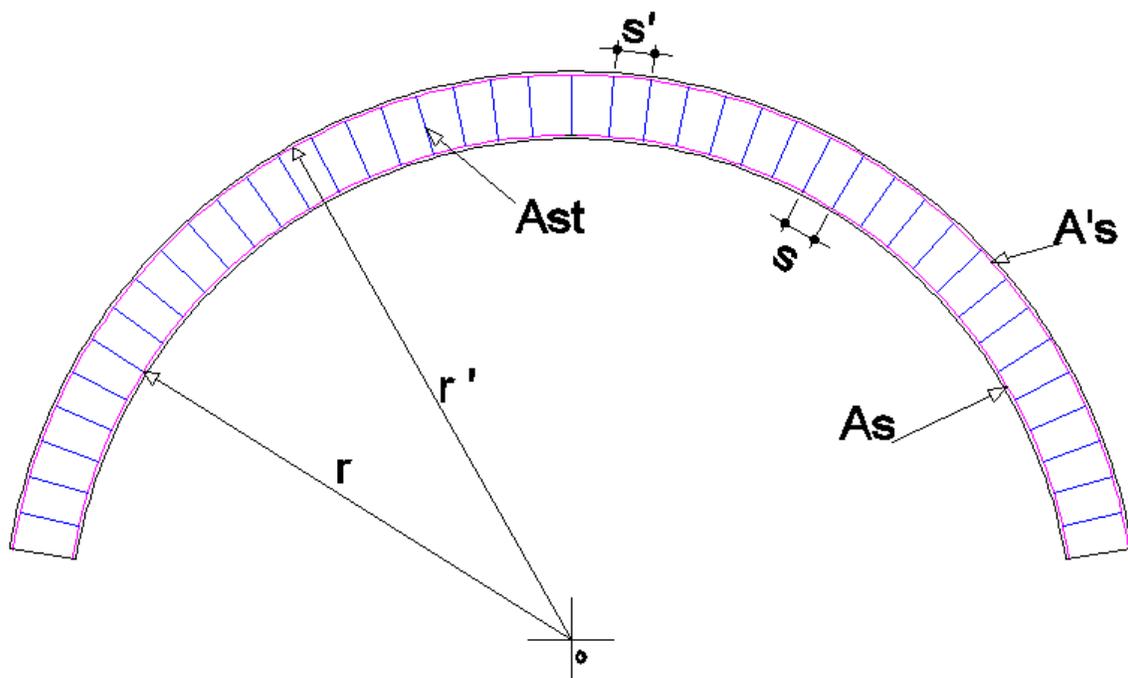
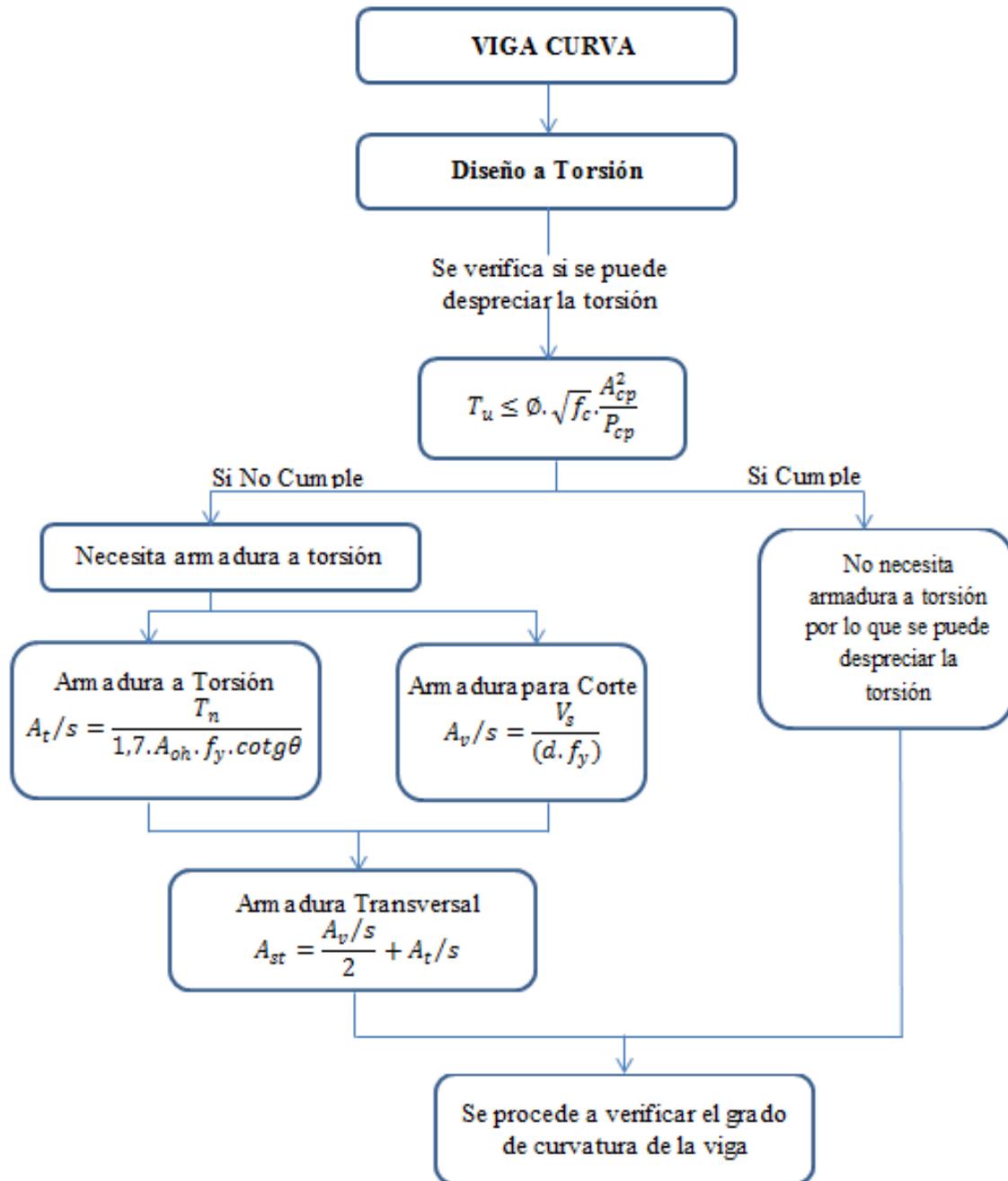


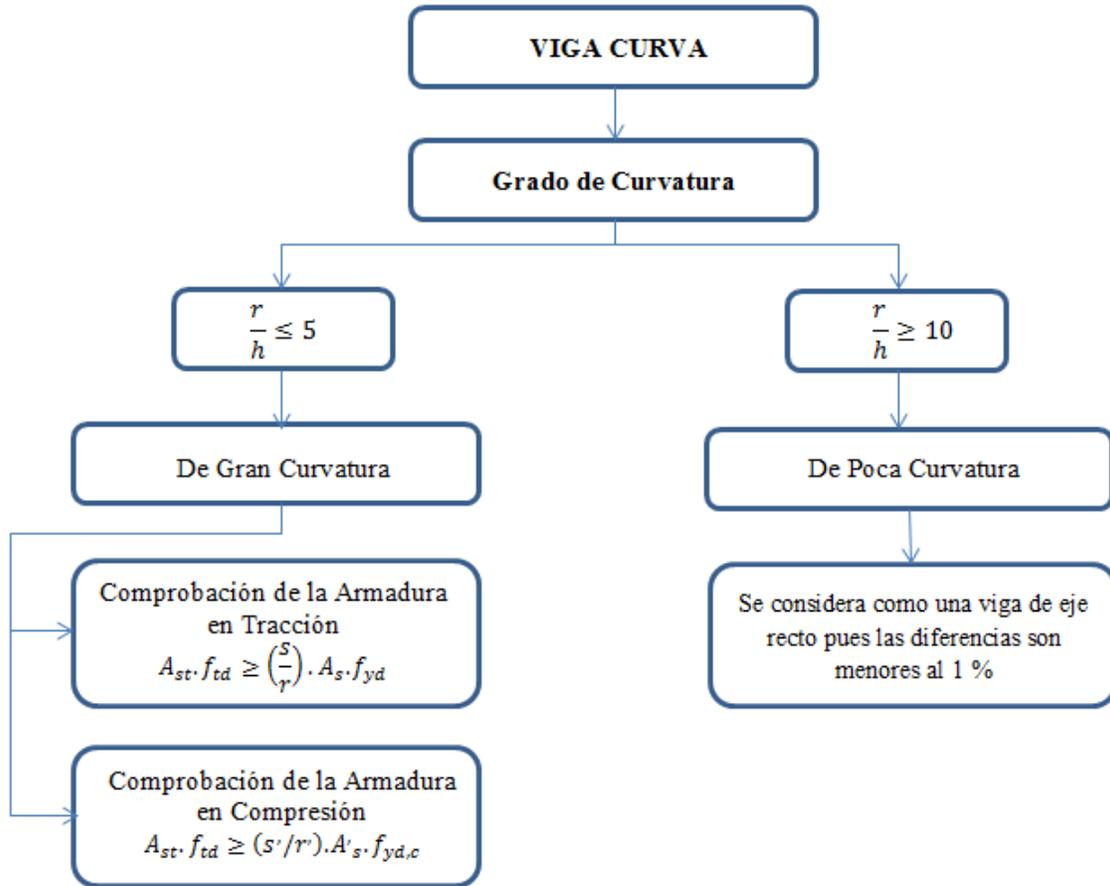
Ilustración 27: Disposición de Armaduras en Vigas Curvas

### Metodología de Diseño de Vigas Curvas

Se elaboró una metodología de diseño a seguir para cuando nos encontremos con vigas de eje curvo sometidas a torsión, para posteriormente realizar una comprobación de la armadura a tracción y compresión de la pieza dependiendo de su grado de curvatura. Para lo cual se realizó los siguientes esquemas:



Una vez realizado el diseño a torsión se procede a verificar el grado de curvatura de la pieza de acuerdo al siguiente esquema:



## Análisis y Diseño (Viga Curva: Secc. 40x65)

### Diseño a Torsión

Se realizara el diseño a torsión de la viga curva más solicitada, que en este caso sería la viga del Nivel Primer Piso – Pórtico 30 - entre las columnas P21-P32.

### Datos

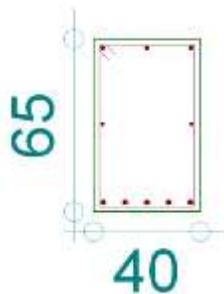
$h = 65 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$T_u = 101000 \text{ kg.cm}$

$r = 26 \text{ m}$  (radio de curvatura)



$$T_u \leq \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$101000 \text{ kg.cm} \leq 116621 \text{ kg.cm} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

Por lo que se puede despreciar la torsión.

### Verificación del grado de curvatura

$$\frac{r}{h} \geq 10$$
$$\frac{2600}{65} \geq 10$$

$40 \geq 10 \rightarrow$  Se considera de poca curvatura

Al ser una viga de poca curvatura se puede considerar como una viga de eje recto.

### Análisis y Diseño (Viga Curva: Secc. 30x65)

#### Diseño a torsión

##### Datos

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

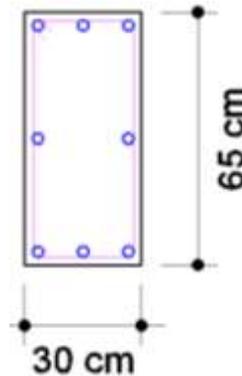
$$h = 65 \text{ cm}$$

$$d = 63 \text{ cm}$$

$$V_u = 21320 \text{ kg}$$

$$T_u = 101000 \text{ kg.cm}$$

$$\phi = 0,75$$



#### a) Verificación de la torsión

$$T_u \leq \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$101000 \text{ kg.cm} \leq 72504,55 \text{ kg.cm} \rightarrow \text{No Cumple!!!}$$

Por lo que la torsión deberá ser tenida en consideración.

#### b) Calculo de las armaduras necesarias por corte

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_n = V_u / \phi$$

$$V_n = 28426,67 \text{ kg}$$

$$V_c = \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d / 6$$

$$V_c = 14435,11 \text{ kg}$$

$$V_s = V_n - V_c = 13991,55 \text{ kg}$$

$$A_v/s = \frac{V_s}{(d \cdot f_y)}$$

$$A_v/s = 5,29 \text{ cm}^2/m$$

**c) Armaduras necesarias para torsión**

$$T_n = T_u/\phi$$

$$T_n = 134666,67 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$A_{oh} = (b - 2 \cdot r) \cdot (h - 2 \cdot r) = 1586 \text{ cm}^2$$

$$P_h = 2 \cdot ((b - 2 \cdot r) + (h - 2 \cdot r)) = 174 \text{ cm}$$

$$A_t/s = \frac{T_n}{1,7 \cdot A_{oh} \cdot f_y \cdot \cot \theta}$$

$$A_t/s = 1,19 \text{ cm}^2/m$$

**d) Armadura transversal**

$$A_{st} = \frac{A_v/s}{2} + A_t/s$$

$$A_{st} = 3,83 \text{ cm}^2/m$$

La separación máxima de armaduras, atendiendo solamente la torsión, será:

$$s \leq \text{minimo} \left( \frac{P_h}{8} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$s \leq 21,75 \text{ cm}$$

Teniendo en consideración también el corte se verifica que:

$$s \leq \text{minimo} \left( \frac{d}{2} ; 40 \text{ cm} \right)$$

$$s \leq 31,50 \text{ cm}$$

La armadura adoptada deberá tener entonces una separación menor que 21,75 cm

Se adopta finalmente un estribado de:

$$\phi 10\text{mm } c/20 \text{ cm } (3,92 \text{ cm}^2/m)$$

## Verificación del grado de curvatura

Debido a que esta viga posee un radio de curvatura grande se lo reducirá para poder realizar las verificaciones correspondientes con fines académicos.

### Datos

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$L = 845 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$f_{td} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$s' = 22 \text{ cm}$$

$$r = 300 \text{ cm}$$

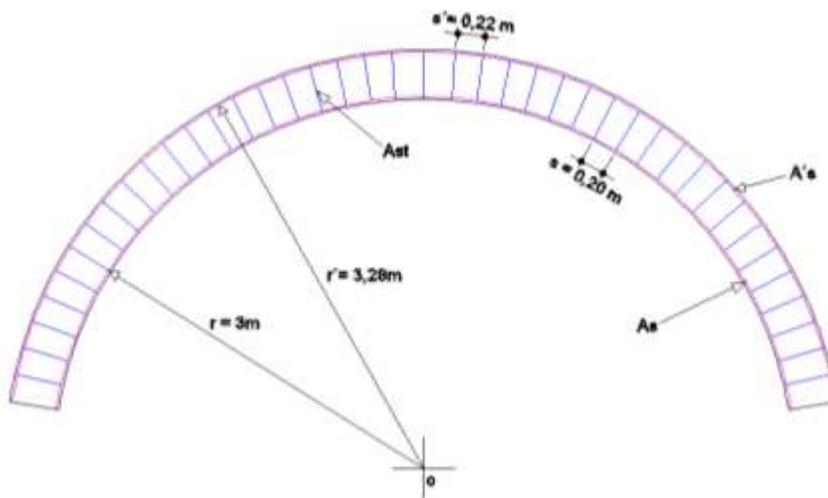
$$r' = 328 \text{ cm}$$

$$A_s = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A's = 22,24 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd,c} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$



### Clasificación de la Viga Curva

$$\frac{r}{h} < 5$$

$$\frac{300}{65} < 5$$

$4,62 < 5 \rightarrow$  Se considera de gran curvatura

### Comprobación de la Armadura en Tracción

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq \left(\frac{s}{r}\right) \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$3,83 \cdot 3652,17 \geq \left(\frac{20}{300}\right) \cdot 10,05 \cdot 3652,17$$

$$13987,81 \geq 2448,17 \rightarrow \text{OK Cumple!!!}$$

### Comprobación de la Armadura en Compresión

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq (s'/r') \cdot A's \cdot f_{yd,c}$$

$$3,83 \cdot 3652,17 \geq \left(\frac{22}{328}\right) \cdot 22,24 \cdot 3652,17$$

$$13987,81 \geq 5447,97 \rightarrow \text{OK Cumple!!!}$$

Con estas verificaciones se comprueba que en piezas curvas, cuando las armaduras longitudinales, de trazado también curvo, trabajen a tracción, o a compresión, irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas que serán capaces de soportar las componentes radiales que las mismas producen.

Para poder despreciar la torsión, se deberá realizar un aumento en la base de la sección transversal, para darle mayor rigidez a la pieza, logrando así que los momentos torsionales no afecten en forma significativa la resistencia a flexión o a cortante del elemento, para no tener la necesidad de aumentar armadura a torsión a la pieza.

Para no tomar en cuenta la torsión en la pieza se debe verificar que:

$$T_u \leq T$$

$$T_u \leq \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

En la siguiente tabla se realizó un aumento en la base de la sección cada 5% de la base inicial de la pieza:

Incremento (%)	0%	10%	15%	20%	25%	30%
base (cm)	30	33	34,5	36	37,5	39
T (kg.cm)	72504,55	85044,88	91550,66	98204,19	104998,97	111928,9
Tu (kg.cm)	101000	101000	101000	101000	101000	101000
Verificación	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple

Por lo que se puede evidenciar que al aumentar la base en un 25% la pieza ya no necesitara armadura a torsión. Obteniendo una nueva base de 37,5 cm pero por razones constructivas se adoptó una base de 40 cm para su diseño.

$$T_u \leq \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$101000 \text{ kg.cm} \leq 116621,08 \text{ kg.cm} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

Con una sección de 40cm x 65cm la viga ya no necesitara armadura a torsión.

## **CONCLUSIONES - RECOMENDACIONES**

## CONCLUSIONES:

- Con la implementación del proyecto “Diseño Estructural del Nuevo Bloque del Instituto Superior Agropecuario UAJMS Bermejo” se mejora la calidad en la educación, brindando ambientes cómodos y aptos para la enseñanza.
- En la zona de emplazamiento de la estructura el suelo presenta una capacidad portante apta para la fundación, de 2,14 kg/cm<sup>2</sup> a los 2 m. de profundidad.
- Los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente, con lo establecido en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y el Manual de la AISC.
- Gracias al diseño elaborado concluyo que el programa Cypecad da una armadura mayorada en algunos elementos alrededor de un 10 % con relación al cálculo manual. De acuerdo a lo siguiente:

Método de Cálculo	Armadura Longitudinal		
	Negativo Izquierda (cm <sup>2</sup> )	Positiva (cm <sup>2</sup> )	Negativo Derecha (cm <sup>2</sup> )
CYPECAD	19,37	9,72	11,35
Calculo Manual	18,86	8,84	10,33
% de variación	2,63%	9,05%	8,99%

- El proyecto presenta vigas con grandes secciones, debido a que la arquitectura del proyecto tiene ambientes muy espaciosos, con vigas hasta de 8,5 m de longitud.
- Para optimizar el proyecto se realizó una reducción de sección en las columnas del 2do piso, ya que están sometidas a cargas menores que las columnas de la planta baja y el 1er piso.
- En una viga curva actúan esfuerzos de torsión, para lo cual se deberá sumar armadura de torsión a la armadura transversal de la pieza, caso contrario para poder despreciar la torsión, se deberá realizar un aumento en la base de la sección transversal, para darle mayor rigidez a la pieza, logrando así que los momentos torsionales no afecten en forma significativa la resistencia de la viga, para así no tener la necesidad de aumentar armadura de torsión a la pieza.
- En una viga curva para garantizar que tenga rigidez a torsión, se deberá aumentar la base en un 25%, para darle mayor inercia en ese sentido, pero que garantice también la flexión.

- El precio referencial del proyecto es de 12.127.124,84 Bs (Doce millones ciento veintisiete mil ciento veinticuatro con 84/100 Bs).
- El tiempo estimado de ejecución de la obra es de 614 días hábiles según el cronograma de actividades realizado.

### **RECOMENDACIONES:**

- Es muy importante ingresar correctamente los datos de diseño al programa CYPECAD, ya que al existir un valor erróneo afectará de gran manera a los resultados obtenidos.
- Cuando se utilice un programa para el cálculo de cualquier estructura, se recomienda realizar verificaciones manuales como las que se hizo en el presente trabajo, para asegurarse de que los resultados obtenidos por el programa sean correctos y coherentes.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante presente en el terreno, a fin de evidenciar los ensayos realizados en este proyecto.
- Para lograr la resistencia requerida en el diseño, se recomienda utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas del proyecto.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- Para concluir con el proyecto, se recomienda realizar las respectivas instalaciones eléctricas, sanitarias y de agua potable ya que el presente sólo contempla el diseño estructural.
- Se recomienda que ante cualquier duda en la metodología de diseño se consulte la bibliografía utilizada.

